

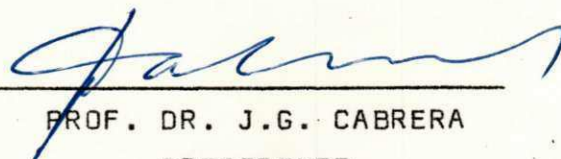
UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA - CCT

A INFLUÊNCIA DA CAL NAS PROPRIEDADES
DE ENGENHARIA DE SOLOS LATERÍTICOS

José Geraldo de Oliveira Ferro
Engenheiro Civil

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS
DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DO CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLO
GIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA COMO PARTE DOS REQUISI
TOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS
(M.Sc).

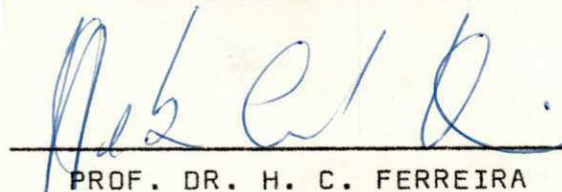
APROVADA POR:



PROF. DR. J.G. CABRERA
PRESIDENTE



PROF. DR. E.A. TORRES BERG
EXAMINADOR EXTERNO



PROF. DR. H. C. FERREIRA
EXAMINADOR INTERNO

CAMPINA GRANDE
ESTADO DA PARAÍBA - BRASIL
JANEIRO - 1976

Teve
131/513
F. 385

À minha esposa Amparo e aos
meus filhos Adriana e Leo
nardo pelo espírito de sa
crifício e abnegação demons
trado durante a realização
deste trabalho.



F395i

Ferro, José Geraldo de Oliveira.

A influência da cal nas propriedades de engenharia de solos lateríticos / José Geraldo de Oliveira Ferro. - Campina Grande, 1976.

118 f.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal da Paraíba, Centro de Ciências e Tecnologia, 1976.

"Orientação : Prof. Dr. J. G. Cabrera".

Referências.

1. Engenharia de Solos. 2. Cal - Propriedades. 3. Solos Lateríticos. 4. Dissertação - Engenharia Civil. I. Cabrera, J. G. II. Universidade Federal da Paraíba - Campina Grande (PB). III. Título

CDU 624.13(043)

THE INFLUENCE OF LIME ON THE ENGINEERING
PROPERTIES OF LATERITIC SOILS

M.Sc. Dissertation

by

José Geraldo de Oliveira Ferro

ABSTRACT

The work presented in this dissertation deals with the effects of lime treatment on the engineering properties of three laterized red soils from the State of Paraíba, Brazil.

A calcitic and a dolomitic lime at two concentrations: two and five percent based on the dry weight of the soil, were admixed with each of the three soils and the following properties investigated:


1. The effects of the limes on the plasticity and compaction properties of the soils.
2. The influence of the limes on the CBR strength-moisture content relationships of the three soils when cured for seven days and immersed for four days.
3. The influence of the limes on the CBR strength-moisture content relationships of the three soils when the strength was measured immediately after compaction.
4. The influence of the limes on the cone penetrometer resistance values of the three soils.

The results obtained show clearly that the plasticity properties are modified to the same extent with both types of lime. The liquid limit of the three soils was reduced to a greater extent than the plastic limit, thereby reducing the plasticity index of the three soils.

The maximum dry unit weight of the soil lime mixtures was in every case lower than the maximum dry unit weight for the soils alone, while the corresponding optimum moisture contents were always greater. The dolomitic lime produced noticeable greater changes than the calcitic lime. A phenomenological explanation is offered on the light of these results.

It was found that the calcitic lime performed better in terms of CBR strength increases when the soils were allowed to cure and were immersed in water, while for the soils tested immediately after compaction the dolomitic lime gave the best results. In terms of the arbitrary reactivity parameter used, the soil L-3 (Nova Floresta) treated with five percent of the calcitic lime gave greater reactivity for the cured immersed procedure, while soil L-1 (Sape-Mari) treated with five percent of the dolomitic lime gave the greater value of reactivity for the noncured nonimmersed procedure. On the light of these results it was possible to offer a qualitative interpretation of the mechanism of lime stabilization of the laterized red soils studied.

Finally a statistical relation was found between the CBR strength and the cone penetrometer values. This allowed to propose the cone penetrometer test as an alternative to the CBR procedure for field testing.



A INFLUÊNCIA DA CAL NAS PROPRIEDADES
DE ENGENHARIA DE SOLOS LATERÍTICOS

Tese de Mestrado

por

José Geraldo de Oliveira Ferro

RESUMO

O trabalho apresentado nesta dissertação trata do efeito do tratamento com cal sobre as propriedades de engenharia de três solos vermelhos laterizados do Estado da Paraíba, Brasil.

As cals calcítica e dolomítica foram misturadas aos solos em duas concentrações: dois e cinco por cento, do peso seco do solo, em cada um dos três solos, tendo sido pesquisadas as seguintes propriedades:

1. O efeito das cals sobre as propriedades de plasticidade e compactação dos solos.
2. A influência das cals sobre a relação CBR versus teor de umidade de compactação dos solos quando submetidos a sete dias de cura e quatro dias de imersão.
3. A influência das cals sobre a relação CBR versus teor de umidade de compactação dos três solos quando o ensaio CBR foi realizado imediatamente após a compactação.
4. A influência das cals sobre a resistência à penetração do cone, dos três solos, medida pelo ensaio de penetrômetro de cone.

Os resultados obtidos mostraram claramente que as propriedades de plasticidade são modificadas na mesma proporção pelos dois tipos de cal. O limite de liquidez foi re

duzido em maior proporção do que o limite de plasticidade, em consequência o índice de plasticidade dos três solos foi reduzido.

O máximo peso específico aparente seco foi em todos os casos menor do que o máximo peso específico aparente seco dos solos sem cal, enquanto o correspondente teor de umidade ótimo foi sempre maior. A cal dolomítica produziu variações visivelmente maiores do que a cal calcítica. Uma explicação fenomenológica é oferecida à luz destes resultados.

Foi encontrado que a cal calcítica comportou-se melhor em termos de ganhos de resistência, medida pelo ensaio CBR, quando os solos foram submetidos a cura e imersão, enquanto para os solos ensaiados imediatamente após a compactação a cal dolomítica deu melhores resultados. Considerando o parâmetro arbitrário de reatividade usado, o solo L-3 (jazida Nova Floresta) tratado com cinco por cento de cal calcítica deu maior reatividade quando submetido a cura e imersão, enquanto o solo L-1 (jazida Sapé-Mari) tratado com cinco por cento da cal dolomítica deu maior valor de reatividade, quando os corpos de prova foram ensaiados imediatamente após a compactação. À luz destes resultados foi possível oferecer uma interpretação qualitativa do mecanismo de estabilização dos solos vermelhos laterizados estudados.

Finalmente uma relação estatística foi encontrada entre o valor do CBR e o valor da resistência à penetração do cone. Isto permitiu propor o ensaio de penetrômetro de cone como uma alternativa ao ensaio de CBR quando utilizado no campo.

ÍNDICE

CAPÍTULO I	INTRODUÇÃO	1
CAPÍTULO II	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	3
	Introdução	3
	Mecanismos de estabilização de solos com cal	3
	Influência da cal nas propriedades de engenharia de solos estabilizados	6
	Lateritas: definição e classificação	12
	Influência da cal na estabilização de solos lateríticos	15
CAPÍTULO III	OBJETIVO DA PESQUISA	20
CAPÍTULO IV	MATERIAIS	21
	Solos	21
	Cais	28
CAPÍTULO V	MÉTODOS DE ENSAIO	33
	Introdução	33
	Determinação do pH	33
	Determinação do teor de matéria orgânica	36
	Ensaio de granulometria	37
	Determinação dos limites de Atterberg	38
	Ensaio de compactação	38
	Ensaio de CBR	39
	Ensaio de penetrômetro de cone	39
CAPÍTULO VI	APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	44
	Introdução	44
	Ensaio de pH	44
	Ensaio de granulometria	45
	Limites de Atterberg	45

	Ensaio de compactação	46
	Ensaio de CBR	47
	Ensaio de penetrômetro de cone	53
CAPÍTULO VII	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	75
	Introdução	75
	Características de plasticidade e compactação dos solos e das misturas solo-cal estudadas	75
	Relação resistência versus teor de umidade dos solos e misturas solo-cal	78
	Significância na engenharia dos resultados obtidos durante a pesquisa	82
CAPÍTULO VIII	CONCLUSÕES	91
CAPÍTULO IX	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	93
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	94
	AGRADECIMENTOS	99
APÊNDICE 1	TABELA CONTENDO OS RESULTADOS DO ENSAIO DE pH	100
APÊNDICE 2	TABELA CONTENDO OS VALORES DOS LIMITES DE ATTERBERG	102
APÊNDICE 3	TABELA CONTENDO OS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO	104
APÊNDICE 4	TABELAS CONTENDO OS VALORES DE PRESSÃO, PARA CADA PENETRAÇÃO, OBTIDOS NO ENSAIO CBR	106
APÊNDICE 5	TABELAS CONTENDO OS VALORES DE CBR	113
APÊNDICE 6	TABELAS CONTENDO OS RESULTADOS DO ENSAIO DE PENETRÔMETRO DE CONE	115

C A P Í T U L O I

INTRODUÇÃO

A necessidade de construção de novas rodovias com o menor custo possível, tem levado engenheiros e pesquisadores de todo o mundo a se preocupar com o estudo mais detalhado das propriedades dos solos locais a fim de aproveitá-los eficaz e economicamente. Nos países tropicais onde há abundância de solos vermelhos, especialmente aqueles que são produzidos por processo de "laterização", estes solos vem sendo estudados visando o seu melhor aproveitamento quando empregados na construção de rodovias, desde que os mesmos apresentam, geralmente, propriedades de engenharia diferentes de outros tipos de solos empregados na construção rodoviária.

No Brasil é abundante a ocorrência de solos vermelhos nos Estados do Pará, Amazonas, Maranhão, Piauí, Paraíba, Goiás e Minas Gerais (1). Em vários destes estados tem se utilizado estes solos na construção de estradas com relativo sucesso. No entanto, encontram-se jazidas destes solos, existentes no local da obra, que não satisfazem completamente às especificações exigidas para a sua utilização (2). O engenheiro tem então à sua escolha duas soluções: substituir esses materiais por outros materiais apropriados, ou corrigi-los de modo a conferir-lhes as características necessárias por meio de um método adequado de estabilização física, química ou físico-química. A escolha de um ou outro método de estabilização dependerá de muitos fatores, entre os quais os mais importantes são: as propriedades intrínsecas do solo, disponibilidade de material estabilizante, custo e especialmente "know how" sobre estes processos. No Brasil o método de estabilização mais empregado é a estabilização física, mais conhecida como estabilização mecânica. Em muitos casos este processo não é adequado, o que resulta na subutilização ou abandono de muitos depósitos de solos que poderiam ser estabilizados por outros métodos.

Devido a isto tem havido recentemente um crescente interesse no estudo do comportamento dos solos vermelhos laterizados quando estabilizados por tratamentos químicos ou físico-químicos, e embora esses estudos não tenham sido sis

tematizados, várias estruturas de pavimentos já foram construídas utilizando esses solos estabilizados com cimento (1).

Entretanto, mesmo sendo a utilização da cal no tratamento de solos uma das mais velhas técnicas usadas na construção de estradas (5,18), no Brasil seu emprego para a estabilização de solos ainda é muito reduzido, e pouco se conhece especialmente sobre seu efeito nos solos tropicais. As ocorrências de solos vermelhos laterizados, por outro lado, estão associadas, geralmente, a ocorrência de calcário (matéria prima para obtenção da cal), isso parece dar certa evidência de que existiriam vantagens econômicas para a sua utilização com a cal como agente estabilizante.

É justificável, portanto, que o estudo do comportamento de solos tropicais laterizados com a adição de cal se intensifique também no Brasil, a exemplo do que vem ocorrendo em outros países tropicais onde existe a ocorrência de tais solos.

C A P Í T U L O I I

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Introdução

O estudo dos vários fenômenos que ocorrem e dos fatores que influenciam na estabilização de solos com cal, tem sido objeto de debates e especulações por parte de muitos pesquisadores do assunto.

Nesta revisão bibliográfica serão apresentados alguns estudos até agora realizados sobre a estabilização de solos com cal e em particular dos solos vermelhos laterizados. Serão desenvolvidos de maneira sucinta os seguintes tópicos:

1. Mecanismos de Estabilização de Solos com Cal.
2. Influência da Cal nas Propriedades de Engenharia dos Solos.
3. Lateritas: definições e classificação.
4. Influência da Cal na Estabilização de Solos Lateríticos.

Mecanismos de Estabilização de Solos com Cal

Quando a cal é adicionada a um solo argiloso em presença de água estabelecem-se reações, cujo tipo e origem tem dado lugar a discussões e debates. No entanto, é geralmente aceito que tais reações são de três tipos, como segue:

1. Reação de Troca de Cátions
2. Reação de Carbonatação
3. Reação Pozolânica

O exato efeito e a relativa importância de cada um destes três tipos de reação ainda dá margem a debates.

Diamond e Kinter (3), embora reconheçam que as duas primeiras reações possam ocorrer, preconizam que apenas a reação pozolânica é, em última análise, a responsável pela estabilização dos solos. Apesar de tais contestações é acreditado pela maioria dos estudiosos do assunto que as três reações acima enumeradas têm acentuada influência no mecanismo de estabilização dos solos argilosos com cal. A seguir estas reações serão detalhadas sucintamente.

Reação de troca de cátions

As argilas têm a propriedade de adsorver cátions devido ao fato de apresentarem um caráter de insaturação negativo em sua superfície por causa das substituições isomórficas de cátions Al^{+3} por Mg^{+2} e de Li^{+4} por Al^{+3} e também das ligações partidas (broken bonds) dos íons superficiais do cristal, além da substituição de hidrogênio por oxidrilas (4). Van Olphen (citado em ref. 5), entre outros, estabeleceu que para balancear o excesso de cargas negativas resultante destes fenômenos, cátions são adsorvidos na superfície do argilo mineral. A Capacidade de Troca de Cátions é a unidade para medir a quantidade de cátions trocáveis na superfície da partícula do argilo mineral.

Ao entrar em contato com o sistema solo água, a cal se ioniza e íons de cálcio são liberados. Quando a cal é adicionada a primeira reação que provavelmente ocorre, portanto, é a reação de troca de cátions, com os íons cálcio substituindo os íons existentes (5). Associada a esta reação de troca de cátions, acredita-se haver aglomeração dos cátions de cálcio adicionais da cal ao redor das partículas do argilo mineral (6). Há uma maior concentração destes cátions na superfície da partícula coloidal, diminuindo gradualmente com a distância da superfície. Isto é denominado "dupla camada difusa" (7).

Tem sido constatado que a adição da cal ao solo provoca modificações em suas características de plasticidade, contração e inchamento (6,8). Estas modificações conferem ao solo a aparência de mais seco (6). Além disso há também um aumento no teor de umidade ótimo para o máximo peso especí

fico aparente seco a um dado esforço de compactação (10,11). Estas mudanças imediatas são algumas vezes atribuídas aos efeitos de floculação que resulta da reação de troca de cátions (6). Contrários a esta assertiva, Diamond e Kinter (3), embora reconhecendo que a reação de troca de cátions possa ocorrer, afirmaram que este efeito inicial é o resultado de imediatas reações pozolânicas que produzem fracas ligações cimentícias, tão fracas que não mostram qualquer efeito no aumento da resistência à compressão do sistema, mas suficientes para modificar as outras propriedades. Estas conclusões, no entanto, foram severamente criticadas por Handy, Demirel e outros (3).

Reação de carbonatação

A reação de carbonatação da cal promovida pelo anidrido carbônico do ar é outro tipo de reação que ocorre nas misturas solo-cal, resultando daí a formação de carbonato de cálcio. É, afinal, a reação inversa da produção da cal a partir do calcário (13). Eades, Nichols e Grim (12) demonstraram que a carbonatação ocorre no campo, no entanto o carbonato de cálcio não é considerado um forte agente cimentício e portanto a cal usada nesta reação seria melhor utilizada na reação pozolânica (5).

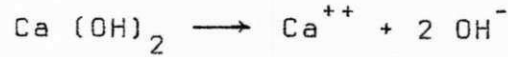
Reação Pozolânica

Neste processo gels cimentícios são formados através de uma reação lenta e contínua, sob condições alcalinas propícias, entre o cálcio e a sílica e alumina presentes na estrutura básica do argilo mineral, conforme têm demonstrado estudos de difração de raios-x e microscopia eletrônica (8). As propriedades, a natureza e o mecanismo de formação dos gels cimentícios pela reação pozolânica, são ainda bastante discutidas. No entanto, vários pesquisadores do assunto (3, 10, 21, 37) concordam que os gels cimentícios formados, com o tempo, em uma mistura solo-cal, são essencialmente silicatos (SCH) e aluminatos de cálcio hidratados (ACH).

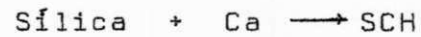
Como foi dito anteriormente, a cal se ioniza ao entrar em contato com o sistema solo-água. Os íons cálcio, nesta etapa, reagem como citado acima com a sílica e alu

mina, enquanto os íons oxidrilas vão propiciar ao sistema as condições alcalinas necessárias para que estas reações ocorram (21). Esquemáticamente o processo de formação dos gels mencionados é o seguinte:

O hidróxido de cálcio em presença de água se dissocia em:



O íon OH^- confere maior pH ao sistema resultando as reações da sílica e alumina com o cálcio liberado:



É a este processo que todos os investigadores têm atribuído o ganho de resistência a longo prazo dos solos estabilizados com cal. Devido a variações estruturais distintas que ocorrem no argilo mineral, de maneira irreversível (8), o sistema torna-se também altamente resistente à ação da água (5).

Influência da Cal nas Propriedades de Engenharia de Solos Estabilizados

A adição de cal aos solos, em especial aos solos argilosos, provoca variações em muitas de suas propriedades de engenharia, tais como: Limites de Atterberg, Características de Compactação, Resistência, etc. Tais mudanças estão condicionadas a fatores intrínsecos e extrínsecos à mistura solo-cal. A seguir serão estudadas a influência da cal sobre estas propriedades de engenharia dos solos.

Influência da cal sobre os limites de Atterberg

É um fato muito conhecido entre os investigadores do assunto que a cal ao ser adicionada aos solos tem um efeito imediato sobre suas características de plasticidade. Este consiste numa apreciável redução no índice de plasticidade (IP). Em geral, tal redução é primeiramente devido a aumentos observados no limite de plasticidade (LP). O limite de

liquidez (LL), tanto pode aumentar como diminuir, dependendo da natureza do solo. Entretanto, o aumento no LP é em geral maior do que as variações no LL com a conseqüente diminuição no IP (18).

Hilt e Davidson (6) encontraram que a adição de cal aos solos provoca um aumento no seu LP até um ponto a partir do qual o LP permanece aproximadamente constante com maiores incrementos de cal. A este ponto eles deram o nome de "ponto de fixação de cal", que posteriormente foi denominado por Ho e Handy (19) de "ponto de retenção de cal". A percentagem de cal que corresponde a este ponto pode, portanto, ser considerada como o limite a partir do qual incrementos na percentagem de cal permitiriam a estabilização de um solo, isto é, alterações de considerável magnitude em suas propriedades de engenharia, enquanto menores ou iguais percentagens de cal com relação ao ponto de retenção de cal permitiriam somente a modificação de um solo, isto é, pequenas alterações em suas propriedades de engenharia (21). Hilt e Davidson (6) mostraram que percentagens maiores que o ponto de retenção de cal são necessárias para a formação de quantidades detectáveis de gels que indiquem a reação pozolânica e portanto para obter apreciável incremento de resistência. No entanto eles não acreditam que a resistência dos solos possa ser incrementada com percentagens de cal iguais ou menores que a percentagem correspondente ao ponto de retenção de cal.

Influência da cal sobre as características de compactação dos solos

Em geral tem sido encontrado que a adição de cal aos solos provoca um aumento na sua umidade ótima de compactação e uma diminuição no correspondente peso específico aparente seco máximo.

Alguns investigadores, como Lu e Davidson, Herrin e Mitchell (citados em ref. 18) têm demonstrado que a magnitude de tais variações é dependente de fatores tais como: tipo de cal e tipo de solo. Por exemplo, foi mostrado que a cal dolomítica mono-hidratada diminui o máximo peso específico aparente seco dos solos argilosos em menor grau do que a cal

hidratada com alto teor de cálcio (high calcium hydrated lime).

Influência da cal sobre as propriedades de resistência dos solos

Apesar de que, em geral, o máximo peso específico aparente seco dos solos, susceptíveis de serem estabilizados com cal, é reduzido com a adição da cal, o resultado é um aumento na resistência destes.

A resistência de uma mistura solo-cal, contudo, é afetada principalmente pelas seguintes variáveis: propriedades do solo natural, tipo de cal e condições de cura. Aumenta-se ainda (9) a umidade de compactação dos corpos de prova testados em laboratório. Estas variáveis serão discutidas a seguir.

Propriedades do solo natural. Tem sido constatado que as reações da mistura solo-cal dependem do caráter e natureza do solo que está sendo estabilizado.

O tipo de argilo mineral predominante no solo tem grande influência nas características da mistura solo-cal, para um mesmo teor e tipo de cal. Ormsby e Kinter (14) estudando o comportamento de argilas caoliníticas e montmoriloníticas estabilizadas com cal verificaram haver diferenças nas suas características de resistência. Analogamente, Gray (18) estudando o comportamento de solos caoliníticos e montmoriloníticos em mistura com cal, mostrou que estes últimos, sob as mesmas condições e com o mesmo teor e tipo de cal, apresentaram maior resistência do que os solos caoliníticos.

Shen e Li (8) mostraram claramente que a efetividade do ganho de resistência em uma mistura argila-areia-cal depende do tipo de argilo mineral presente. Estes investigadores verificaram que, para a mesma quantidade de um dado tipo de cal e sob as mesmas condições, uma mistura areia-argila-cal contendo illite apresenta muito maior resistência à compressão simples do que uma mistura com o mesmo teor de caolinite.

O resultado das investigações acima citadas decorrem do fato de que quanto mais ativo é o argilo mineral, maior é a quantidade de sílica e alumina disponíveis neste

argilo mineral para a reação pozolânica e, em consequência, maior é a quantidade de gels cimentícios formados em um dado tempo, para determinada quantidade de cal em mistura com o solo.

Geralmente, a matéria orgânica está presente na maioria dos solos naturais. Thompson (citado em ref. 18) sugeriu, baseado em estudos estatísticos, que um solo responderá à estabilização com cal se seu teor de matéria orgânica não exceder 1% (e se tiver as outras condições que fazem um solo susceptível à estabilização com cal).

Tipo e teor de cal na mistura solo-cal. Como encontradas comercialmente as cals são geralmente de dois tipos: calcíticas e dolomíticas. Vários estudos têm procurado demonstrar que, dependendo do tipo de solo este se comporta de maneira diferente com um ou com outro tipo de cal. Ormsby e Kinter (14) verificaram que em solos caolíníficos a cal calcítica é mais efetiva no ganho de resistência do que a cal dolomítica, e que com solos montmoriloníficos a cal dolomítica produz resistência ligeiramente maiores que a cal calcítica, quando a mistura solo-cal é curada à temperatura ambiente. Gray (18), citando trabalhos realizados na Universidade de Leeds (Inglaterra), relata que estes trabalhos têm estabelecido que a relativa efetividade de diferentes tipos de cal, em relação à melhoria da resistência de solos, varia de acordo com a quantidade de argila e com o tipo de argilo mineral presente no solo. Alguns dos estudos citados por Gray mostraram, por exemplo, que a resistência de um solo contendo a argila caolinita foi melhorada em maior grau por uma cal semi-hidráulica do que quando tratado com uma cal hidratada de alto teor de cálcio ou com uma cal dolomítica mono-hidratada. Entretanto, quando a mesma cal hidratada de alto teor de cálcio e a mesma cal semi-hidráulica foram adicionadas a um solo cujo argilo mineral predominante era a montmorilonita, foi produzido aproximadamente igual ganho de resistência; este ganho de resistência foi, contudo, maior do que o conseguido pela adição de igual quantidade de cal dolomítica mono-hidratada.

A quantidade de cal a ser utilizada na mistura solo-cal tem sido também estudada por vários pesquisadores. Todos concordam que a adição de cal aos solos até certas quantidades concorre para um aumento na sua resistência.

Várias têm sido as tentativas no sentido de determinar o teor ótimo de cal a ser usado na estabilização de solos. Hilt e Davidson (6) propuseram que a adição de cal até o "ponto de retenção de cal" concorre para melhorar a trabalhabilidade dos solos, mas não para aumentar a sua resistência. Enfatizaram, como foi dito anteriormente, haver a necessidade de aumentar a quantidade de cal além deste ponto a fim de ser possível o desenvolvimento da reação pozolânica (com consequente ganho de resistência).

Eads e Grim (15) propuseram um método rápido para determinação da quantidade ótima de cal a ser adicionada a um solo baseado no Ph da mistura solo-cal.

Shen e Li (8) por outra parte propõem que a quantidade ótima de cal seja determinada baseada na relação entre o teor de finos (FGL) (material passando na malha nº 200) e a quantidade de cal (L). Segundo estes autores a relação FGL/L para a máxima resistência varia entre 12 e 14 dependendo do período de cura, aproximando-se de 14 para um período de cura de quatro semanas.

Existem ainda métodos baseados na medida de resistência da mistura solo-cal, os quais são feitos em laboratório variando a quantidade de cal e verificando a percentagem de aumento da resistência.

Condições de cura. Como acontece com a maioria das reações químicas, tem sido mostrado (16, 17) que a intensidade da reação pozolânica depende do tempo e da temperatura.

Examinando as variações na resistência de uma mistura de solo e cal com o tempo e temperatura, Dumbleton (citado em ref. 18) mostrou que:

"A taxa de aumento de resistência de solos coesivos estabilizados, aumenta acentuadamente com a temperatura (...) nas misturas solo-cal".

Ruff e Ho (16) mostraram que em misturas de cal-bentonita-água a taxa de ganho de resistência estaria diretamente correlacionada com a taxa de aumento da quantidade de produtos da reação pozolânica (gels) presente nas misturas

curadas; foi também mostrado que, para um determinado tempo de cura, a quantidade de gels presente nos solos estabilizados com cal aumentou com o aumento da temperatura. Verificaram ainda que quando a temperatura de cura estava abaixo de 25 - 30°C, a quantidade de gels presente na mistura (e em consequência as resistências das misturas) dependia muito menos da temperatura do que quando as temperaturas de cura excediam 25 - 30°C.

Ainda Ruff e Ho (16) observaram que não somente a taxa de aumento de gels variou com a temperatura, mas também variou a composição destes produtos. Além disso, em que pese a relação entre sílica e alumina (S/A) nos gels não tenha variado com a temperatura, a relação entre óxidos de cálcio e sílica (C/S) decresceu extraordinariamente com o aumento da temperatura.

Dai ter-se concluído (18) que o aumento na taxa de ganho de resistência com aumento da temperatura não é somente devido à quantidade de gels presente na mistura estabilizada com cal em um dado tempo, mas é também devido a variações na composição química dos próprios gels, que provavelmente resultam de mais altas temperaturas.

Tendo em vista estas considerações é que o uso da cal para estabilizar solos com vistas a melhorar sua resistência tem em geral sido limitada a países de clima quente. Em países de clima moderado a frio o uso da cal para tal propósito tem sido recomendado ser levado a efeito no início do verão para permitir uma cura sob condições propícias.

Herrin e Mitchell (citados em ref. 18) investigando o efeito da umidade relativa do ar durante a cura da mistura solo-cal, concluíram que a cura sob altas condições de umidade tanto podia ser benéfica quanto prejudicial para a resistência da mistura. Contudo, independentemente dos efeitos causados, a influência desta variável sobre a taxa de ganho da resistência da mistura solo-cal é pequena em comparação com os efeitos causados pelas variações da temperatura de cura.

Alguns investigadores (12, 17) têm se preocupado em encontrar em laboratório uma temperatura de cura que seja coerente com as condições de cura no campo. No entanto, os resultados obtidos são conflitantes entre si, por isso este as

pecto deixará de ser abordado; mesmo porque foge ao contexto deste trabalho.

Efeito da umidade de compactação dos corpos de prova sobre a resistência. O'Flaherty e Andrews (9) investigaram sobre a influência do teor de umidade ótimo de compactação para a máxima resistência sobre vários tipos de solos e cais e sumariaram o resultado dos estudos a este respeito como segue:

"O ótimo teor de umidade para a máxima resistência e máximo peso específico aparente seco da mistura solo-cal diferem consideravelmente um do outro, com a magnitude da variação dependendo do teor de argila no solo".

"A quantidade de argila presente em cada solo determina se o teor de umidade ótima para a máxima resistência está no ramo úmido ou no ramo seco da curva de compactação".

Andrews (citado em ref. 18) estudando solos montmoriloníticos, concluiu também que:

"A umidade ótima para a máxima resistência e para o máximo peso específico aparente seco podem ser significativamente diferentes entre si".

Pode-se inferir destas considerações que não existem ainda relações fixas e aplicáveis a qualquer tipo de solo para a definição desta variável (umidade ótima para a máxima resistência) e portanto cada caso deverá ser estudado de per si.

Lateritas: definições e classificação

O termo "laterita" originariamente foi utilizado por Buchanan para designar um material natural, existente no sul da Índia que podia ser talhado em blocos após ser extraído da jazida e apresentava as propriedades de endurecer com a exposição ao ar. A esta argila endurecida, e não ao ferro existente em camadas e veios destacados, foi que Buchanan aplicou o termo laterita, porque permitia que fosse cortada em forma de

tijolo, e daí o nome laterita (do latim: later - tijolo) (29).

A partir de então o termo laterita passou a assumir significados diferentes e por vezes conflitantes. Pedólogos, geólogos e engenheiros se preocuparam em conferir ao termo significados diversos, cada um dentro de sua especialização (29). Várias definições têm sido propostas, no entanto ainda não existe uma definição precisa e universalmente aceita de laterita.

Melo e outros (1) indicam que no Brasil há a tendência de se adotar os conceitos propostos por Novais Ferreira (29), que são baseados nas definições dados por Du Preez e Pendleton (citadas em ref. 29) e pelos Laboratórios de Engenharia Portugueses. Porém o autor deste trabalho não encontrou evidência para substantiar a afirmação de Melo. Sabe-se, contudo, que no Brasil os solos vermelhos produzidos pelo processo de laterização são definidos nas especificações do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER) (2), como segue: "Solo Laterítico: o solo cuja fração coloidal (abaixo de 2 microns) apresenta relação sílica/sesquióxido menor que 2 e, em conjunto, as seguintes características: presença apreciável de sesquióxido de ferro, tendência para o concrecionamento e endurecimento sob exposição ao sol, baixa expansibilidade e fraco teor de matéria orgânica". Esta definição é baseada substancialmente na relação sílica/sesquióxidos que foi originalmente proposta por Winterkorn e Chandrasekharan em 1951 (31).

Lucena (33) fazendo uma ampla revisão de literatura sobre definições de laterita, concluiu que, do ponto de vista do engenheiro interessado na utilização do material, uma definição exata não é nem possível, nem necessária desde que está claro que, o que precisamente não permite uma definição única é a grande variedade de comportamento destes solos, sendo todos eles "solos vermelhos produzidos por um processo de laterização". Para o caso deste trabalho usa-se o termo solos lateríticos, sendo que este termo é o aceito pela maioria das organizações que o utilizam no Brasil.

Os sistemas de classificação de solos lateríticos são muitos e geralmente orientados para servir um propósito particular. Assim pedólogos, geólogos e cientistas de solos utilizam sistemas de classificação que servem bem seus pro

pósitos. Mas para o engenheiro civil uma classificação só será de utilidade quando esta permitir agrupar os solos lateríticos em classes que exibam propriedades de engenharia similares.

A grande variedade dos solos lateríticos não tem permitido até o presente o desenvolvimento de um critério satisfatório que permita esta classificação. Por isso o enfoque atual está baseado em um critério estatístico.

O exemplo mais relevante e a classificação que no momento parece de certa utilidade na engenharia civil é a que foi apresentada pela United States Agency for International Development (USAID) (20) em seu estudo sobre solos lateríticos da África. Essa classificação está baseada numa correlação estatística entre a classificação simplificada de D'Hoore (citado em ref. 20) e as propriedades de engenharia dos solos lateríticos obtidas pela USAID. Dada a sua importância são apresentados a seguir os três grupos que formam esta classificação e as propriedades de cada grupo.

Solos ferruginosos. Solos tropicais laterizados que ocorrem em regiões áridas, em áreas com pronunciada estação seca. Formam-se sobre todo tipo de rocha: ígneas, metamórficas, e sedimentares. Sendo comum se encontrar couraças ferruginosas nas regiões onde ocorrem estes solos, sendo estas duras e duráveis. Os argilo minerais haloisita e alofano não ocorrem mesmo sobre rochas vulcânicas, a gibsita também não ocorre ou é pouco comum nestes solos. A ausência destes minerais e o estado de oxidação (desidratação) impedem que haja variações de propriedades com a secagem ao ar. Estes solos exibem baixos limites de Atterberg, altos valores de densidade e CBR.

Solos ferralíticos. Solos tropicais laterizados que ocorrem em regiões úmidas e em áreas com vegetação densa. Estes solos também são formados sobre todo tipo de rocha. A gibsita é comum e outras formas de alumina hidratada também ocorrem, bem como minerais de ferro hidratados. A haloisita é bastante comum sobre rochas vulcânicas. Quando submetidos à secagem ao ar ocorrem variações em suas propriedades, devido à haloisita hidratada (geralmente restrita a áreas continuamente úmidas) e em menor grau devido à gibsita. São relativamente comuns as couraças ferrugi

nosas e blocos ferruginosos concrecionados (hard pans). Estas, no entanto, não apresentam a mesma dureza e durabilidade daquelas de regiões ferruginosas, devido não terem sido submetidas a uma completa desidratação. Contudo, concreções nodulares em horizontes relativamente pouco profundos podem ser duras e tão duráveis quanto aquelas de solos ferruginosos. Os solos ferralíticos podem também endurecer com a exposição ao sol. A desidratação normalmente é impedida pela densa cobertura de vegetação, mas com a exposição ao sol este processo não é evitado por muito tempo. Estes solos apresentam mais alta plasticidade e mais baixos valores de densidade e CBR do que os solos ferruginosos.

Ferrisolos. Como os solos dos grupos anteriores estes solos o correm também sobre qualquer tipo de rochas em áreas de média a alta precipitação pluviométrica onde a erosão tem ocorrido par a par com o desenvolvimento do perfil. O argilo mineral predominante é a caolinita, mas pode ocorrer a goetita. Os materiais argilosos possuem alto grau de hidratação, daí a similaridade destes solos com os solos ferralíticos. Variações nas propriedades com a desidratação são consideradas pequenas quando são devidas às agregações de minerais de ferro, mas podem ser significantes em rochas vulcânicas quando a haloisita é um dos seus constituintes.

Como os solos ferralíticos, estes solos apresentam mais alta plasticidade e mais baixos valores de densidade e CBR do que os solos ferruginosos.

O mesmo trabalho feito na África está sendo levado a cabo no Brasil (38) com a diferença de que a classificção utilizada para a correlação está baseada na classificação denominada "Compromisso FAO-UNESCO". Os resultados serão inegavelmente de muito valor para continuar a busca de um critério satisfatório que possa ser empregado na predição razoável das propriedades dos solos lateríticos que interessam ao engenheiro civil.

Influência da Cal na Estabilização de Solos Lateríticos

Os solos lateríticos estabilizados com cal têm sido utilizados principalmente nos países africanos (23,24) tendo apresentado bons resultados. Aliás, Townsend, Manke e

Parcher (22) chegam a afirmar que a cal é um efetivo agente estabilizante para solos lateríticos.

A seguir será estudada a influência da cal sobre algumas das propriedades de engenharia dos solos lateríticos, tais como Limites de Atterberg, Características de Compactação e Resistência.

Influência da cal sobre os limites de Atterberg de solos lateríticos estabilizados.

Em muitas das pesquisas realizadas (20, 23, 27, 28) o índice de plasticidade teve comportamento semelhante ao da maioria dos solos argilosos estabilizados com cal, isto é, houve uma diminuição. O tempo de cura em um dos casos estudados (20) não teve grande influência sobre o comportamento tanto do índice de plasticidade, quanto do limite de liquidez, pois amostras testadas a 7 e 28 dias de cura não apresentaram diferenças apreciáveis nestes parâmetros. Entretanto, pesquisa realizada na Nigéria Oriental (24) mostrou um comportamento pouco comum ao limite de plasticidade de solos estabilizados com cal. Amostras foram testadas imediatamente após a mistura do solo com cal e depois de 72 horas. Em ambos os casos houve a esperada diminuição no índice de plasticidade, no entanto, tal diminuição, principalmente no ensaio realizado imediatamente após a mistura, foi mais devida à acentuada diminuição do limite de liquidez, uma vez que o limite de plasticidade pouco se alterou e, pelo contrário, mostrou uma certa tendência a diminuir.

Influência da cal sobre as características de compactação de solos lateríticos estabilizados.

Tem sido mostrado (23, 24) que o comportamento da relação peso específico aparente seco versus teor de umidade de solos lateríticos estabilizados com cal, não apresenta singularidades com relação àquelas de outras misturas solo-cal, isto é, há em geral um aumento no teor de umidade ótima e uma diminuição no correspondente peso específico aparente seco à medida que o teor de cal na mistura solo-cal aumenta. Em um caso (23), contudo, aconteceu que o teor ótimo de umidade para

o máximo peso específico aparente seco, para a mistura solo-cal com 6% de cal foi menor do que para um teor de cal de 5%.

Influência da cal sobre as características de resistência de solos lateríticos estabilizados.

A bibliografia revisada mostra que as informações sobre a influência da cal na resistência de solos lateríticos estabilizados são inconsistentes. Alguns pesquisadores eliminam completamente a possibilidade de benefícios em termos de incrementos de resistência, enquanto outros apresentam resultados alentadores. Winterkorn (31) por exemplo informa completo fracasso usando inclusive altas percentagens de cal (8 e 18%) ao passo que Biszewski (32) indica resultados satisfatórios de incremento de resistência medida pelos ensaios de compressão simples e CBR, enfatizando, contudo, o fato de que a compactação do solo laterítico-cal após mistura não deveria demorar mais de 24 horas.

Trabalhos realizados em laboratório por outros pesquisadores (23, 24, 27), utilizando os ensaios de CBR e compressão não confinada têm demonstrado que há substancial incremento na resistência de solos lateríticos estabilizados com cal e que o ganho de resistência destes solos estabilizados é também dependente do teor de cal e do tempo de cura. Hayter e Cairns (24), comparando o ganho de resistência de amostras de solos lateríticos estabilizados com cal e cimento, com igual percentagem de estabilizante, a 6 e 21 dias de cura e com 1 e 7 dias de imersão em água, respectivamente, verificaram que a 7 dias (6 de cura e 1 de imersão em água) a resistência da mistura solo-cal foi inferior à da mistura solo-cimento, contudo, a 28 dias (21 de cura e 7 de imersão em água), a resistência da mistura solo-cal foi maior ou no mínimo igual à da mistura solo-cimento.

Resultados mostrados pelas curvas de resistência (CBR ou compressão simples) versus teor de cal (23, 24, 27), evidenciam a influência do teor de cal. Em todos os casos houve um aumento de resistência com o aumento do teor de cal até um certo ponto, a partir do qual adições posteriores de cal levam a muito pouca ou nenhuma melhora, tendo pelo contrário sido verificado (23) um decréscimo de resistência.

O teor ótimo de cal para a máxima resistência tem sido encontrado estar entre 3 e 4% (23, 24, 27). No entanto, outros pesquisadores (25) indicam que a quantidade de cal para se obter a máxima resistência nos solos lateríticos é geralmente maior do que a quantidade de cal para solos de climas temperados.

A exemplo do que foi feito por Thompson (citado em ref. 25), com relação aos solos de zonas temperadas, Harty e Thompson em 1963 (25) procuraram determinar os fatores que influenciam a reatividade da cal com solos tropicais e sub-tropicais. Usaram o termo "oxisolos" para designar aqueles solos que foram submetidos a avançados processos de laterização. Reatividade da cal é, segundo Thompson (citado em ref. 25), o aumento da resistência à compressão não confinada de solos tratados com cal, comparada com a resistência dos solos em seu estado natural, depois de 28 dias de cura a 22,8°C (73°F) com ótimo teor de cal para a máxima resistência. Aqueles pesquisadores não encontraram, contudo, nenhuma correlação significativa entre a reatividade da cal com os "oxisolos" e propriedades destes solos tais como: pH, Capacidade de Troca Catiônica, etc. No entanto, correlações significantes foram encontradas entre a reatividade da cal e a concentração dos constituintes básicos destes solos medidas pelas relações sílica/sesquióxidos ($r = -0,782$) e sílica/alumina ($r = -0,750$). Isto sugere que quanto menor for a relação sílica/sesquióxidos, tanto maior será o ganho de resistência destes solos a 28 dias de cura sob 73°F de temperatura, com o ótimo teor de cal (para a máxima resistência). Esta sugestão parece contradizer o que propuseram Townsend, Manke e Parcher (22) ao afirmarem que: "a presença dos sesquióxidos cobrindo a superfície da argila (presente nos solos lateríticos) inibe as reações entre o cálcio e a argila (sílica)", e o que relatam Moore e Jones (30).

Do que foi visto pode-se inferir que a influência exercida pela cal sobre muitas das propriedades dos solos lateríticos não se verifica da mesma maneira que sobre os solos de zonas temperadas. O limite de plasticidade, por exemplo, se comporta algumas vezes (24) de maneira diversa do comportamento dos solos de zonas temperadas. Parece não ser possível em alguns casos se determinar, para estes solos o "Ponto de retenção de cal" estabelecido por Hilt e Davidson (6). Além

disso, como foi dito anteriormente, os efeitos da cal sobre a resistência dos solos lateríticos persiste como ponto de controvérsia entre os pesquisadores do assunto. Alias, de um modo geral, não existe ainda um completo acordo entre os investigadores sobre as variações causadas pela cal no sistema solo laterítico-cal. Os desacordos ora existentes, certamente devem-se ao fato de que o mecanismo de estabilização dos solos lateríticos pela cal até agora não foi suficientemente estudado e por isso não está ainda claramente entendido. Por exemplo, não foi até agora completamente esclarecido quais são os efeitos dos óxidos de ferro e de alumínio sobre as reações que ocorrem no sistema solo laterítico-cal.

C A P Í T U L O I I I

OBJETIVO DA PESQUISA.

As informações concernentes aos efeitos da adição de cal a solos lateríticos não somente são muito escasas, mas contraditórias em muitos casos. Por este motivo esta pesquisa tem como o objetivo um estudo limitado dos efeitos de dois tipos de cais, uma calcítica e outra dolomítica sobre as propriedades de resistência de três solos vermelhos laterizados do Estado da Paraíba.

A pesquisa analisa particularmente os seguintes aspectos:

1. A influência das cais calcítica e dolomítica nas propriedades de plasticidade e compactação dos três solos estudados.
2. O comportamento dos solos, em termos da função CBR versus teor de umidade de compactação, quando misturados com 2,0% e 5,0% de cal tanto calcítica como dolomítica e ensaiados após sete dias de cura e quatro dias de imersão.
3. As variações na resistência dos solos sem cal e misturas solo-cais em função do teor de umidade de compactação, quando os solos e misturas solo-cais são ensaiadas imediatamente após compactação.
4. O uso do ensaio de penetrômetro de cone como uma alternativa ao ensaio CBR.

C A P Í T U L O I V

MATERIAIS

Solos

Origem e Formação

Para o presente trabalho foram selecionadas três ocorrências de solos lateríticos do Estado da Paraíba. Estas ocorrências são conhecidas localmente pelos nomes de: jazida Sapé-Mari, jazida Cuité e jazida Nova Floresta.

A jazida Sapé-Mari está situada na zona fisiográfica do litoral e ocorre como um capeamento da formação geológica denominada Barreiras. Esta formação é uma sequência de camadas de areia e argilas arenosas, formada provavelmente no período terciário superior (pliocênio). O perfil do local onde foi coletada a amostra, mostrado esquematicamente na Figura 4.1, consiste de uma camada superior formada por duras concreções ferruginosas, rica em pequenos seixos arredondados de laterita endurecida. Esta camada está assente sobre uma camada de argila rija, que vai se tornando mais mole com a profundidade e que repousa sobre uma camada de argila arenosa mais mole.

A presença dos seixos arredondados na camada superior desta ocorrência indica que a mesma foi formada por uma acumulação de materiais provindos de níveis mais elevados, possivelmente de uma couraça laterizada que se desagregou, e cimentação de depósito coluvionar. Ademais a presença de um material muito fino (podsol) na camada superficial, sem qualquer relação com o solo laterítico da camada subjacente, parece ser uma indicação de que esta camada (de solo laterítico), no passado geológico, esteve na superfície, o que vem confirmar a hipótese de transporte deste material pisolítico arredondado. As concreções lateríticas endurecidas da camada de argila vermelha rija, sugerem a oxidação e deposição do ferro carreado da camada superior e da couraça originária que parece ter existido nesta região. Enquanto as camadas inferiores são produtos do complexo de meteorização da rocha mãe ainda em processo de laterização.

A suposição da existência da couraça laterítica acima referida, encontra apoio no fato de que, a 90 km desta ocorrência, existe restos da mesma no município da cidade de Cuité, e mesmo em regiões mais próximas do litoral a presença de tal couraça pode ser verificada abaixo do regolito (33).

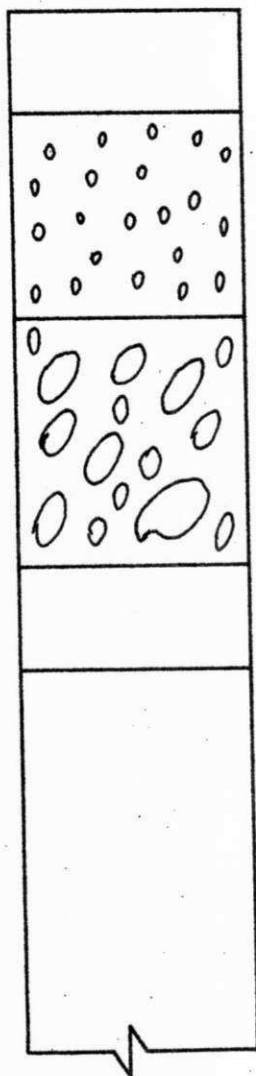
As jazidas Cuité e Nova Floresta estão situadas sobre os flancos de regiões elevadas da zona fisiográfica da Borborema Oriental e distam uma da outra cerca de 7 km. Daí a suposição de que ambas são resultantes de um mesmo processo da formação. O perfil dos locais onde foram coletadas as amostras são mostrados nas Figuras 4.2 e 4.3. Ambas ocorrem na formação terciária denominada Serra dos Martins, que é uma sequência de areias e argilas, formando uma capa estável assente sobre a camada restante da erosão, e pode ser considerada como responsável pelo atual relevo da região (690 a 700 m).

A relação existente entre os perfis e entre as camadas de cada perfil observado "in loco", aliado ao fato destes depósitos ocorrerem em áreas de mudança de declividade (break of slope) de vales de rio na fase jovem, parece indicar que tais depósitos foram formados no próprio local, pela dissolução e remoção de ions de ferro da rocha mãe (provavelmente arenosa) devido a condições de redução existentes. O ferro no estado ferroso foi levado para as camadas superiores, por movimentos intermitentes de ascensão do nível freático no passado, onde, encontrando condições ambientais propícias, foi oxidado e depositado. A suposição de que o lençol freático tenha tido movimentos de ascensão intermitente no passado é fortalecido pela presença de vales de rios na fase jovem junto ao local da ocorrência, o que indica ter existido no passado um eficiente sistema de drenagem nesta área cujo clima é semi-árido quente.

A presença da couraça no perfil da jazida Nova Floresta, também indica a formação desta sob condições de alternância de clima, com uma estação chuvosa intercalada com uma seca, com a total cimentação da parte superior do horizonte em uma fase continuamente seca.

Estes depósitos foram obviamente de uma maior extensão no passado e, como foi mencionado anteriormente, podem ser considerados como remanescentes de um depósito de maiores dimensões, que ficaram a salvo dos agentes intempéricos

Figura 4.1 Perfil esquemático do local onde foi coletado o solo L-1. Jazida Sapé-Mari.



Solo muito fino (podsol)
Profundidade máxima de 40 cm aproximadamente

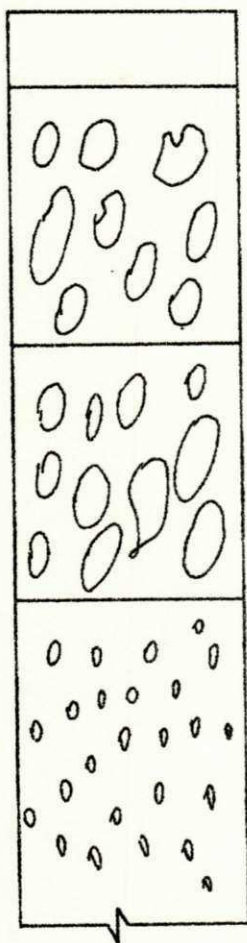
Pequenas concreções lateríticas-pisólitos
Profundidade entre 60 e 80 cm

Argila vermelha rija com concreções lateríticas duras. Profundidade máxima de 1,00 m

Argila vermelha mais solta
Profundidade entre 20 e 40 cm

Argila arenosa. Profundidade desconhecida,
com aproximadamente 20 cm descoberto

Figura 4.2 Perfil esquemático do local onde foi coletado o solo L-2. Jazida Cuité.



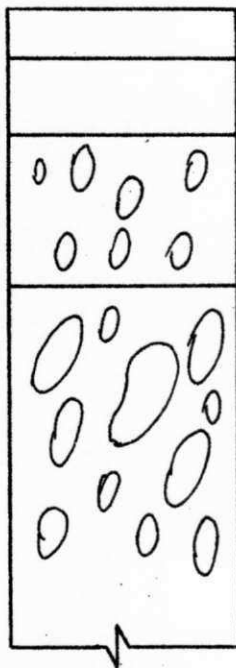
Humus com cascalho laterítico marrom-acinzenado. Profundidade máxima de 30 cm.

Pedregulho com agregados soltos cimentados por materiais mais finos. Diâmetros na faixa de pedregulho/matacão. Matriz de argila muito rija. Profundidade de cerca de 1 m.

Pedregulhos com maior proporção de materiais mais finos que a camada sobrejacente. Agregados de menores diâmetros. Diâmetro máximo de 10 cm. Profundidade aproximada de 1 m.

Argila moderadamente mole com cascalho rigidamente cimentados na parte superior. Manchas vermelhas de ferro sobre o mineral argila de cor entre amarelada e esbranquiçada. Fracas agregações facilmente desagregáveis, com manchas de óxido de ferro no interior. Profundidade desconhecida.

Figura 4.3 Perfil esquemático do local onde foi coletado o solo L-3. Jazida Nova Floresta.



Humus com profundidade máxima de 20 cm.

Material de cor vermelho-marrom fortemente cimentado. Profundidade entre 10 e 30 cm.

Material concrecionado vermelho-marrom com alta proporção de finos. Profundidade entre 30 e 60 cm.

Pedregulhos concrecionados com diâmetro entre 20 e 30 cm. Profundidade desconhecida, cerca de 60 cm descoberto.

de desnudação da crosta terrestre. A ausência da couraça no perfil da jazida Cuité evidencia o fato de que este depósito sofreu, localmente, uma erosão mais intensa (33).

Localização e coleta das amostras

A Figura 4.4 mostra a posição geográfica das jazidas descritas no subcapítulo anterior.

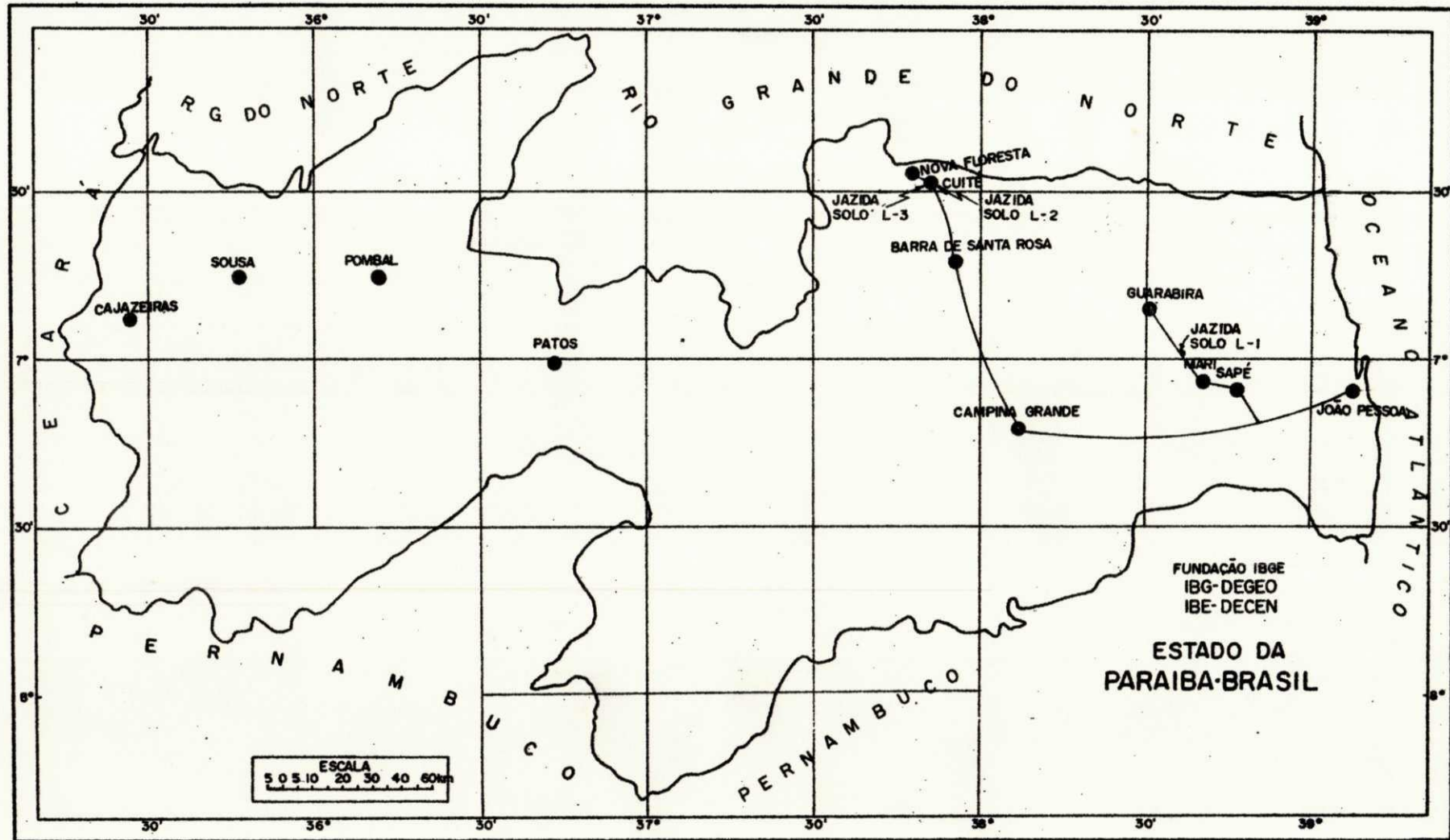
A jazida Sapé-Mari está localizada à margem direita da rodovia PB-55, no trecho Mari-Guarabira a uma distância de cerca de 8 km da cidade de Mari. A amostra foi coletada a uma profundidade de 2 metros em relação ao nível natural, coincidindo com a camada de argila rija (ver Figura 4.1), em um talude vertical de um corte de onde havia sido retirado material para construção de rodovias. Para evitar a coleta do material que estava exposto às intempéries foi feita inicialmente uma raspagem e remoção do solo desagregado. Este procedimento foi seguido nas jazidas de Cuité e Nova Floresta referidas abaixo.

A jazida Cuité situa-se à margem esquerda da rodovia PB-149, trecho Barra de Santa Rosa-Cuité, na localidade denominada "Bela Vista", a aproximadamente 1,5 km da sede do município de Cuité. A amostra foi coletada do lado esquerdo da jazida (olhando-se para o fundo da ocorrência), a uma profundidade de 1,0 metro em relação ao nível do terreno. O material, então, corresponde a pedregulho com agregados soltos cimentados por materiais mais finos (ver Figura 4.2).

A jazida Nova Floresta está situada à margem direita da rodovia PB-151, no trecho Cuité-Nova Floresta, distando aproximadamente 5,0 km da sede do município de Cuité, na localidade conhecida como "Ladeira das Gamelas". A amostra foi colhida em um talude de corte vertical a 1,20 metros do nível do terreno superficial, entre o início da última camada e o fim da camada sobrejacente a esta, indicadas na Figura 4.3.

As amostras das três jazidas foram coletadas por meio manual com o uso de pás e picaretas. Após a coleta o material foi acondicionado em sacos de lona grossa a fim de evitar a perda de qualquer material fino durante seu transporte até o laboratório.

Figura 4.4 Mapa do Estado da Paraíba mostrando a localização das jazidas dos solos L-1, L-2 e L-3.



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAIBA
 Pró-Reitoria Para Assuntos do Interior
 Coordenação Setorial de Pós-Graduação
 Rua Aprígio Veloso, 882, Tel. (33) 331 7222 - R. 355
 58.100 - Campina Grande - Paraíba

Neste trabalho serão usadas as siglas L-1, L-2 e L-3 para designar os solos das jazidas de Sapé-Mari, Cuiaté e Nova Floresta, respectivamente.

Propriedades dos Solos

A Tabela 4.1 mostra as propriedades físicas e químicas, a composição mineralógica e a classificação dos solos estudados, enquanto que a Tabela 4.2 apresenta a composição química dos mesmos.

Os valores de superfície específica e composição química fornecidos nas Tabelas 4.1 e 4.2 foram obtidos do trabalho de Lucena (33). Eles tem apenas valor qualitativo neste trabalho, desde que, como se pode observar, esses valores correspondem a duas frações do mesmo material, isto é, concreções e solo. Lucena utilizou uma divisão arbitrária baseada no diâmetro de 3/8" (9,5 mm) para considerar a separação entre concreção e solo. A fração de diâmetro menor do que 2 microns proveniente da desagregação mecânica das concreções e a fração de diâmetro menor que 2 microns proveniente do solo são, então, aquelas cujas propriedades são fornecidas nas Tabelas. Como os solos usados nesta pesquisa foram obtidos por britagem das concreções em mistura com o solo (como definido por Lucena) os valores das Tabelas não correspondem à fração de diâmetro inferior a 2 microns destes. A percentagem de concreções, nos solos usados nesta pesquisa, antes da britagem não foi determinada, por isso valores quantitativos para os solos britados não podem ser fornecidos.

A composição mineralógica foi ainda obtida da referência 33. Neste caso obviamente os minerais componentes são os mesmos tanto para as frações usadas por Lucena (33) como para as frações finas dos solos utilizados neste trabalho.

Cais

De uma pesquisa preliminar sobre a disponibilidade de cais no Estado da Paraíba se escolheu dois tipos de cais que são fornecidas comercialmente com o nome de "brancoal" (40) e uma cal com o nome de "social" (41).

Os resultados das análises químicas das duas cais "brancal" mostraram que ambas podiam ser classificadas como cais calcíticas. A cal com maior conteúdo de óxido de cálcio foi escolhida para utilização neste trabalho; sua composição química é mostrada na Tabela 4.3.

A cal "social" foi preliminarmente selecionada porque ela é produzida de calcários ricos em óxidos de magnésio. A análise química confirmou que esta era uma cal dolomítica conveniente para uso nesta pesquisa. Sua composição química é também mostrada na Tabela 4.3.

Neste trabalho ambas as cais são referidas pelas seguintes siglas:

Cal calcítica "brancal" sigla C-1

Cal dolomítica "social" sigla C-3

Solo	L-1	L-2	L-3
Procedência	Sapé-Mari	Cuité	Nova Floresta
Composição			
Granulométrica, %:			
Pedregulho (> 2 mm)	34,00	45,00	50,00
Areia (2,0 - 0,06 mm)	41,00	39,00	32,50
Silte (0,06 - 0,002 mm)	11,00	11,00	7,50
Argila (< 0,002 mm)	14,00	5,00	10,00
Propriedades Físicas:			
Densidade real	2,86	2,85	3,08
Limite de liquidez, %	34,00	22,00	27,10
Limite de plasticidade, %	25,00	16,20	18,23
Índice de plasticidade, %	9,00	5,80	8,87
Propriedades Químicas:			
Teor de matéria orgânica, %	0,00	0,00	0,67
pH	6,35	5,20	5,10
Área específica, m ² /g:			
Concreções (< 0,002 mm)	9,50	10,42	8,33
Solo (< 0,002 mm)	15,31	16,89	19,19
Composição Mineralógica:			
(fração < 0,074 mm)			
Argilo mineral predominante	Caolinita	Caolinita	Caolinita
Outros	Quartzo Goetita	Quartzo Goetita	Quartzo Goetita
Classificações:			
Casagrande (extendida)	GC-CL	GC-SC	GC-CL
HRB	A-2-4	A-1-b	A-2-4

TABELA 4.1 Propriedades e classificação dos solos estudados.

Solo	L-1		L-2		L-3	
Procedência	Sapé-Mari		Cuité		Nova Floresta	
Composição Química, %:						
	*	**	*	**	*	**
SiO ₂	32,00	(25,80)	32,50	(39,00)	28,00	(22,00)
Fe ₂ O ₃	8,30	(31,00)	7,50	(11,00)	7,00	(29,50)
FeO	0,00	(0,00)	0,60	(1,00)	0,00	(0,00)
Al ₂ O ₃	28,70	(21,00)	32,10	(28,50)	27,00	(21,70)
TiO ₂	1,90	(1,08)	1,20	(0,90)	1,30	(1,00)
Ca	0,10	(0,15)	0,00	(0,00)	0,00	(0,00)
MgO	0,04	(0,03)	0,00	(0,00)	0,30	(0,20)
MnO	0,00	(0,00)	0,00	(0,00)	0,00	(0,00)
P ₂ O ₅	10,16	(5,89)	0,80	(0,60)	10,00	(6,00)
Na ₂ O	1,20	(1,88)	3,10	(3,00)	4,10	(2,15)
K ₂ O	0,15	(0,07)	0,40	(0,40)	0,30	(0,50)
SO ₃	0,80	(0,85)	4,70	(0,50)	1,50	(1,00)
Sr	-	(-)	0,00	(0,00)	0,00	(0,00)
Cu	-	(-)	0,00	(0,00)	0,00	(0,00)
Zn	-	(-)	0,02	(0,00)	0,00	(0,00)
Perda a 1000°C	14,00	(10,60)	13,70	(12,30)	15,00	(12,30)

TABELA 4.2 Composição química das frações menores que 2 microns do solo e das concreções (33).

* Composição química do solo

** Números entre parênteses: composição química das concreções.

Tipo de cal	Calcítica	Dolomítica
Denominação	C-1	C-3
Análise química, %:		
Perda ao fogo (1000°C)	25,67	25,23
Insolúveis em ácido clorídrico	4,56	10,24
Sesquióxidos (em R_2O_3)	0,66	0,53
Cálcio total (em CaO)	66,57	42,55
Magnésio (em MgO)	1,29	21,37
Cálcio disponível (em CaO)	58,61	30,31

TABELA 4.3 Propriedades químicas das cals utilizadas na pesquisa.

C A P Í T U L O V

MÉTODOS DE ENSAIO

Introdução

Após a chegada ao laboratório os materiais foram preparados e submetidos a uma série de ensaios como está indicado diagramaticamente na Figura 5.1. Conforme está mostrado nesta figura, após secagem ao ar livre, cada solo foi submetido a um processo de britagem, utilizando-se um britador de mandíbulas cuja abertura foi ajustada apropriadamente para se obter em cada solo um tamanho máximo de partículas igual a 9,5 mm (3/8").

Cada solo assim preparado e cuidadosamente homogeneizado foi utilizado para a realização dos seguintes ensaios: determinação do pH, determinação do teor de matéria orgânica, granulometria, limites de Atterberg, compactação, California Bearing Ratio (CBR) e penetrômetro de cone.

Determinação do pH

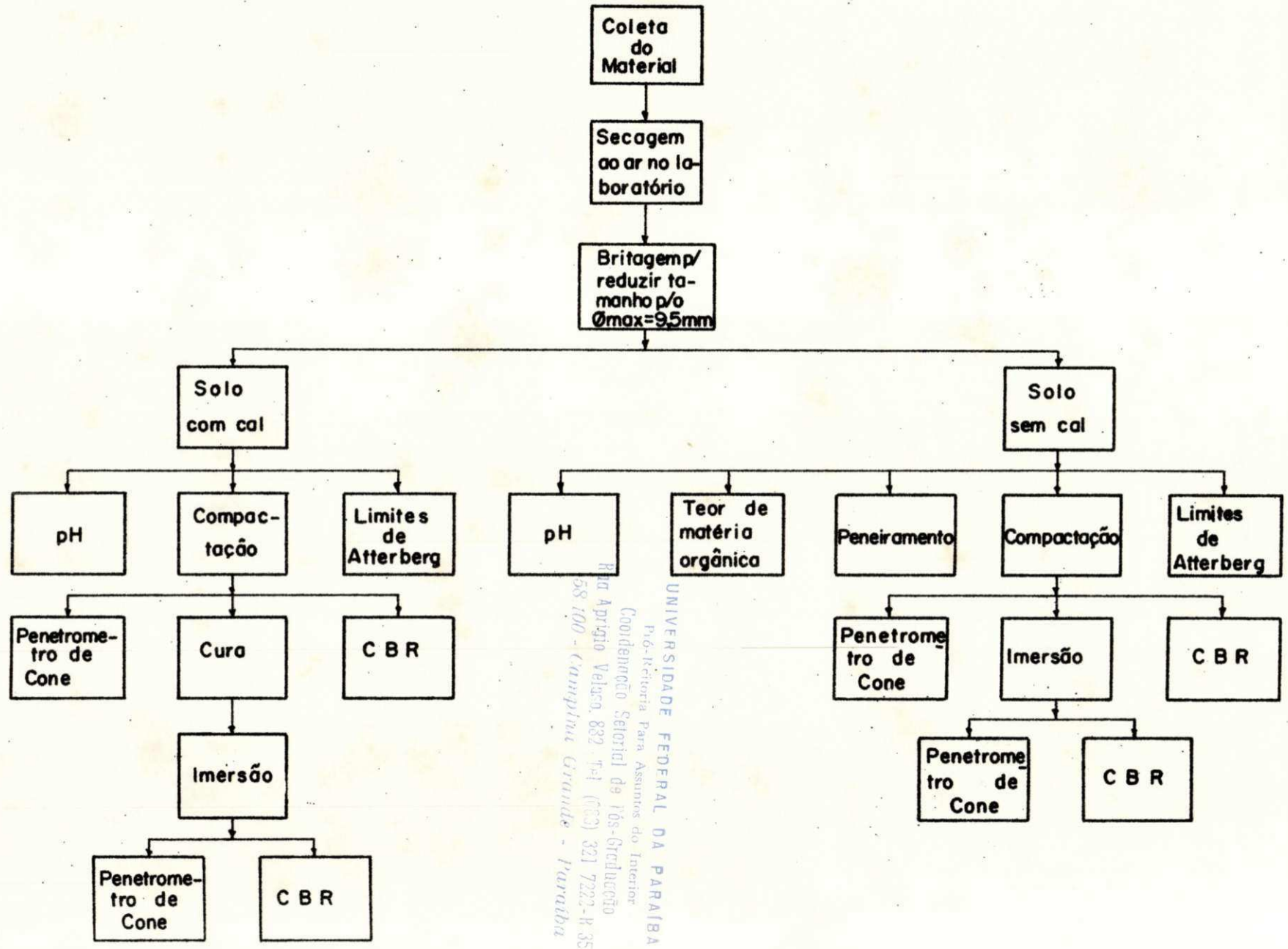
A determinação do pH foi levada a efeito tanto para o solo puro (solo sem cal) como para a mistura solo cal. As misturas de solo-cal foram preparadas com teores de cal variando, no caso mais geral, de 0,5 a 5,0% de cal, com relação ao peso sêco do solo, com incrementos de 0,5%. Em alguns casos foram realizados ensaios com teores de cal de até 6,0%.

A determinação do pH foi realizada com os tres solos sem cal e em mistura com as cais C-1 e C-3. O método utilizado, em qualquer caso, foi o recomendado pela BS 1377:1967 (35). O equipamento usado foi um medidor de pH "pH Meter - 7A - TDA" de procedência japonesa, fabricado pela TOA Electronic Ltd. A Figura 5.2 mostra um ensaio em andamento.

A mistura solo-cal para este ensaio foi preparada pesando-se 200 gramas de solo em uma cápsula de tamano

Figura 5.1. Diagrama dos ensaios realizados com os solos





UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
 P.6 - Retórica Para Assuntos do Interior
 Coordenação Setorial de Pós-Graduação
 Rua Aprígio Veloso, 882 - T-1 (CC) 321 7222-R 355
 58 100 - Campina Grande - Paraíba

Figura 5.2. Aparelho pH Meter H-7A utilizado no ensaio de pH.



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
Pró-Reitoria Para Assuntos do Interior
Coordenação Setorial de Pós-Graduação
Rua Aprígio Veloso, 882 - Tel (083) 321 7222-R 355
58.100 - Campina Grande

nho adequado, com aproximação de 0,1 g, e em seguida adicionan-do-se a quantidade de cal correspondente à percentagem requeri-da para esta particular mistura. A cal foi também pesada com aproximação de 0,1 g. Em seguida à adição da cal a mistura foi revolvida com uma espátula até se obter uma mistura homogênea, após o que a mistura foi passada na peneira de 3 mm. De- pois deste peneiramento, a que também foi submetido o solo puro, foram pesadas 30 g de material e colocadas em "beakers" de 150 ml, adicionando-se posteriormente 75 ml de água destila-da. Esta solução foi agitada com um bastão de vidro e deixada em repouso durante a noite. Antes da medição do pH a mistura foi novamente agitada.

Determinação do Teor de Matéria Orgânica

Para este ensaio foi utilizado o método do bicromato de potássio, conforme está descrito na BS 1377: 1967 (35). O procedimento para este método é o seguinte: a amostra é seca em estufa a 104 - 110°C até constância de peso; toma-se aproximadamente 5 g do material que passa na peneira nº 36 (20 microns), coloca-se num vidro de relógio e seca-se novamente em estufa à mesma temperatura acima. A amostra é con-siderada seca quando a diferença entre sucessivas pesagens, em intervalos de quatro horas não excede 0,1% do peso original da amostra. A amostra é retirada da estufa e colocada em um dissecador. A pesagem da amostra, para o ensaio, é feita com precisão de 0,001 g e este peso (W_3) anotado. Coloca-se a amostra em um "beaker" e adiciona-se 10 ml de uma solução N de bicromato de potássio e 20 ml de ácido sulfúrico concentra-do, agita-se esta mistura por um minuto e coloca-se sobre uma chapa de amianto, a uma temperatura constante, durante 30 minu-tos, para permitir a oxidação. Após este período 200 ml de água destilada é adicionada à mistura seguido de 10 ml de áci-do ortofosfórico e 1 ml do indicador; a mistura é agitada e se o indicador é absorvido mais 1 ml é adicionado. Sulfato ferroso é então adicionado de uma segunda bureta em incrementos de 0,5 ml até a cor da solução mudar de azul para verde; 0,5 ml de bicromato de potássio é adicionado voltando a solução à cor azul. O sulfato ferroso é novamente adicionado gota a gota até a cor voltar a verde pela adição de uma só gota. O volume

(Y) do sulfato ferroso usado na titulação é anotado com precisão de 0,05 ml. Calcula-se o teor de matéria orgânica (%M.O.), pela expressão: $\%M.O. = (0,67 V/W_3) \cdot 100$, sendo $V = 10,5(1-Y/X)$ em ml; X é o volume de sulfato ferroso usado na padronização do sulfato ferroso (solução padrão).

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

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

Ensaio de Granulometria

O ensaio de granulometria foi realizado atendendo às recomendações da BS 1377:1967 (35). Trata-se de um ensaio por via úmida. Inicialmente 1,0 kg do solo a ensaiar foi colocado em uma solução contendo 2 g de hexametáfosfato de sódio por litro de água, por uma hora; durante este tempo esta mistura (solo-solução) é agitada de vez em quando, para permitir a desagregação das partículas menores da superfície de partículas maiores e também para desagregar flocos de partículas pequenas. Após este tempo o solo foi lavado através de uma série de peneiras (série ASTM) até que a água saisse límpida em todas as peneiras, inclusive na n° 200. A percentagem de material que passou na peneira n° 200 foi calculada por diferença entre o peso do solo seco antes do ensaio e o peso do solo seco retido em todas as peneiras.

A distribuição granulométrica da fração menor que 0,074 mm não foi determinada neste trabalho, os resultados apresentados foram obtidos da dissertação de Marinho (39).

Determinação dos Limites de Atterberg

Limite de Liquidez (LL)

Este parâmetro foi determinado seguindo as recomendações do método DNER DPT M 44-64 (34). Foram feitas determinações para os três solos sem cal e com a adição de 1.0, 2.0 e 5.0% do peso seco do solo, das cais C-1 e C-3.

Limite de Plasticidade (LP)

Para determinar este parâmetro foram utilizadas as recomendações do método DNER DPT M 82-63 (34). O limite de plasticidade foi também determinado para o solo sem cal e para a mistura solo-cal com 1.0, 2.0 e 5.0%, do peso do solo seco das cais C-1 e C-3.

Para a determinação tanto do LL quanto do LP a mistura solo-cal foi preparada pela adição da percentagem de cal, requerida para cada caso, em uma cápsula de tamanho adequado. Esta mistura foi revolvida com uma espátula até se obter uma mistura homogênea. Após esta homogeneização a mistura foi passada na peneira nº 40 (ASTM) para a realização dos ensaios conforme o método acima indicado. Os ensaios foram realizados logo imediatamente após a mistura do solo com a cal.

Ensaio de Compactação

O ensaio de compactação foi realizado conforme o método de ensaio DNER DPT M 48-64, o qual recomenda uma energia de compactação de 12,63 kg.cm/cm³ (34), o que corresponde a uma energia de compactação intermediária entre a energia do ensaio de Proctor normal e de Proctor modificado.

Este ensaio foi realizado com os três solos sem cal e com 2.0 e 5.0% em relação ao peso do solo seco, das cais C-1 e C-3. A mistura solo-cal foi preparada num misturador elétrico de eixo vertical. O solo com a ^{chamado} conveniente percentagem de cal foi inicialmente misturado durante 2 minutos, após o que era adicionada a quantidade de água destilada reque

rida para esta particular mistura e a homogeneização contínua da por mais 3 minutos. A compactação foi levada a efeito imediatamente após a mistura.

Ensaio de CBR

Os corpos de prova preparados para o ensaio de compactação foram aproveitados para a determinação do CBR, pois este ensaio foi feito com corpos de prova com vários teores de umidade.

O ensaio foi realizado com corpos de prova imediatamente após a sua compactação para ambos: solo-cal e solo puro, e com corpos de prova submetidos a 7 dias de cura e 4 dias de imersão em água, para o caso do solo-cal, e apenas 4 dias de imersão para o caso do solo puro.

A cura foi realizada em tanques cheios de areia mantida saturada, onde os corpos de prova, após serem envolvidos em sacos de plástico completamente impermeáveis, ficavam soterrados pelo período de 7 dias, à temperatura ambiente do laboratório ($23^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$). Após a cura os corpos de prova foram colocados em imersão com uma carga de 10 libras.

Para este ensaio foi utilizado o procedimento recomendado pela BS 1377:1967 (35). Os corpos de prova foram rompidos na face superior e inferior, para diminuir o número dos mesmos, com conseqüente economia de tempo e material. O ensaio foi realizado com uma prensa de compressão "Leonard Farnell" (ver Figs. 5.3 e 5.4) a qual permitia uma velocidade de aplicação de carga constante e igual a 0,13 cm/min. (0,05 pol/min).

Ensaio de Penetrômetro de Cone

Ensaios exploratórios foram realizados utilizando o aparelho e método do ensaio de penetrômetro de cone especificado pelo "Institute of Petroleum", Reino Unido (citado em ref. 36), que consiste basicamente de um ensaio de carga constante. Os resultados obtidos mostraram rapidamente que a repetição dos resultados era muito pobre, devido provavelmente à limitação da máxima carga do aparelho e à natureza dos solos testados.

Figura 5.3 Vista geral da prensa "Leonard Farnell" durante o ensaio de CBR mostrando o painel de controle para razão de velocidade de penetração.

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ
Pró-Reitoria Para Assuntos do Interior
Coordenação Setorial de Pós-Graduação
Rua Aprígio Veloso, 882 - Tel. (83) 321 7222-R 355
58.100 - Campina Grande - Paraíba

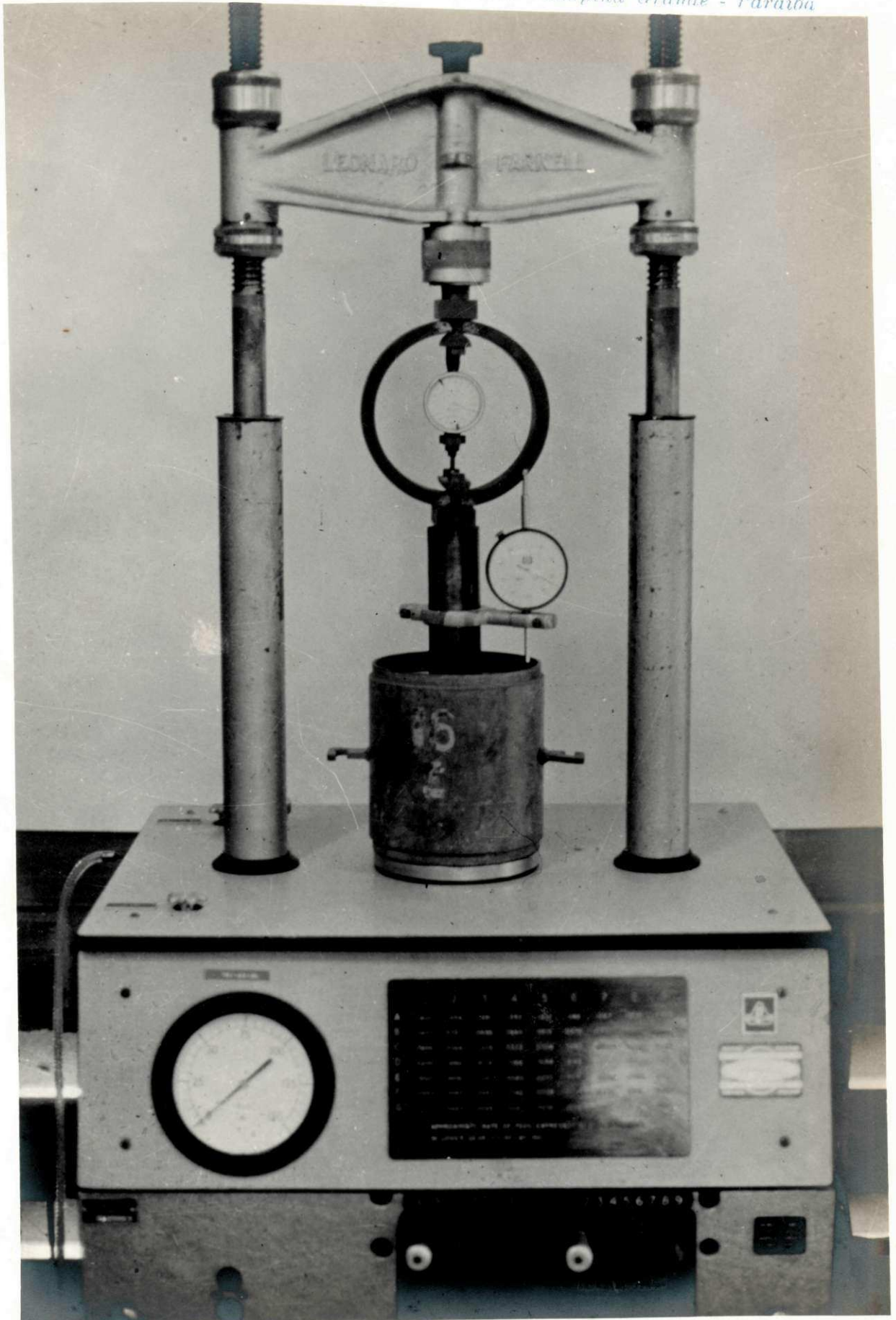


Figura 5.4 Vista detalhada do ensaio de CBR.

Por isso foi necessário modificar o ensaio e adotar o método de carga variável a razão de penetração constante. O cone do aparelho padrão foi adaptado ao pistão de penetração do ensaio de CBR e a mesma prensa de compressão "Leonard Farnell" foi utilizada para o ensaio (ver Figura 5.5). A razão de penetração adotada foi a mesma que para o ensaio de CBR e as leituras de carga foram anotadas para as mesmas penetrações. Para a maioria dos ensaios os valores de pressão com incremento de penetração foram variando com tendência a valores constantes quando a penetração aproximava-se de 0,5" (1,27 mm).

O valor arbitrário de resistência de penetração do cone foi então tomado como a pressão correspondente a 0,05" (1,27 mm) de penetração.

Como no caso do ensaio de CBR, também aqui foram feitas penetrações na face superior e inferior de cada corpo de prova. Foram também testados corpos de prova imediatamente após a compactação, após imersão, no caso do solo puro, e depois de cura e imersão no caso da mistura solo-cal. O procedimento para a cura e imersão foi igual ao descrito anteriormente.

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
Pró-Reitoria Para Assuntos do Interior
Coordenação Setorial de Pós-Graduação
Rua Aprígio Veloso, 882 - Tel (083) 321 7222-R 355
58.100 - Campina Grande - Paraíba

Figura 5.5 Prensa "Leonard Farnell" adaptada para o ensaio de penetrômetro de cone.

C A P Í T U L O VI

APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Introdução

Neste Capítulo são apresentados os resultados obtidos dos ensaios de pH, granulometria, limites de Atterberg, CBR e penetrômetro de cone, realizados com os três solos selecionados, sem cal e em mistura com várias percentagens das cais C-1 e C-3.

Embora o parâmetro de resistência obtido com o ensaio de CBR seja de natureza empírica, os resultados obtidos e apresentados neste capítulo permitiram uma avaliação quantitativa e prática dos efeitos das cais nos solos investigados em termos de sua possível utilização como materiais para estruturas de pavimentos.

O ensaio de penetrômetro de cone, por outra parte, permitirá mostrar a possibilidade de uma metodologia alternativa ao uso do CBR.

Ensaio de pH

As Figuras 6.1a, 6.1b e 6.1c mostram as relações entre pH e percentagem de cal para os três solos e as duas cais utilizadas, no entanto a Tabela 6.1 mostra os valores de percentagens das duas cais para os quais o pH de cada solo alcança o valor de 12,4. Eades e Grim (15) recomendam que a percentagem de cal para a qual o pH da mistura solo-cal é 12,4 é o ótimo em termos de resistência do sistema solo-cal. Os valores encontrados nesta pesquisa e as implicações de seu uso de acordo com o critério de Eades e Grim serão discutidas no próximo Capítulo.

Os valores quantitativos dos ensaios são apresentados no Apêndice 1, na Tabela 1.1.

Solo	% de cal para se obter um pH de 12,4	
	Cal C-1	Cal C-3
L-1	1,25	3,50
L-2	3,00	5,00
L-3	2,00	3,50

TABELA 6.1 Percentagem de cal para se obter um pH de 12,4 nos solos investigados.

Ensaio de Granulometria

As curvas apresentadas na Figura 6.2 mostram a distribuição granulométrica dos três solos investigados. Como foi explicado no capítulo anterior as propriedades granulométricas dos solos são o resultado do processo de britagem. Pode-se observar que as variações na distribuição granulométrica dos três solos não são significantes do ponto de vista das variações estatísticas aceitáveis para um mesmo solo em termos físicos. No entanto a influência da fração tamanho argila é de grande importância nos processos de estabilização química e deste ponto de vista pode-se dizer que os solos são substancialmente diferentes desde que, por exemplo a percentagem da fração tamanho argila do solo L-1 é mais de duas vezes a percentagem para o solo L-2.

Limites de Atterberg

As variações verificadas nos limites de liquidez e plasticidade dos solos, e em consequência no índice de plasticidade, com a adição de cal, são mostradas nas Figuras 6.3a, 6.3b e 6.3c. A adição da cal aos solos provocou uma diminuição nos seus índices de plasticidade. No entanto, observa-se que tal diminuição foi devida a uma maior diminuição do limite de liquidez, em relação à diminuição do limite de plasticidade. Nota-se ainda que para os três solos uma diminuição mais acentuada dos limites de liquidez e plasticidade foi conseguida com a adição da cal C-1.

Os resultados numéricos destes parâmetros são fornecidos na Tabela 2.1 apresentada no Apêndice 2.

Ensaio de Compactação

As Figuras 6.4a, 6.4b, 6.5a, 6.5b, 6.6a e 6.6b mostram as relações entre peso específico aparente seco e teor de umidade de compactação para os solos L-1, L-2 e L-3, respectivamente, sem cal e em mistura com as cais C-1 e C-3. Cada uma destas curvas é a média de duas outras curvas, as quais foram construídas utilizando-se cinco pontos por curva e sendo cada ponto a média de duas determinações em que a umidade foi mantida constante e os pesos específicos aparentes secos não diferiram entre si mais de 2,0%.

As Figuras 6.4a e 6.4b mostram que o solo L-1 sem cal apresenta uma umidade ótima de compactação de 13,75% e um peso específico aparente seco máximo de 2020 kg/m³. A adição de 2,0% da cal C-1 elevou a umidade ótima para 15,75% e baixou o máximo peso específico aparente seco para 1940 kg/m³, enquanto a adição de 2,0% da cal C-3 elevou a umidade ótima para 16,30% e baixou o máximo peso específico aparente seco para 1932 kg/m³. Observa-se que o aumento da percentagem das cais C-1 e C-3 para 5,0% não modificou apreciavelmente as umidades ótimas e os máximos pesos específicos aparentes secos obtidos com a adição de 2,0% destas cais ao solo L-1.

Nas Figuras 6.5a e 6.5b pode-se verificar que o solo L-2 sem cal apresentou uma umidade ótima de compactação igual a 10,30% e um máximo peso específico aparente seco de 2135 kg/m³. A adição de 2,0% da cal C-1 pouco alterou as características de compactação deste solo, tendo o mesmo apresentado, com 2,0% da cal C-1, uma umidade ótima de compactação, igual a 10,80% e um máximo peso específico aparente seco de 2130 kg/m³; enquanto a adição de 2,0% da cal C-3 apresentou uma umidade ótima de 11,50% e um máximo peso específico aparente seco igual a 2090 kg/m³, tendo-se verificado neste último caso um maior aumento na umidade ótima de compactação e uma maior diminuição no máximo peso específico aparente seco. Pode ser observado ainda nestas Figuras que as diferenças nesses parâmetros, com relação ao solo sem cal, foram mais significantes com a adição de 5,0% das cais C-1 e C-3.

A influência das cais C-1 e C-3 sobre as características de compactação do solo L-3 é mostrada nas Figuras 6.6a e 6.6b. Verifica-se nestas figuras que o solo sem cal apresentou uma umidade ótima de compactação igual a 10,30% e um máximo peso específico aparente seco igual a 2310 kg/m³. A adição de 2,0% da cal C-1 modificou estes parâmetros para uma umidade ótima de compactação de 11,50% e um máximo peso específico aparente seco de 2250 kg/m³; enquanto que com a adição de 2,0% da cal C-3 a umidade ótima de compactação apresentou um valor de 11,70% e o máximo peso específico aparente seco foi de 2205 kg/m³. As modificações causadas nestes parâmetros pelo aumento da percentagem das cais C-1 e C-3 para 5,0% com relação aos valores obtidos com 2,0% destas cais, não foram de grande significância.

Observa-se que o solo L-2 apresentou menores variações nas suas características de compactação do que os solos L-1 e L-3.

No Apêndice 3 são fornecidos os valores numéricos de umidades e respectivos pesos específicos aparentes secos para cada solo sem cal e em mistura com as cais C-1 e C-3, na Tabela 3.1.

Ensaio de CBR

Como foi dito no capítulo anterior, este ensaio foi realizado com corpos de prova imediatamente após a compactação e depois de 4 dias de imersão para o caso dos solos sem cal ou 7 dias de cura e 4 dias de imersão para os solos em mistura com as cais C-1 e C-3. Em qualquer caso os resultados apresentados são as médias dos valores obtidos com as penetrações no topo e na face inferior de cada corpo de prova. Para cada solo será apresentada a relação CBR versus umidade de compactação, uma vez que sendo a energia de compactação constante, a umidade de compactação reveste-se de grande importância para a resistência dos solos.

Solo Sapé-Mari (L-1)

Valores de CBR obtidos imediatamente após a compactação. As curvas de pressão versus penetração obtidas neste caso mostram que maiores valores de pressão são conseguidos a menores umidades. Maiores valores de CBR foram obtidos na totalidade dos ensaios a uma penetração de 5,08 mm (0,2"). A Figura 6.7 mostra um exemplo típico destas curvas. A Tabela 4.1 do Apêndice 4 mostra os valores numéricos das pressões para as correspondentes penetrações.

As Figuras 6.8a e 6.8b mostram as relações entre CBR e umidade de compactação. Pode-se observar que o solo sem cal apresentou um valor máximo de CBR bem definido de 73% a uma umidade de compactação de 12,85%, muito perto da umidade ótima para o máximo peso específico aparente seco. A curva de CBR versus umidade de compactação para o solo sem cal mostra que a resistência deste solo apresenta grande sensibilidade à variação de umidade, por exemplo quando a umidade de compactação é aumentada de 13,0% para 14,0%, o CBR diminui de 69% para 35%, isto é, 1,0% de incremento de umidade produz uma redução de aproximadamente 50% no valor de CBR. A figura 6.8a mostra também as variações do valor de CBR com a umidade de compactação para a mistura solo-cal com 2,0% e 5,0% da cal C-3. Pode-se observar que houve um aumento acentuado do valor do CBR com relação ao CBR do solo sem cal, para ambas as percentagens de cal. No entanto dentro da faixa de umidade estudada não se verificou, para qualquer das percentagens de cal usadas, um valor máximo de CBR bem definido. Contudo, verifica-se que a um valor de umidade igual a 15,25% enquanto o solo sem cal apresenta um CBR de 17% o solo com 2,0% da cal C-3 apresentou um CBR de 80% e com 5,0% da mesma cal o CBR é 102%.

A Figura 6.8b evidencia a influência da cal C-1 sobre as variações do CBR com a umidade de compactação. As tendências de variação e a magnitude dos aumentos de CBR entre o solo puro e solo com cal são similares àquelas apresentadas com a cal C-3. Pode-se ver que para a mesma umidade de compactação de 15,0% os valores de CBR para 2,0% e 5,0% da cal C-1 são 88% e 95%, respectivamente.

Valores de CBR obtidos após cura e imersão. Um exemplo representativo das curvas de pressão versus penetração é mostrado na Figura 6.9. A Tabela 4.2, no Apêndice 4 mostram os valores numéricos relacionando pressão e penetração.

As Figuras 6.10a e 6.10b mostram relações entre CBR e umidade de compactação para o solo puro e o solo cal com 2,0% e 5,0% das cais C-3 e C-1. Nota-se que para o solo sem cal há um CBR máximo bem definido e igual a 60% correspondente a uma umidade de compactação de 13,74%, que é aproximadamente igual à umidade ótima de compactação. Esta curva mostra outra vez que a resistência deste solo após 4 dias de imersão é bastante sensível às variações de umidade, pois com um incremento de 1,0% na umidade de compactação o CBR é reduzido de 54% para 33%.

A Figura 6.10a mostra que a adição de 2,0% da cal C-3 incrementa modestamente a resistência do solo, somente no intervalo de umidades de compactação correspondente ao ramo úmido da curva de compactação. No entanto a adição de 5,0% desta cal produz notáveis aumentos na resistência do solo, especialmente a umidades no ramo úmido da curva de compactação. Enquanto o CBR máximo do solo sem cal é de 60%, o CBR máximo do solo com 5,0% de cal C-3 é de 110%.

Na Figura 6.10b observa-se a influência da cal C-1 na resistência do solo após 7 dias de cura e 4 dias de imersão. Nota-se que com 2,0% desta cal ocorreu um sensível aumento na resistência no ramo úmido da curva de compactação. O aumento da percentagem de cal para 5,0% acarretou um aumento de resistência, tendo ocorrido um CBR máximo de 101%, também no ramo úmido da curva de compactação da mistura solo-cal.

Solo Cuité (L-2)

Valores de CBR obtidos imediatamente após a compactação. A Figura 6.11 mostra um exemplo típico das curvas de pressão versus penetração encontradas para estas condições de ensaio. Esta curva evidencia que a resistência aumenta com a diminuição de umidade de compactação. No intervalo de valores de penetração do ensaio a maioria destas curvas acusa um comportamento aproximadamente linear. Os valores numéricos completos das relações pressão pe

netração são apresentadas na Tabela 4.3 do Apêndice 4.

A influência da umidade de compactação sobre a resistência do solo sem cal pode ser vista em qualquer das Figuras 6.12a e 6.12b. Observa-se que a curva CBR versus umidade de compactação para o solo sem cal apresenta um CBR máximo de 77% para uma umidade de compactação de 10,57% que é aproximadamente igual à umidade ótima de compactação. Vê-se que a maiores umidades a resistência do solo é muito sensível a variações de umidade.

A Figura 6.12a mostra a influência da cal C-3 sobre a resistência do solo. Pode-se notar que com 2,0% de cal houve um sensível aumento na resistência do solo, tendo o corrido um CBR máximo bem definido de 110% a 10,59% de umidade de compactação, portanto no ramo seco da curva de compactação do solo-cal. Com 5,0% desta cal não houve a definição de um máximo para o CBR dentro da faixa de umidades estudada. O maior CBR registrado foi de 110% para uma umidade de compactação de 10,13%, por conseguinte também no ramo seco da curva de compactação para a mistura solo-cal com 5,0% de cal.

A Figura 6.12b mostra as modificações causadas na resistência do solo pela adição da cal C-1. A adição de 2,0% desta cal ao solo provocou um sensível acréscimo na sua resistência, tendo-se verificado um CBR máximo de 143% a 9,67% de umidade, sendo esta umidade cerca de 1,2% menor do que a umidade ótima de compactação da mistura solo-cal. A adição de 5,0% de cal provocou também um aumento na resistência do solo, com relação ao solo sem cal, no entanto o máximo CBR obtido foi de apenas 122% e ocorreu para uma umidade de 12,79% que está muito próxima da umidade ótima de compactação da mistura solo-cal, que é 13,0%.

Valores de CBR obtidos após cura e imersão. As curvas de pressão versus penetração evidenciam outra vez uma tendência a se comportarem linearmente dentro do intervalo de penetrações do ensaio. Um exemplo destas curvas é mostrado na Figura 6.13. Os dados numéricos são apresentados todos no Apêndice 4, na Tabela de 4.4.

As Figuras 6.14a e 6.14b mostram as relações entre CBR e umidade de compactação para o solo puro e solo-cal. Para o solo puro neste caso não existe um máximo CBR

dentro do intervalo de umidade de compactação do ensaio. O maior valor de CBR foi de 66% a uma umidade de 9,27%. Neste ensaio ainda pode-se notar o grau de influência de pequenas variações de umidade no valor do CBR.

A Figura 6.14a mostra claramente o grau de influência da percentagem de cal C-3 nos valores do CBR. Enquanto os valores de CBR com adição de 2,0% de cal C-3 são ligeiramente maiores que os valores do solo puro no intervalo de 11 a 15% de umidade de compactação, os valores de CBR para o solo com 5,0% de cal são muito maiores. O máximo valor de CBR para o solo com 2,0% de cal foi 29% e o valor máximo de CBR para o solo com 5,0% de cal foi de 100%.

A Figura 6.14.b exibe significantes ganhos de resistência do solo com a adição de 2,0 e 5,0% de cal C-1, tendo ocorrido para ambas as percentagens um CBR máximo bem definido. O máximo CBR para o solo com 2,0% de cal foi de 164% e ocorreu a uma umidade de 9,94%, que é cerca de 1,0% menor do que a umidade ótima de compactação da mistura solo-cal, sendo esta 10,8%. Contudo, a adição de 5,0% de cal ao solo apresentou um CBR de apenas 128% a uma umidade de compactação de 9,85% que é aproximadamente 3,0% menor do que a umidade ótima de compactação do solo-cal com 5,0% de cal, que é de 13,0%. Esta figura mostra, portanto, que a adição de 2,0% de cal C-1 confere maior resistência ao solo do que a adição de 5,0% desta cal.

Solo Nova Floresta (L-3)

Valores de CBR obtidos imediatamente após a compactação. A exemplo do que ocorreu nos casos anteriores, as curvas de pressão versus penetração tendem a apresentar um comportamento linear. Um exemplo destas curvas é mostrado na Figura 6.15. Todos os valores numéricos das relações pressão-penetração são apresentadas no Apêndice 4 na Tabela 4.5.

Nas Figuras 6.16a e 6.16b são mostradas as curvas de CBR versus umidade de compactação para o solo sem cal e para o solo-cal. A curva apresentada para o solo puro mostra um CBR máximo bem definido de 100% a uma umidade de compactação de 9,39% que é cerca de 1,0% menor do que a umidade ótima de compactação, sendo esta igual a 10,30%.

A Figura 6.16a mostra que o solo com 2,0% de cal C-3 apresenta um CBR máximo bem definido de 132% a uma umidade de compactação de 11,02%; esta umidade está muito próxima da umidade ótima de compactação da mistura solo-cal, que é 11,70%. A curva CBR versus umidade de compactação para o solo com 5,0% da cal C-3 mostra que com esta percentagem de cal o CBR é muito sensível às variações de umidade. Observa-se nesta curva que ocorre um CBR máximo bem definido de 150% a uma umidade de compactação de 10,32%, esta umidade é 1,3% menor do que a umidade ótima de compactação da mistura solo-cal com 5,0% da cal C-3.

A Figura 6.16b evidencia a alta sensibilidade do CBR a variações de umidade de compactação, para a mistura solo-cal com 2,0% e 5,0% da cal C-1. A curva do solo com 2,0% desta cal não apresenta um CBR máximo bem definido dentro do intervalo de umidades estudado. O maior valor de CBR registrado foi de 146% e ocorreu a um teor de umidade de compactação de 9,95%, portanto no ramo seco da curva de compactação, uma vez que a umidade ótima de compactação para o solo com 2,0% da cal C-1 é igual a 11,50%. Por outro lado a curva de CBR versus umidade de compactação para o solo com 5,0% desta cal apresentou aparentemente um CBR máximo de 147% a uma umidade de compactação de 10,45%, que está próxima da umidade ótima de compactação para o solo com esta percentagem de cal, que é de 11,20%.

Valores de CBR obtidos após cura e imersão. Na Figura 6.17 é mostrado um exemplo das curvas de pressão versus penetração. A Tabela 4.6 apresentada no Apêndice 4 fornece todos os valores numéricos das pressões para as correspondentes penetrações. Esta figura mostra que, no intervalo de valores de penetração do ensaio a maioria das curvas apresentam um comportamento quase linear.

As Figuras 6.18a e 6.18b mostram as variações do CBR com a umidade de compactação do solo sem cal e em mistura com as cals C-3 e C-1. Pode-se observar que para o solo sem cal, o CBR máximo é de 60% a uma umidade de compactação de 9,27%, que é 1,0% menor do que a umidade ótima de compactação.

A Figura 6.18a mostra que a curva da mistura solo-cal com 2,0% da cal C-3, apresenta um CBR máximo de

76% a uma umidade de compactação de 12,08%, portanto no ramo úmido da curva de compactação, uma vez que a umidade ótima de compactação para esta mistura solo-cal é de 11,70%. Os efeitos causados na resistência pelo aumento da percentagem de cal para 5,0%, são também mostrados nesta figura. É visto que neste caso ocorre um CBR máximo de 125% a uma umidade de compactação de 10,27%, sendo esta umidade 1,3% menor do que a umidade ótima de compactação do solo-cal.

A Figura 6.18b evidencia um aumento extraordinário na resistência do solo com a adição da cal C-1. Contudo dentro do intervalo de umidades estudado, a curva do solo com 2,0% de cal não mostra um CBR máximo bem definido, sendo o máximo valor registrado de 115% que ocorre a um teor de umidade de compactação de 8,94%, portanto no ramo seco da curva de compactação, visto que a umidade ótima de compactação para este caso é de 11,50%. Por outro lado a curva com 5,0% da cal C-1 apresenta um CBR máximo bem definido igual a 176%, correspondendo a uma umidade de compactação de 10,77%, estando também no ramo seco da curva de compactação da mistura solo-cal com esta percentagem de cal, pois a umidade ótima para este caso é igual a 11,20%.

Todos os valores numéricos de CBR obtidos com as várias umidades de compactação para os três solos investigados são apresentados no Apêndice 5 nas Tabelas 5.1 e 5.2.

Ensaio de Penetrômetro de Cone

Este ensaio, conforme foi descrito no capítulo IV, foi realizado com o solo sem cal e com a adição de 2,0% e 5,0% das cals C-1 e C-3. Os resultados apresentados são também, como no caso do CBR, a média das pressões obtidas com a penetração realizada no topo e na parte inferior de cada corpo de prova.

As curvas pressão versus penetração apresentaram, em geral, uma tendência a se nivelarem quando a penetração se aproxima de 12,70 mm (0,5"). Dois exemplos são mostrados nas Figuras 6.19a e 6.19b. O valor da resistência à penetração de cone (R_p) a valores baixos de penetração foi às vezes maior que o valor obtido a 0,5" de penetração e outras vezes me

nor, no entanto em qualquer caso a tendência a um valor constante foi alcançada a uma penetração próxima de 0,5". Os valores de resistência à penetração correspondente a 0,5" de penetração foram então usados para obter as relações de resistência à penetração de cone (R_p) versus umidade de compactação. Alguns exemplos são mostrados nas Figuras 6.20a, 6.20b e 6.20c, enquanto que todos os valores numéricos são apresentados nas Tabelas 6.1 e 6.2 do Apêndice 6. Para a maioria dos ensaios as tendências de variação do valor de resistência à penetração de cone em função da umidade de compactação foram similares às variações de CBR. Estes resultados mostram então que uma relação entre CBR e resistência à penetração de cone parece ter validade. No Capítulo seguinte será discutida a validade estatística destas relações.

Figura 6.1a Relação entre o valor do pH e a percentagem de cal.
Solo L-1.

Figura 6.1b Relação entre o valor do pH e a percentagem de cal.
Solo L-2.

Figura 6.1c Relação entre o valor do pH e a percentagem de cal.
Solo L-3.

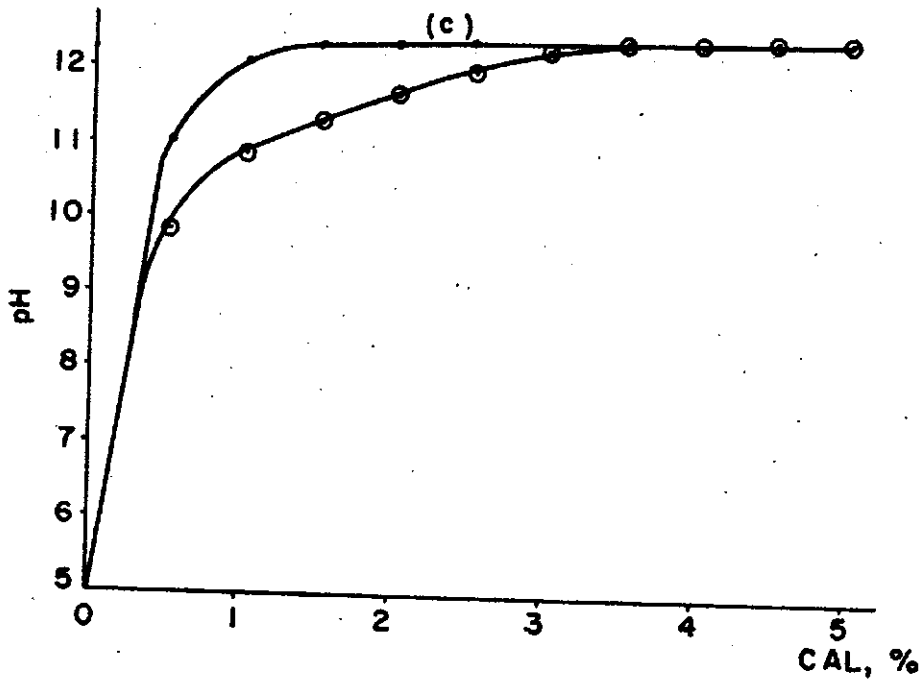
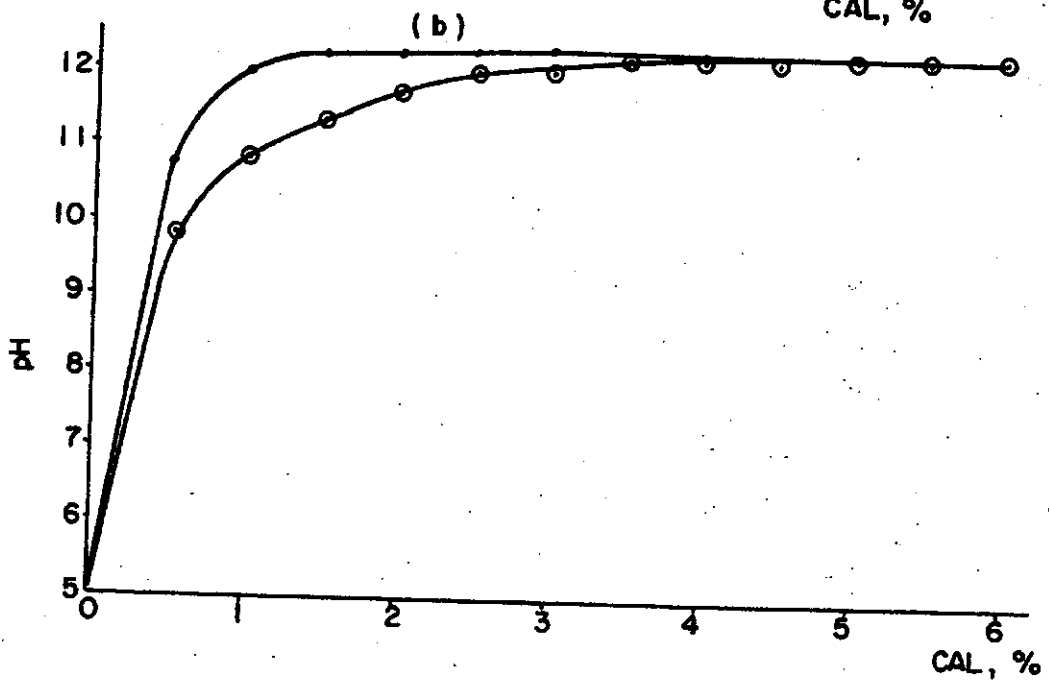
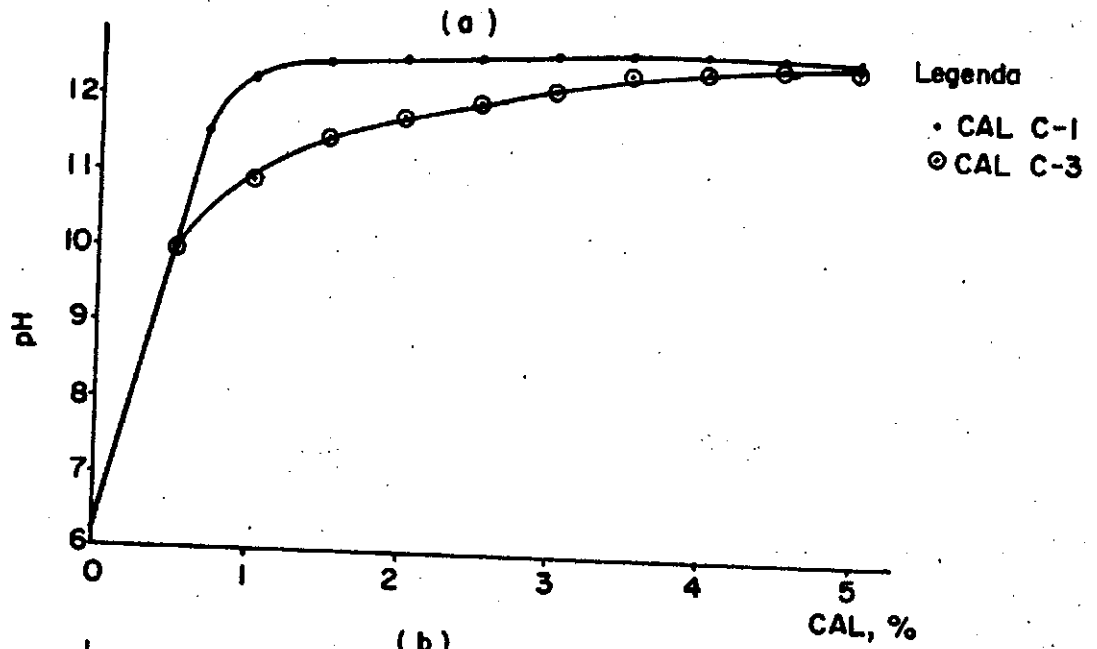


Figura 6.2 - Distribuição granulométrica dos solos L-1, L-2 e L-3.

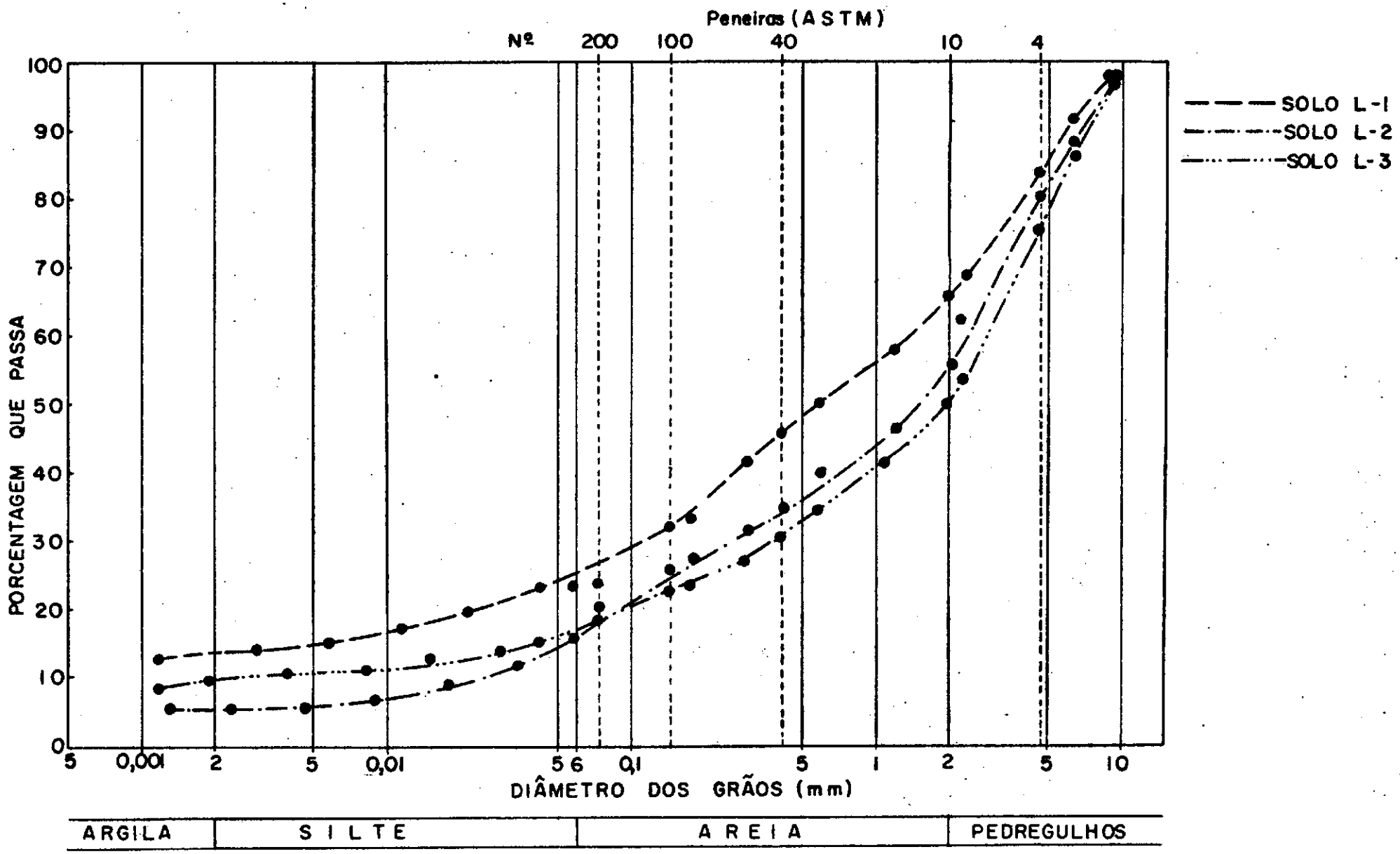
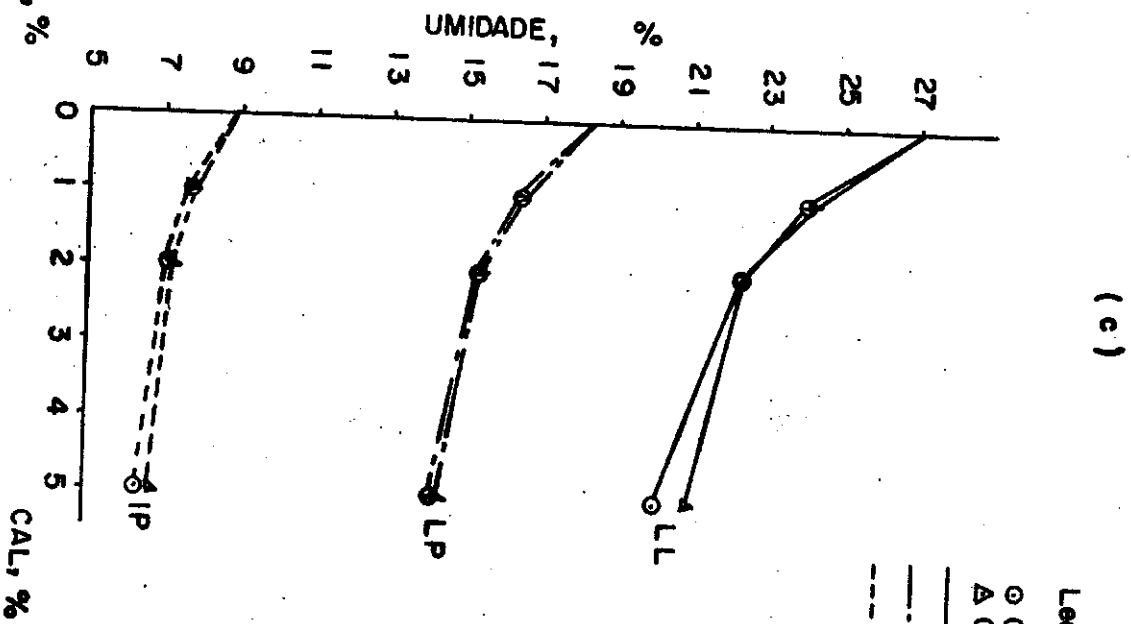
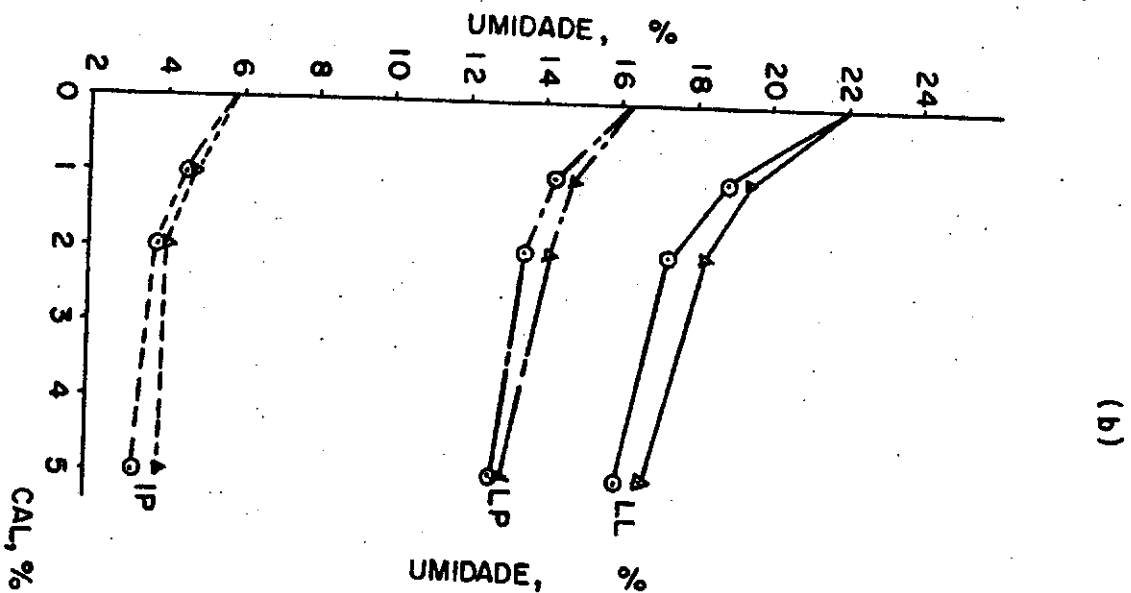
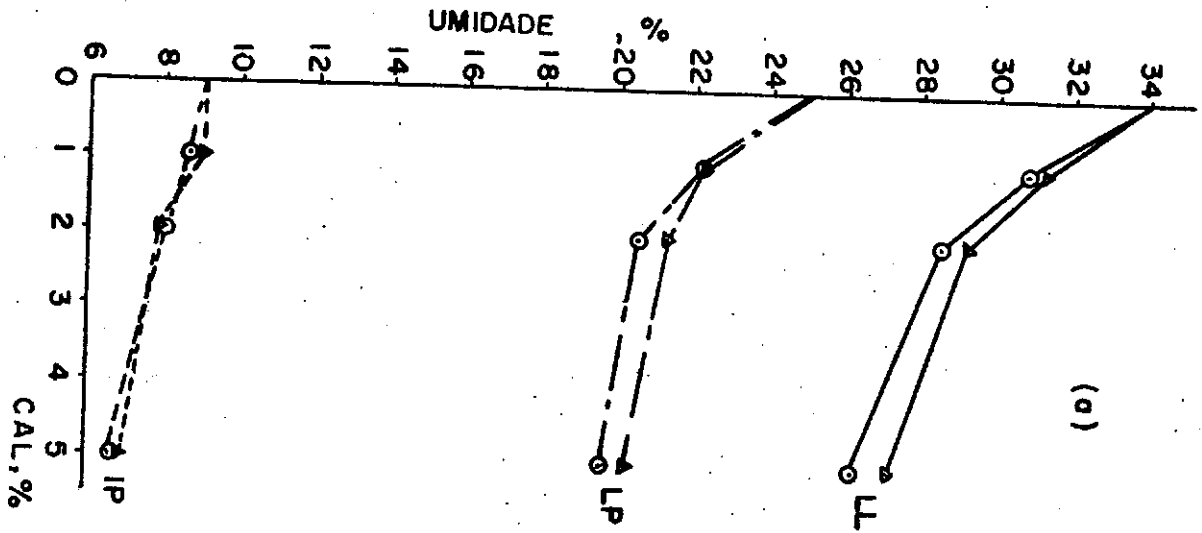


Figura 6.3c Relação entre os limites de Atterberg e percentagem de cal. Solo L-3.

Figura 6.3b Relação entre os limites de Atterberg e percentagem de cal. Solo L-2.

Figura 6.3a Relação entre os limites de Atterberg e percentagem de cal. Solo L-1.



Legenda

- CAL C-1
- Δ CAL C-3
- LP
- IP

Figura 6.4a Relação entre peso específico aparente seco e umidade de compactação. Solo L-1 sem cal e com 2,0% e 5,0% de cal C-1.

Figura 6.4b Relação entre peso específico aparente seco e umidade de compactação. Solo L-1 sem cal e com 2,0% e 5,0% de cal C-3.

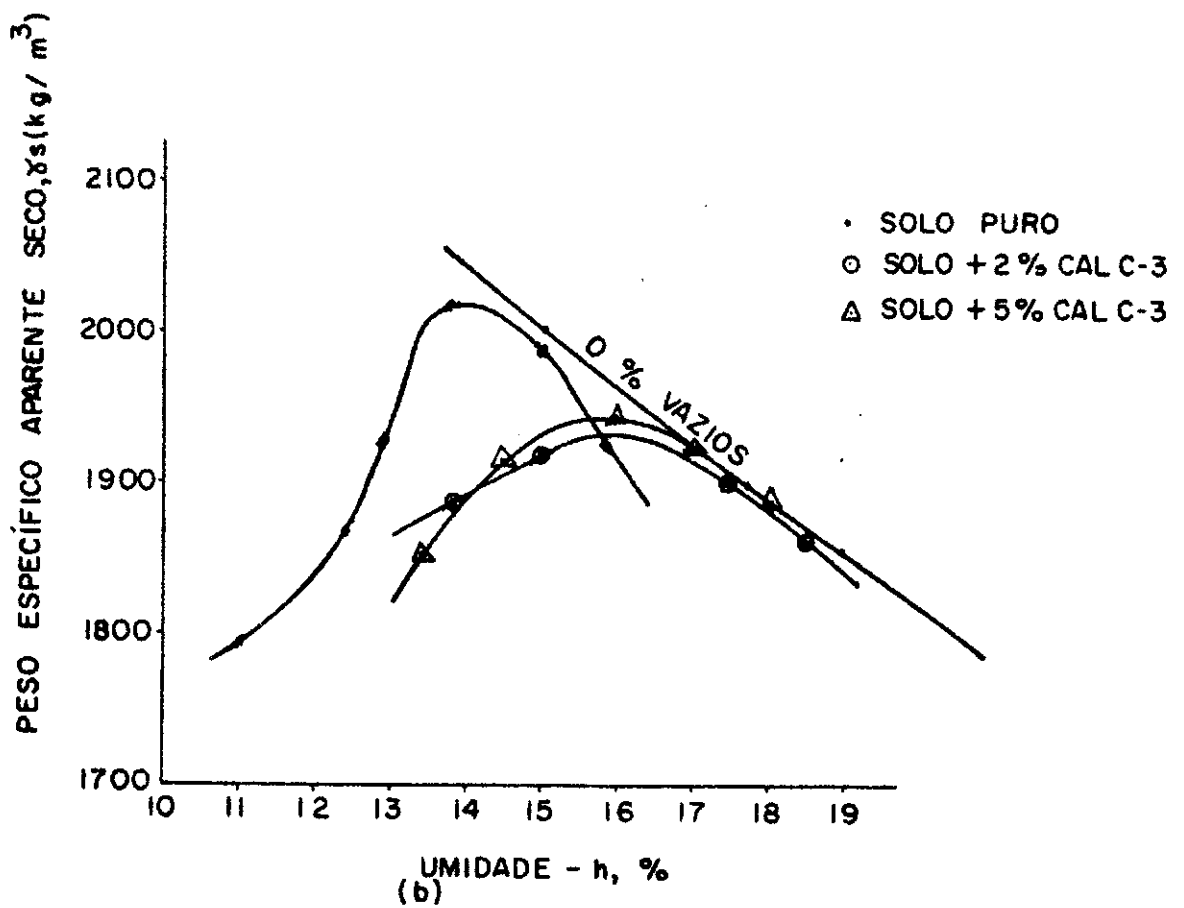
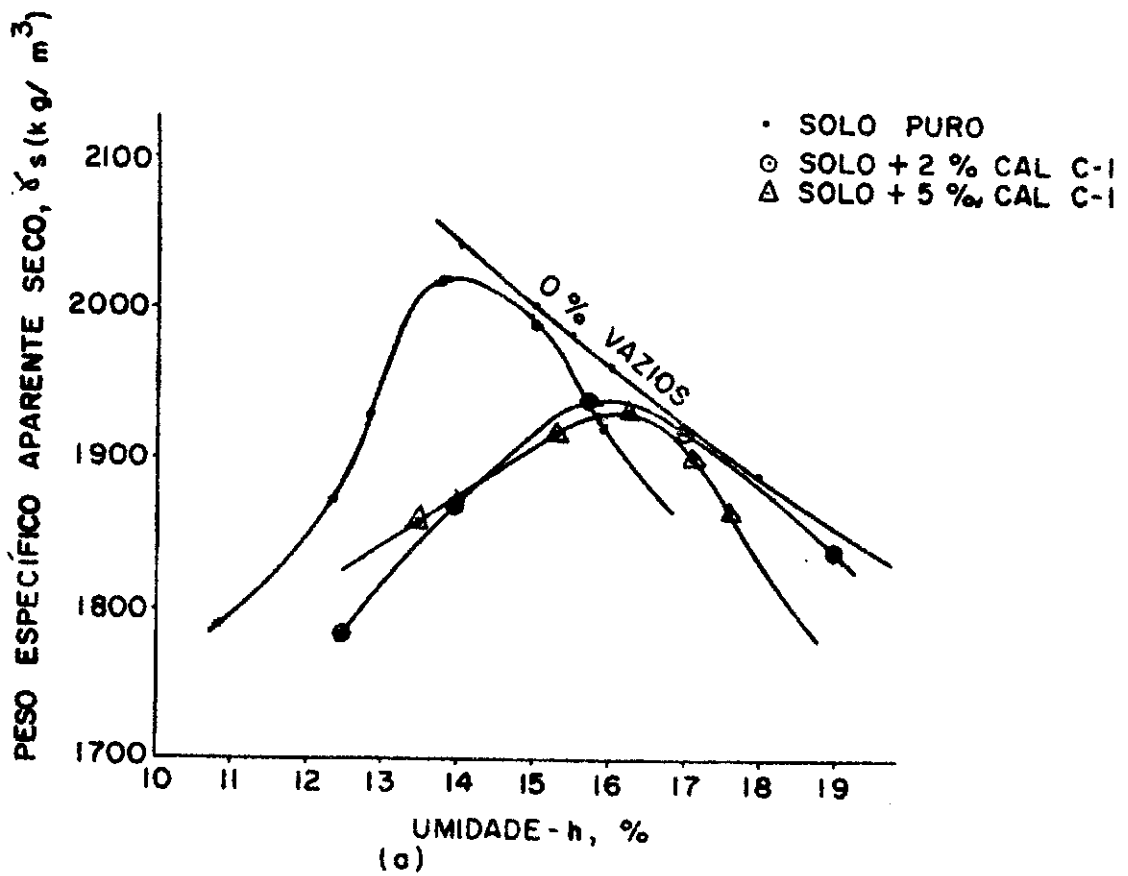
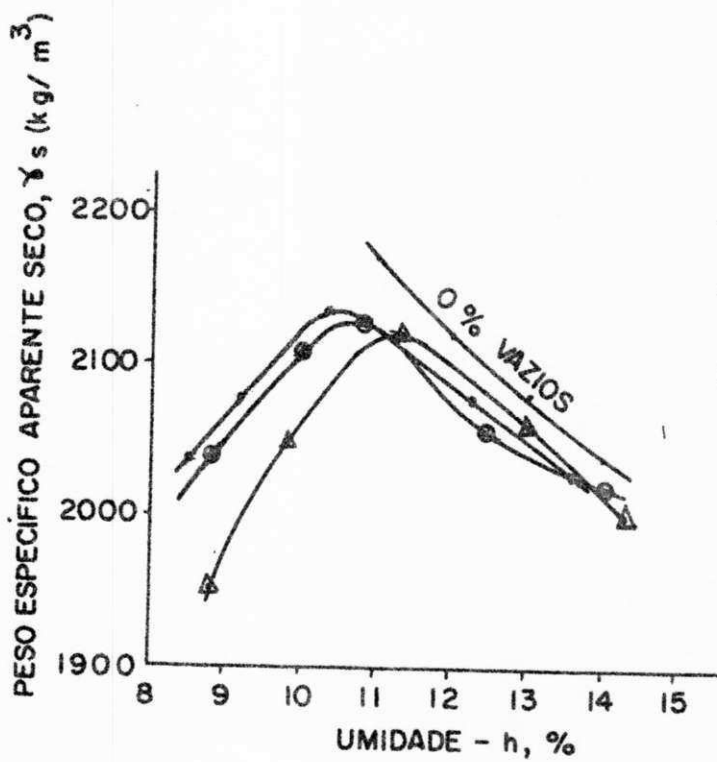
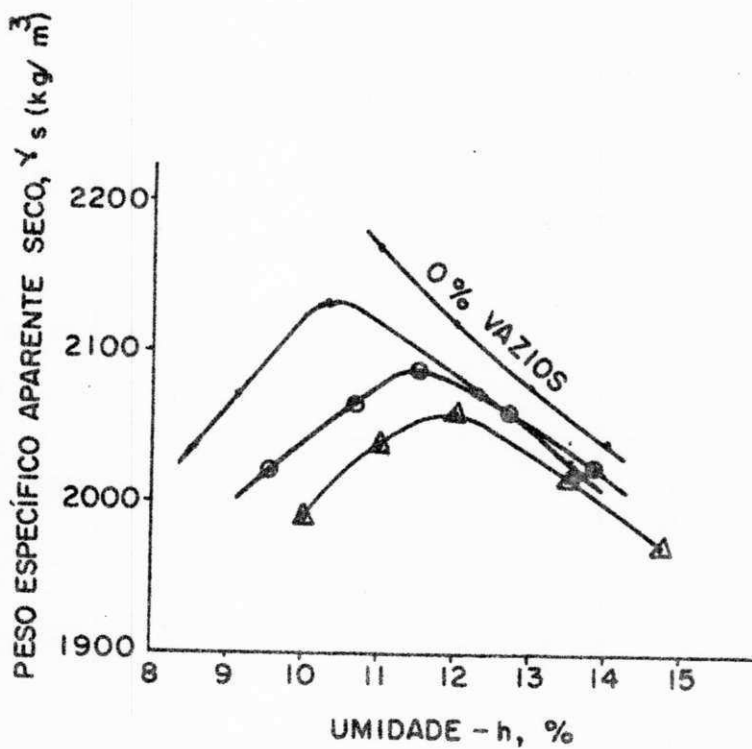


Figura 6.5a Relação entre peso específico aparente seco e umidade de compactação. Solo L-2 sem cal e com 2,0% e 5,0% de cal C-1.

Figura 6.5b Relação entre peso específico aparente seco e umidade de compactação. Solo L-2 sem cal e com 2,0% e 5,0% de cal C-3.



(a)



(b)

Figura 6.6a Relação entre peso específico aparente seco e umidade de compactação. Solo L-3 sem cal e com 2,0% e 5,0 de cal C-1.

Figura 6.6b Relação entre peso específico aparente seco e umidade de compactação. Solo L-3 sem cal e com 2,0% e 5,0% de cal C-3.

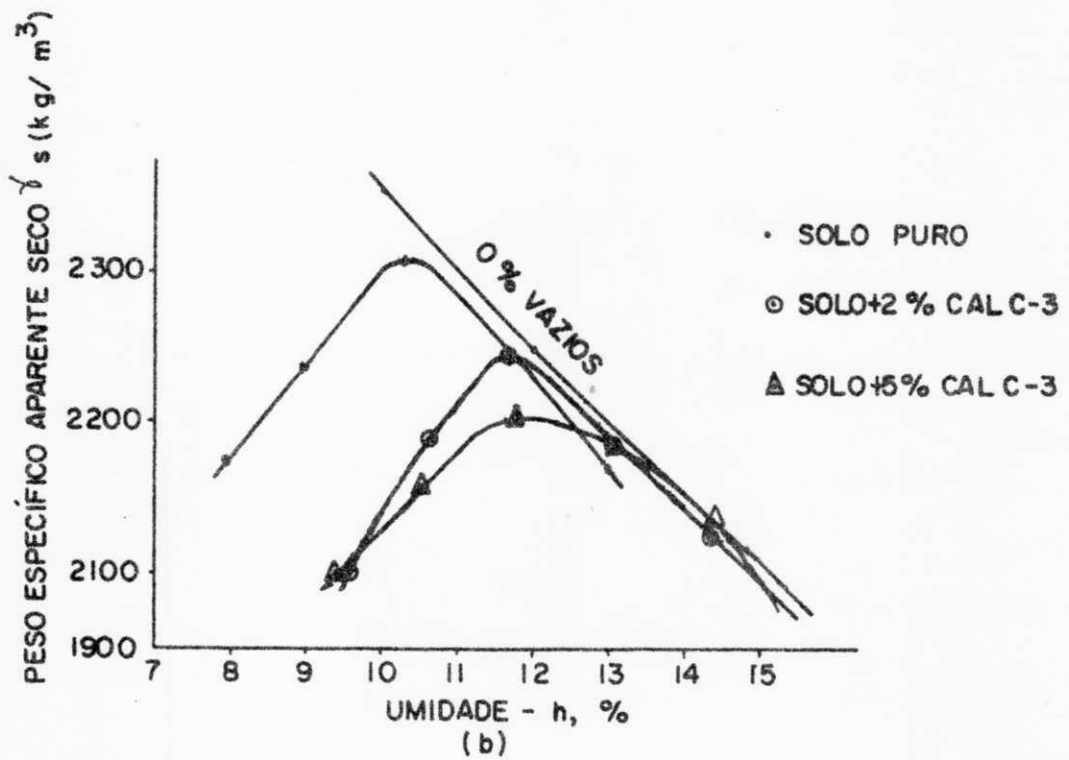
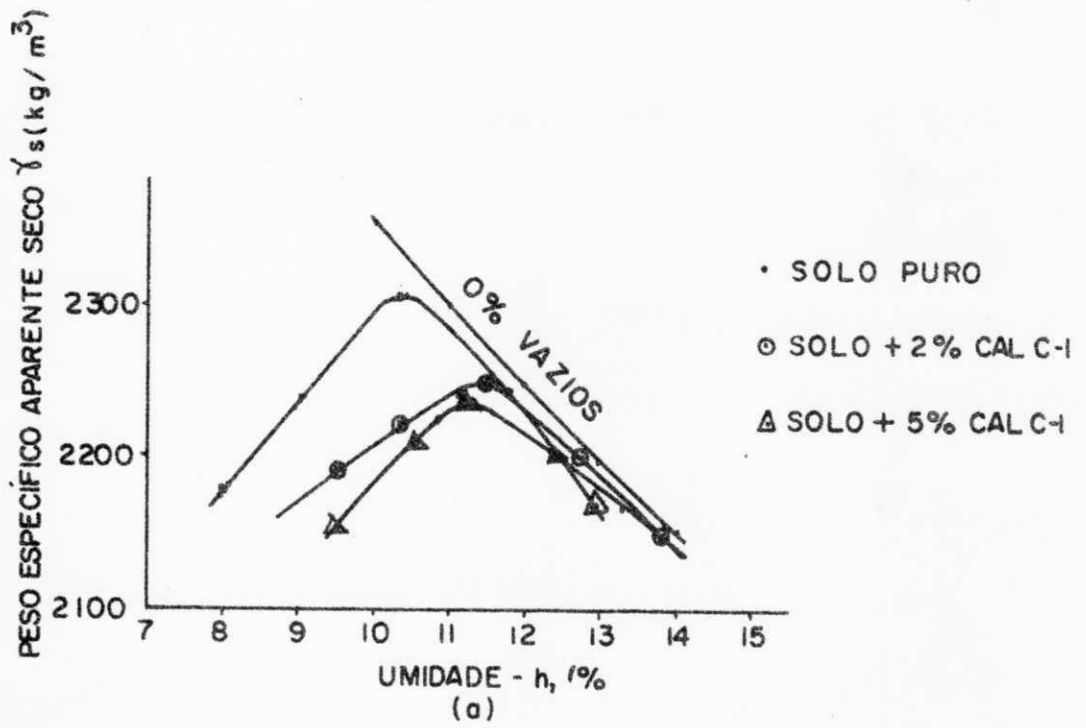


Figura 6.7 Curvas de pressão versus penetração do solo L-1 com 5,0% de cal C-1. Rompimento imediatamente após a compactação.

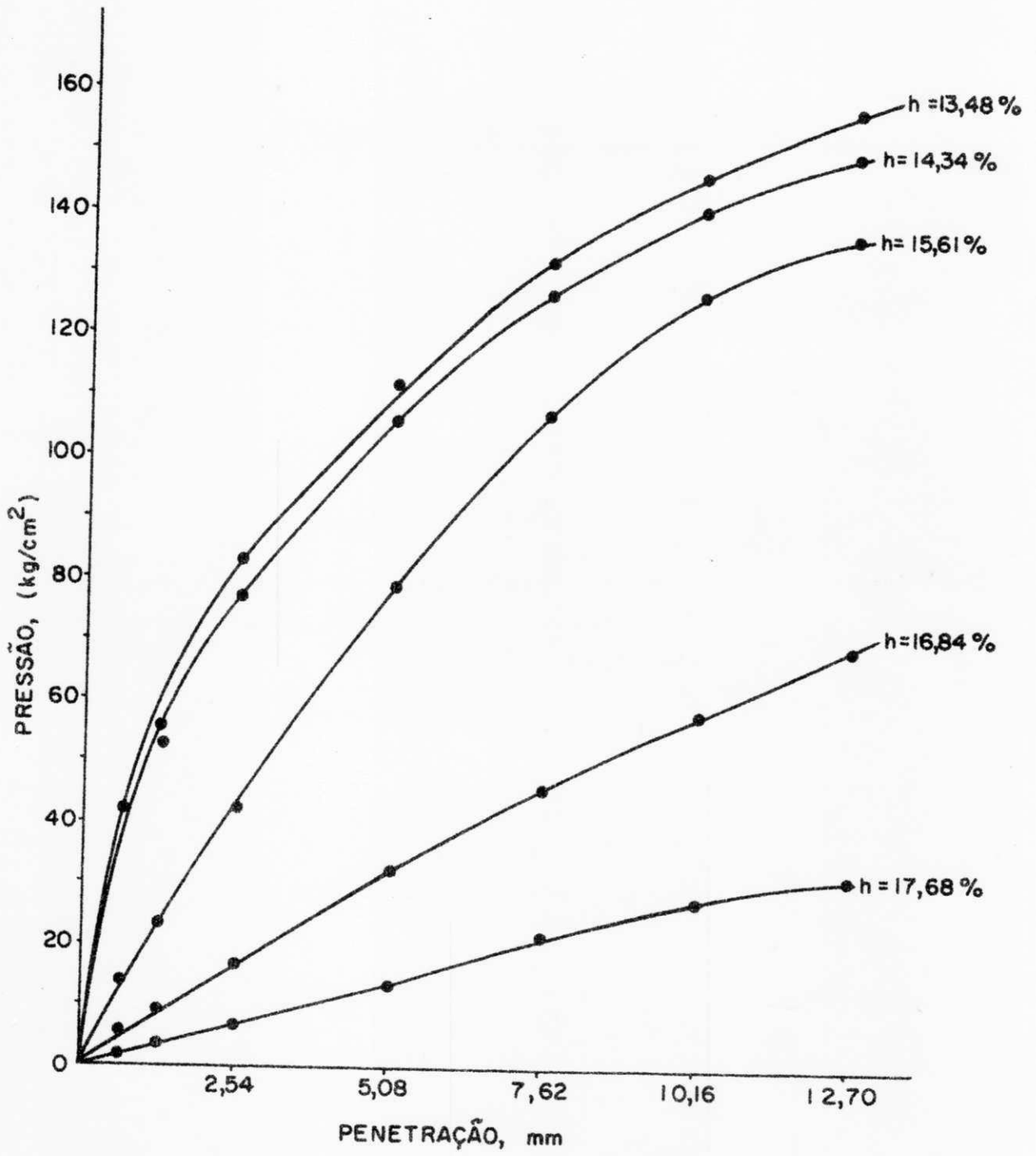


Figura 6.8a Variação do CBR do solo L-1, com o teor de umidade de compactação, para o solo sem cal e com 2,0% e 5,0% da cal C-3. Rompimento imediatamente após a compactação.

Figura 6.8b Variação do CBR do solo L-1, com o teor de umidade de compactação, para o solo sem cal e com 2,0% e 5,0% da cal C-1. Rompimento imediatamente após a compactação.

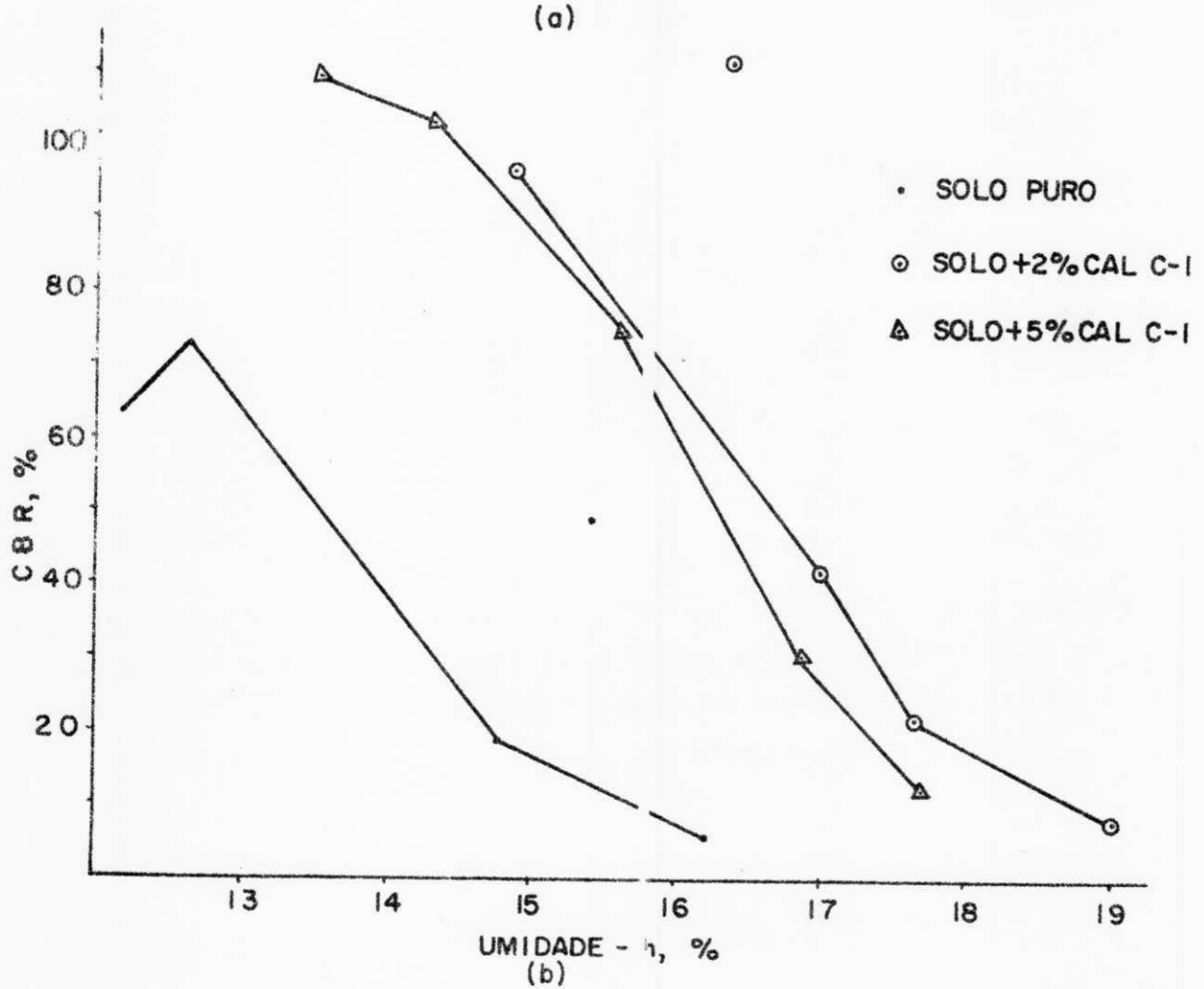
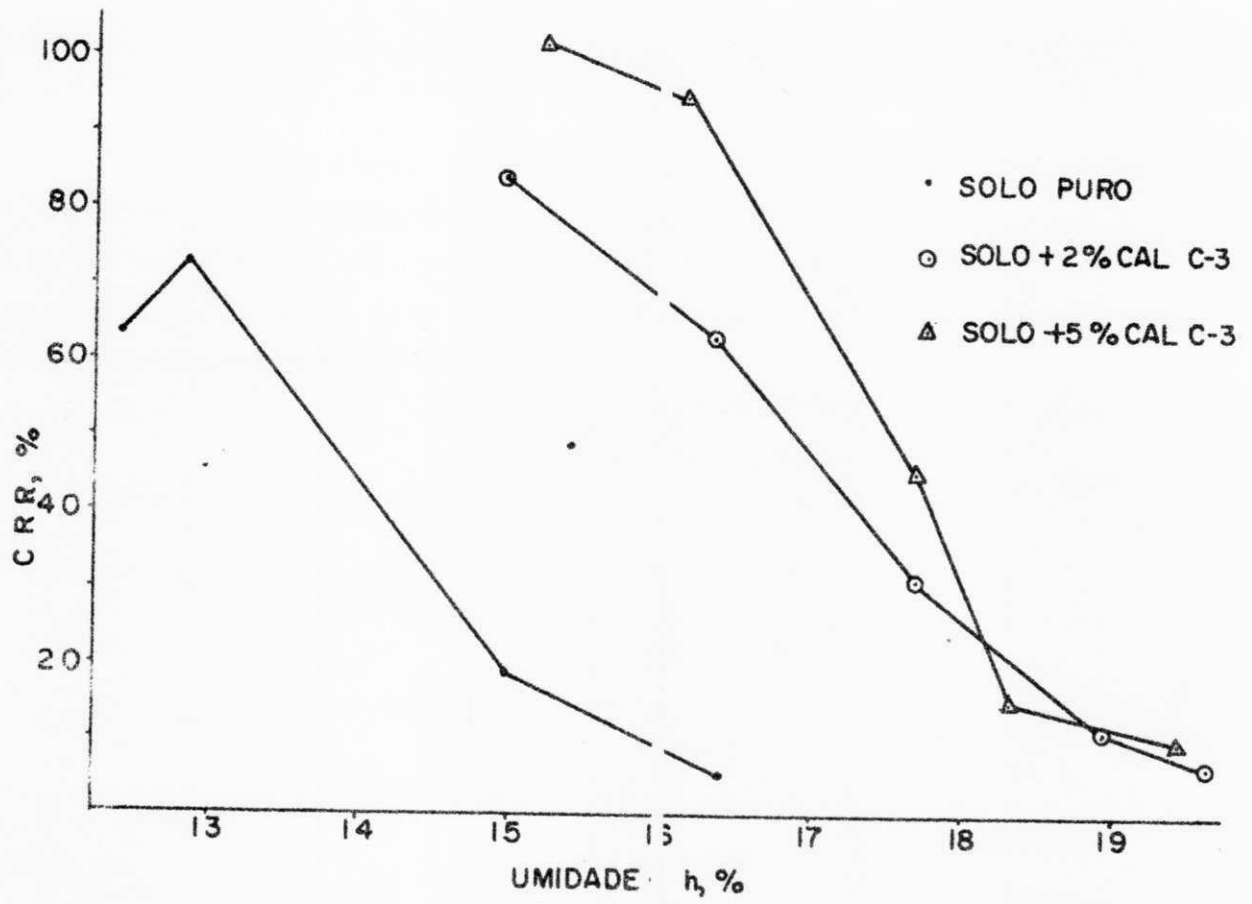


Figura 6.9 Curvas de pressão versus penetração do solo L-1 com 5,0% de cal C-3. Rompimento após cura e imersão.

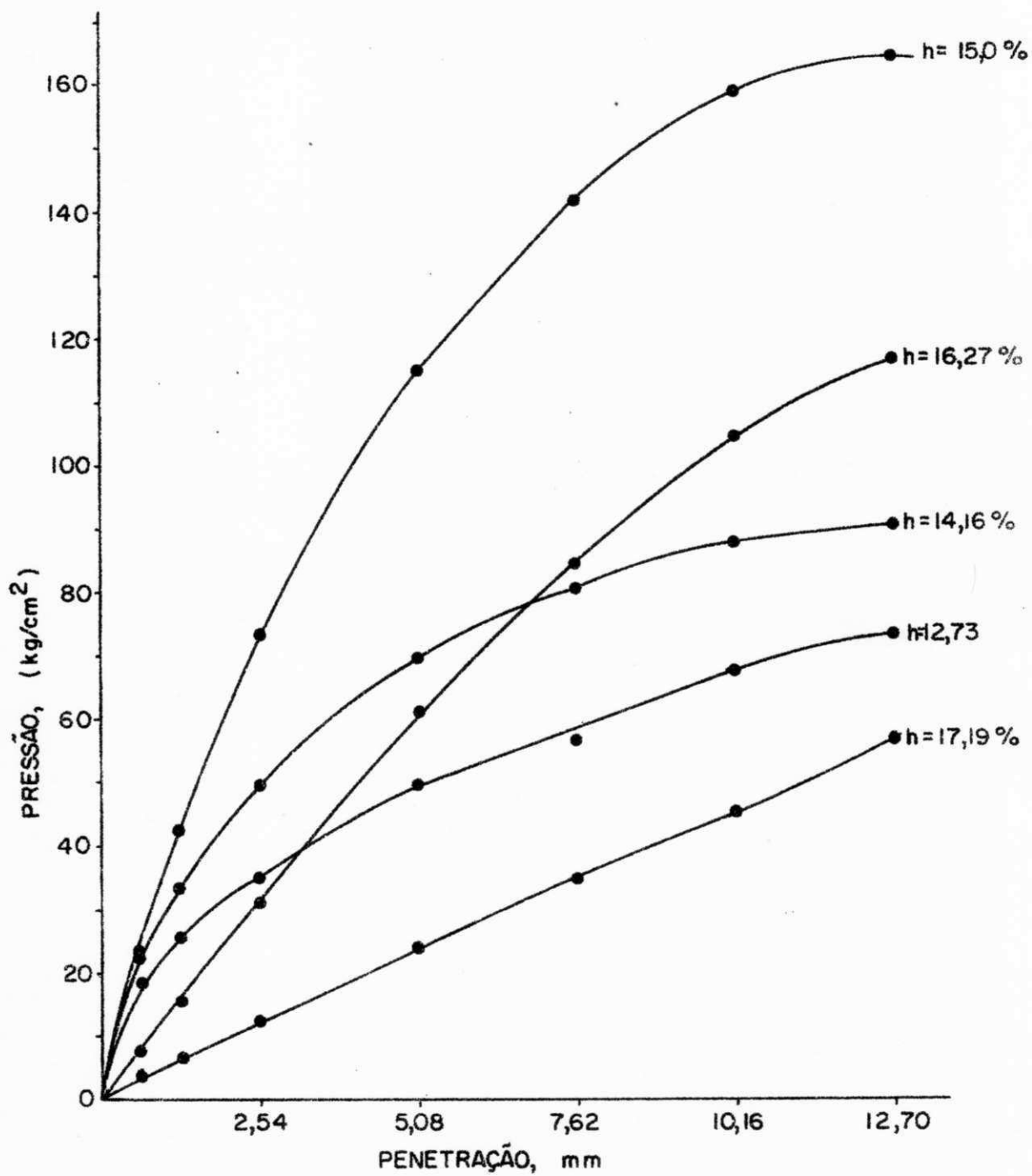


Figura 6.10a Variação do CBR do solo L-1 com o teor de umidade de compactação, para o solo sem cal e com 2,0% e 5,0% de cal C-3. Rompimento após cura e imersão.

Figura 6.10b Variação do CBR do solo L-1 com o teor de umidade de compactação, para o solo sem cal e com 2,0% e 5,0% de cal C-1. Rompimento após cura e imersão.

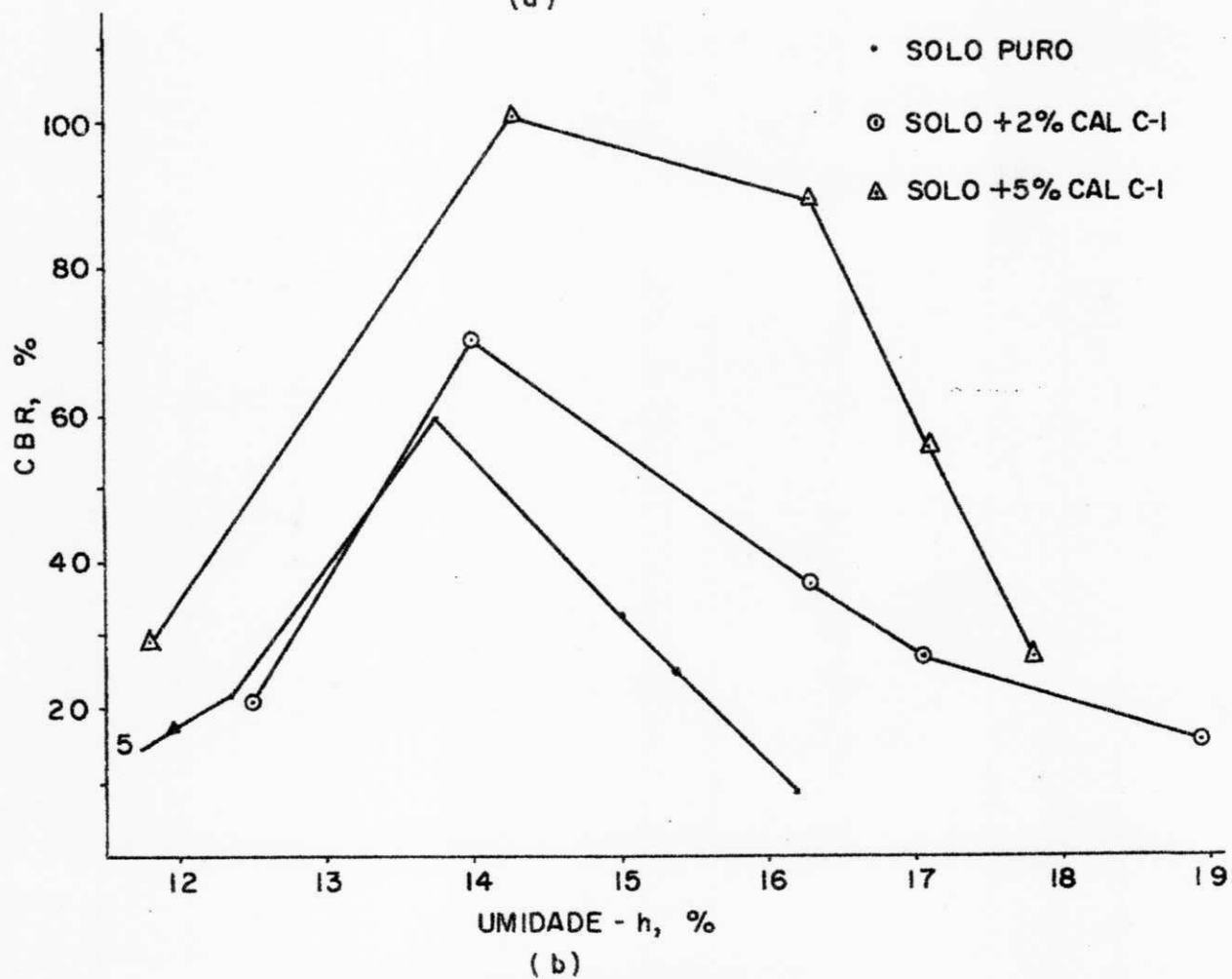
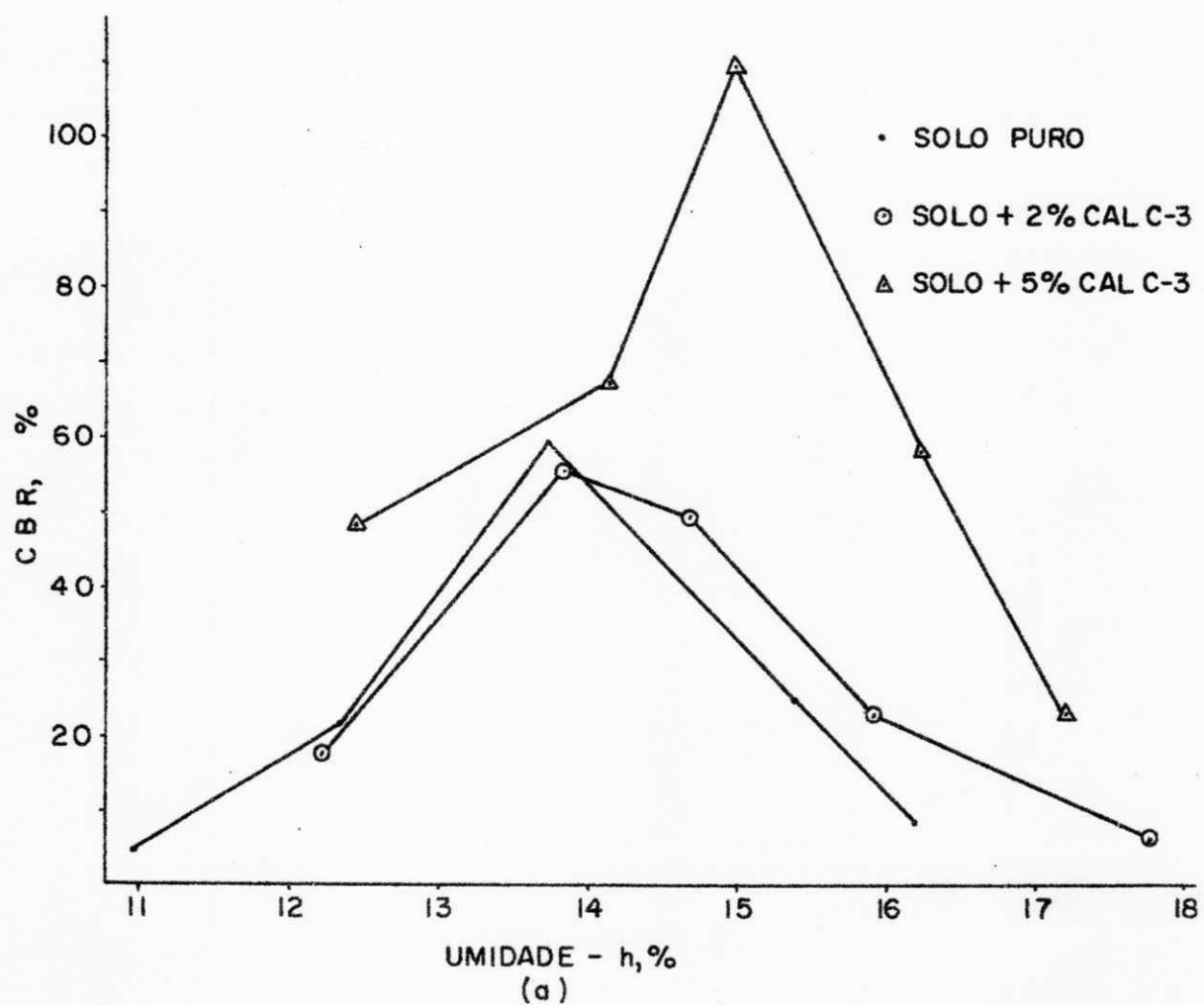


Figura 6.11 Curvas de pressão versus penetração do solo L-2 com 5,0% da cal C-1. Rompimento imediatamente após a compactação.

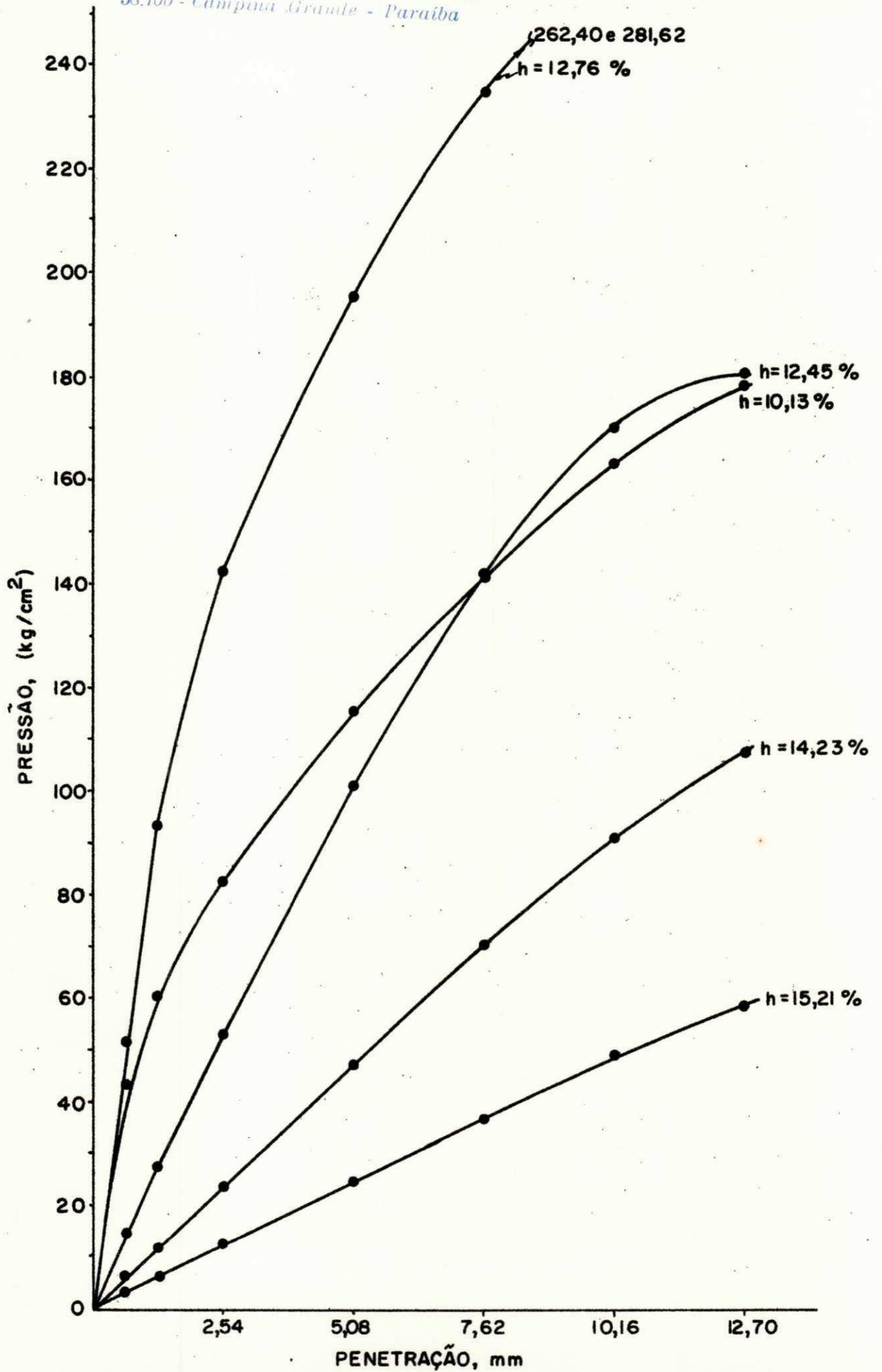


Figura 6.12a Variação do CBR do solo L-2 com o teor de umidade de compactação, para o solo sem cal e com 2,0% e 5,0% da cal C-3. Rompimento imediatamente após a compactação.

Figura 6.12b Variação do CBR do solo L-2 com o teor de umidade de compactação, para o solo sem cal e com 2,0% e 5,0% da cal C-1. Rompimento imediatamente após a compactação.

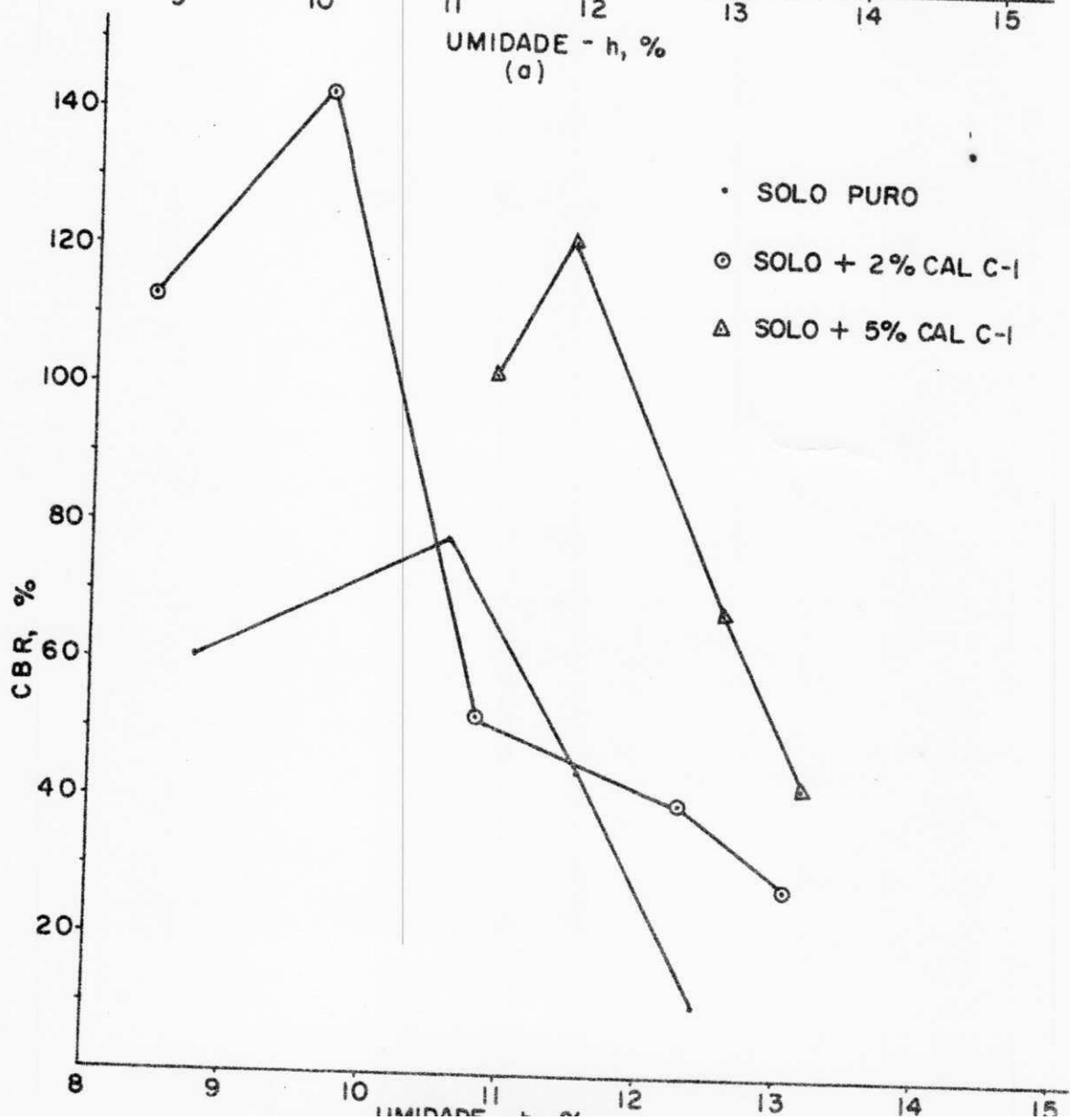
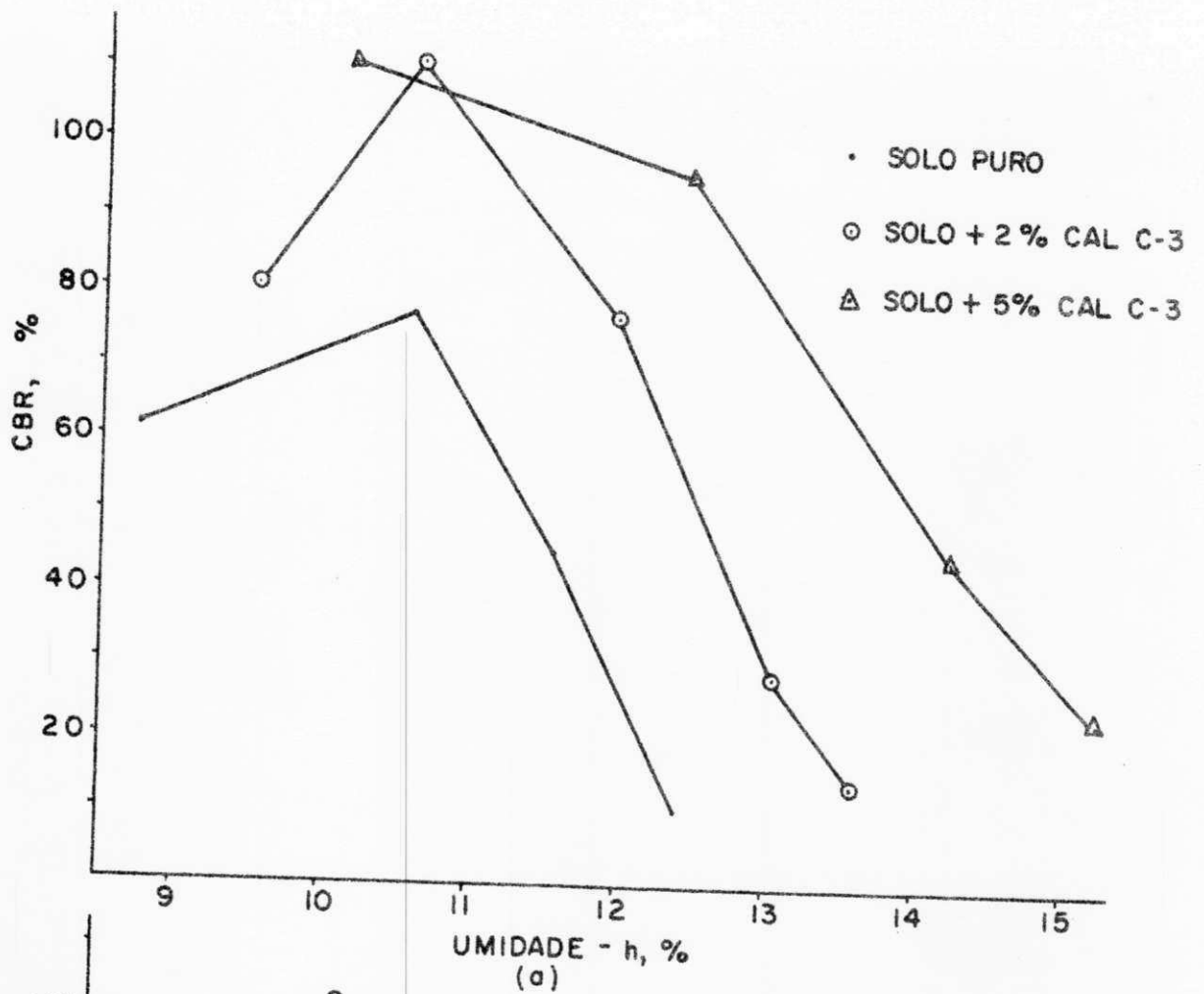


Figura 6.13 Curvas de pressão versus penetração do solo L-2 com 5,0% de cal C-3. Rompimento após cura e imersão.

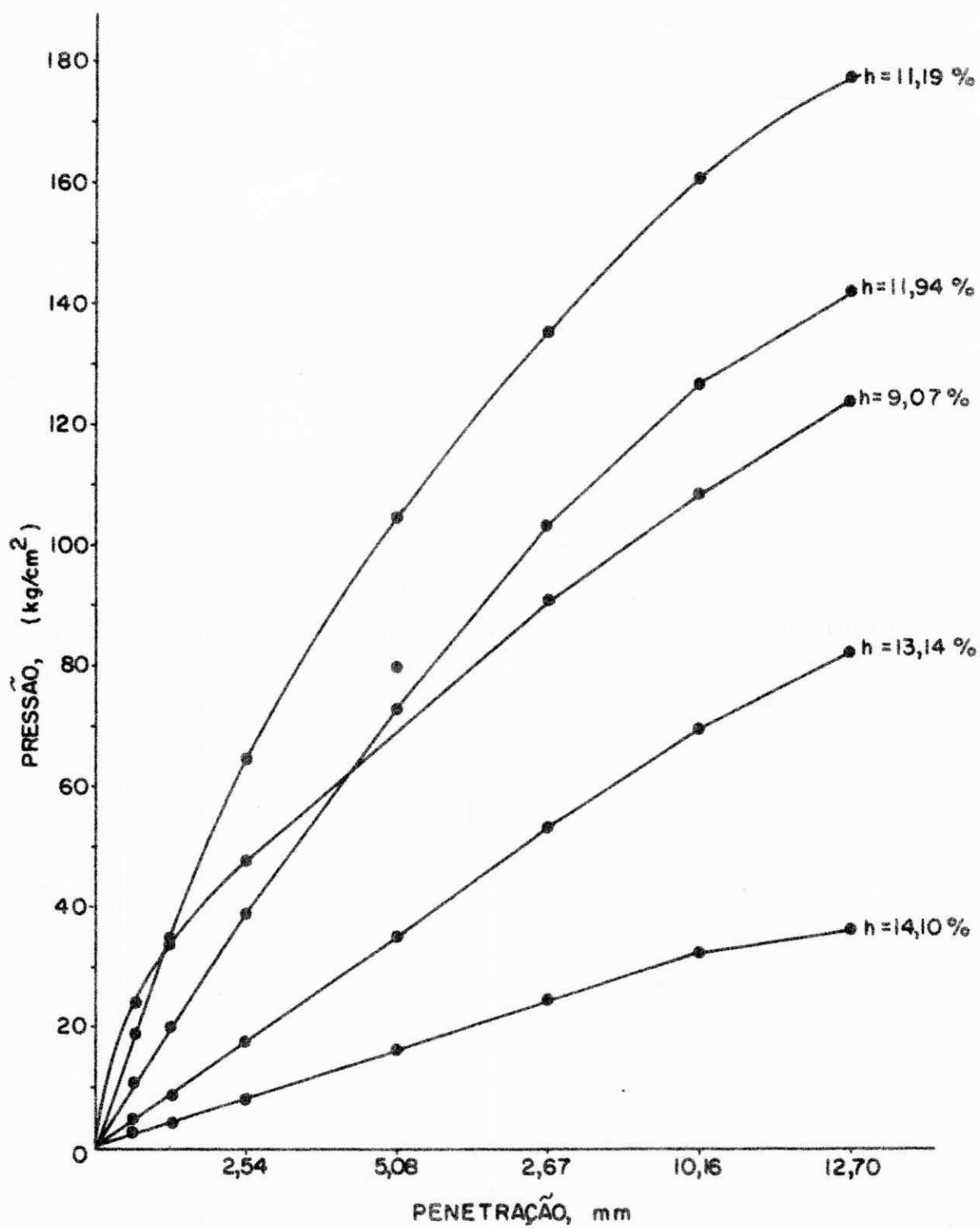


Figura 6.14a Variação do CBR do solo L-3 com o teor de umidade de compactação, para o solo sem cal e com 2,0% e 5,0% da cal C-3. Rompimento após cura e imersão.

Figura 6.14b Variação do CBR do solo L-3 com o teor de umidade de compactação, para o solo sem cal e com 2,0% e 5,0% da cal C-1. Rompimento após cura e imersão.

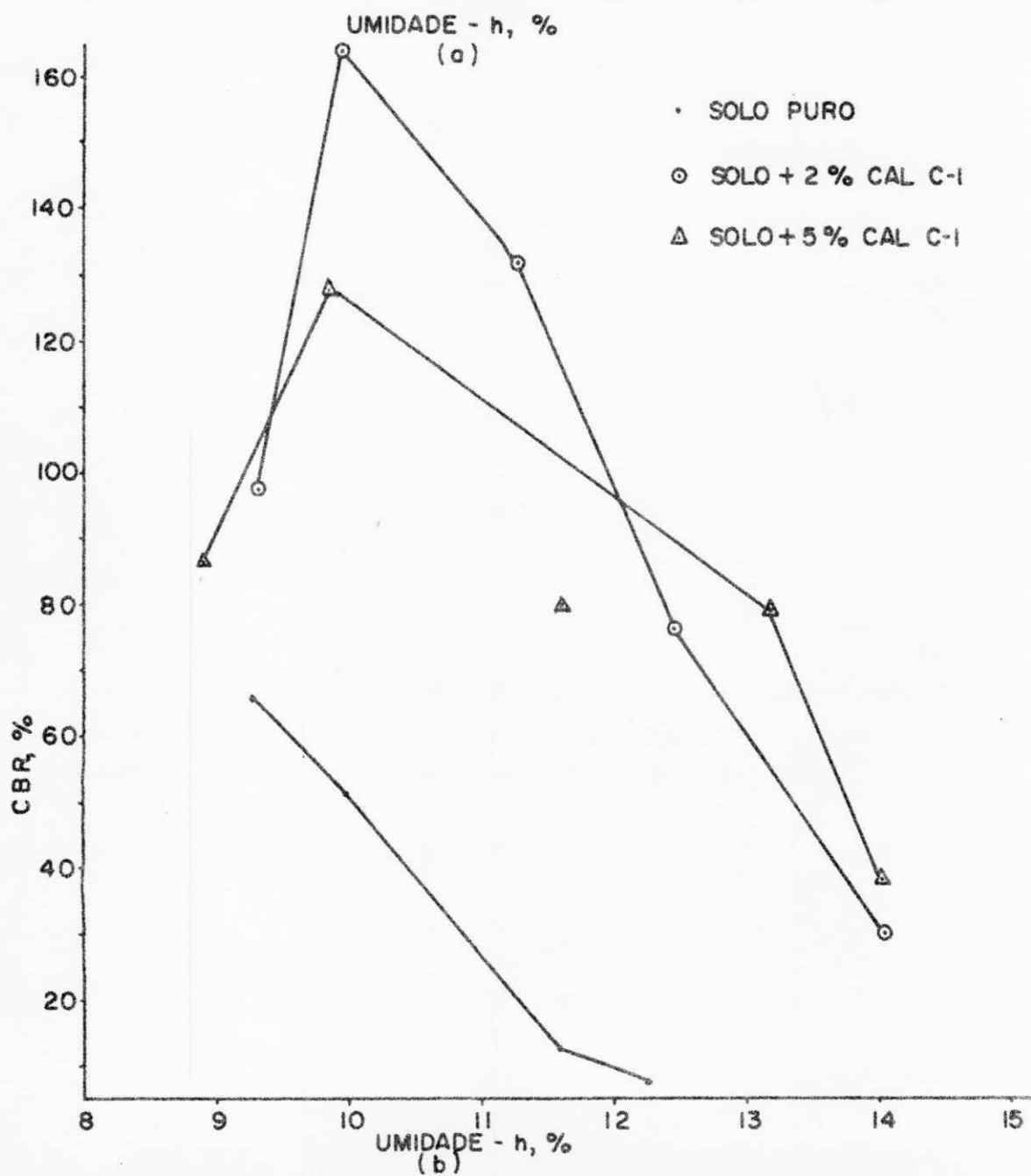
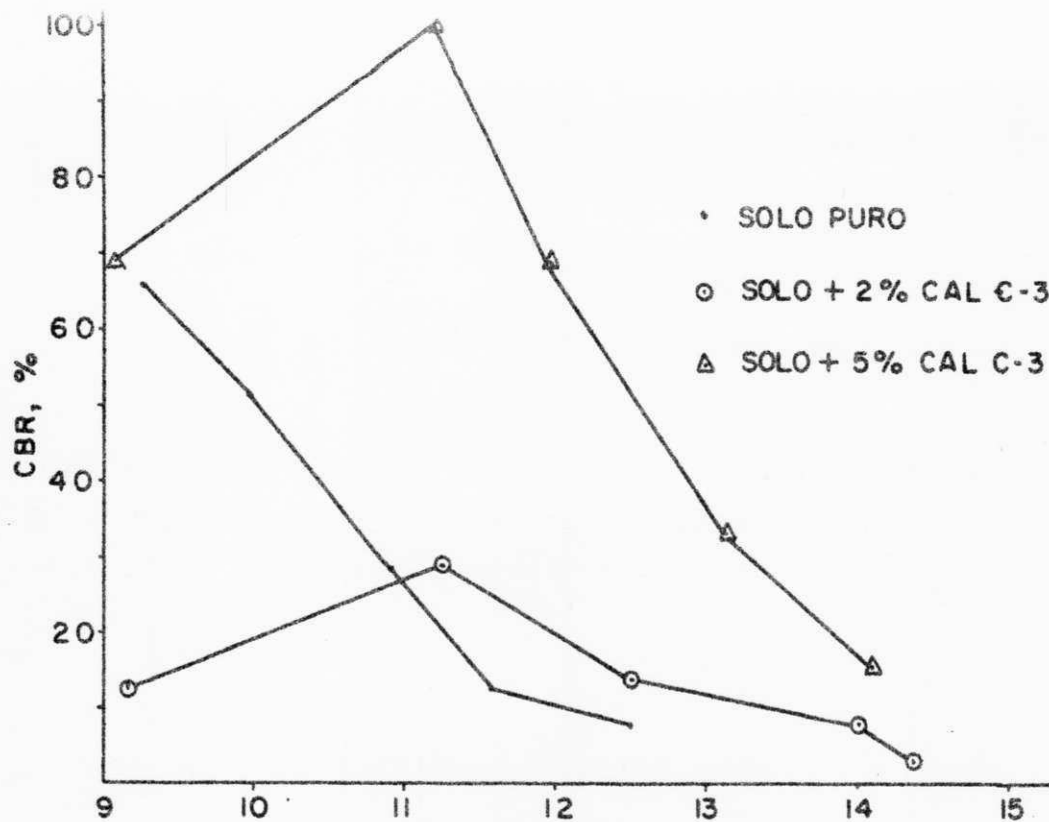


Figura 6.15 Curvas de pressão versus penetração do solo L-3 com 2,0% de cal C-1. Rompimento imediatamente após a compactação.

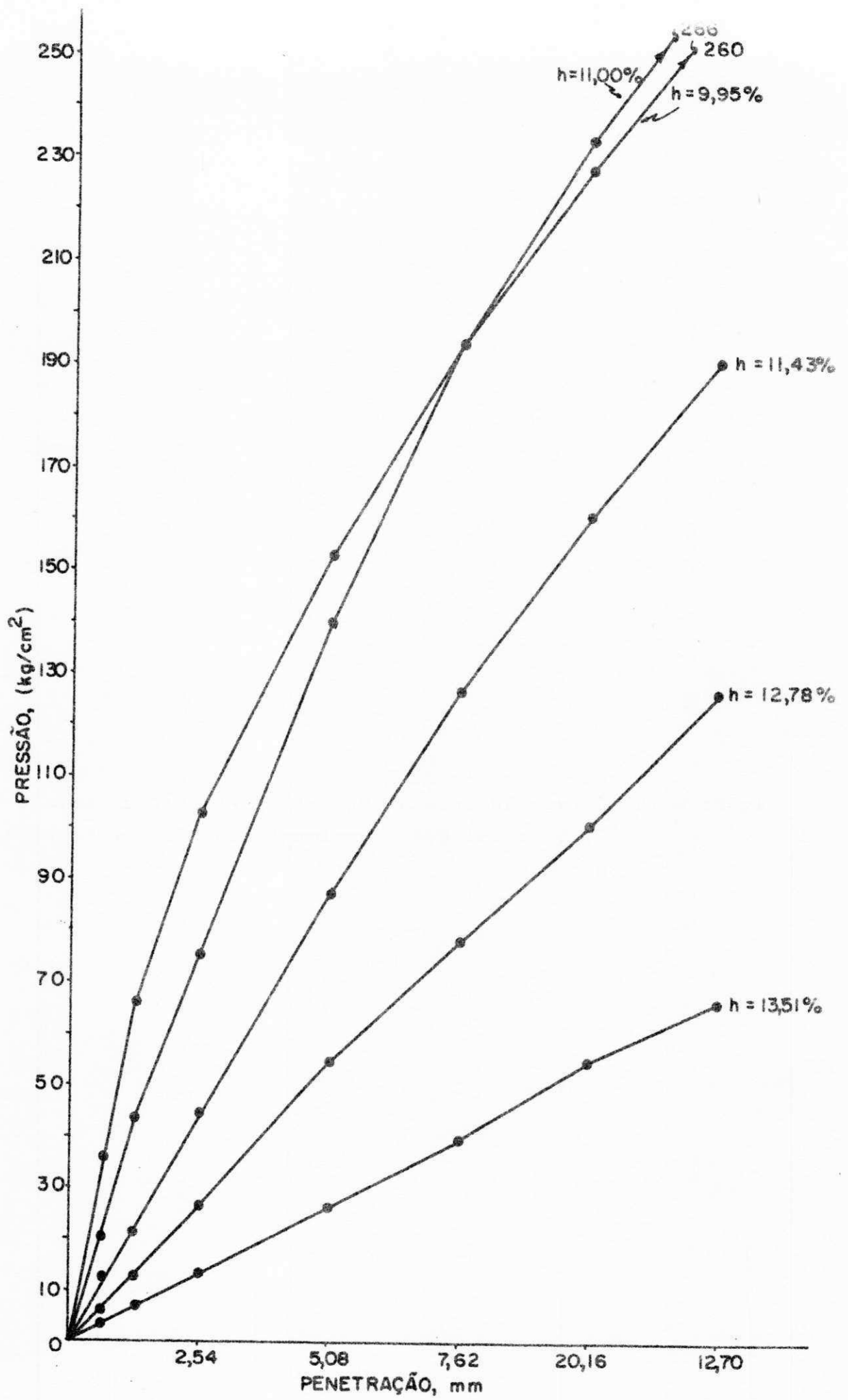


Figura 6.16a Variação do CBR do solo L-3 com o teor de umidade de compactação, para o solo sem cal e com 2,0% e 5,0% da cal C-3. Rompimento imediatamente após a compactação.

Figura 6.16b Variação do CBR do solo L-3 com o teor de umidade de compactação, para o solo sem cal e com 2,0% e 5,0% da cal C-1. Rompimento imediatamente após a compactação.

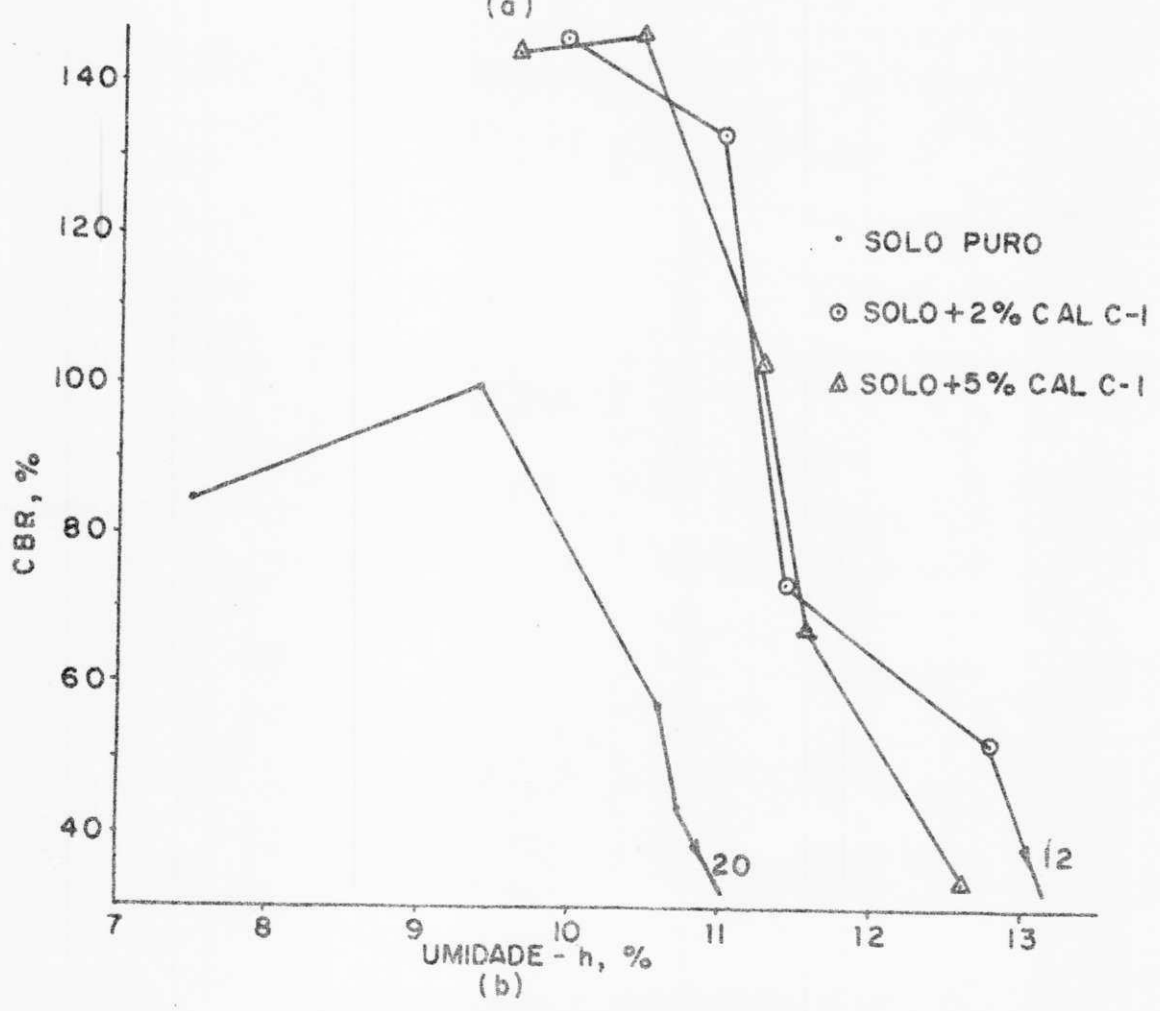
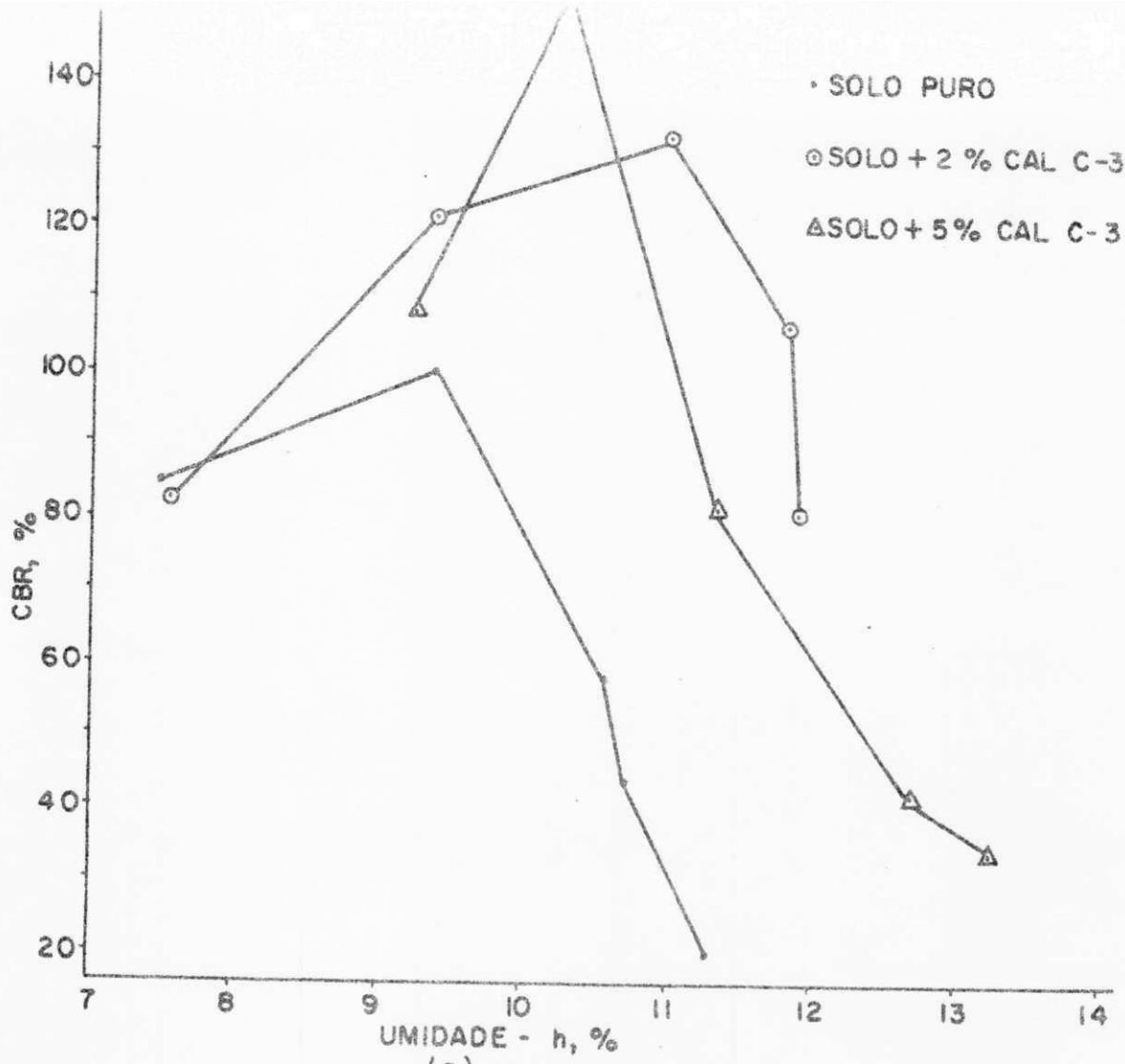


Figura 6.17 Curva de pressão versus penetração do solo L-3 com 5,0% da cal C-3. Rompimento após cura e imersão.

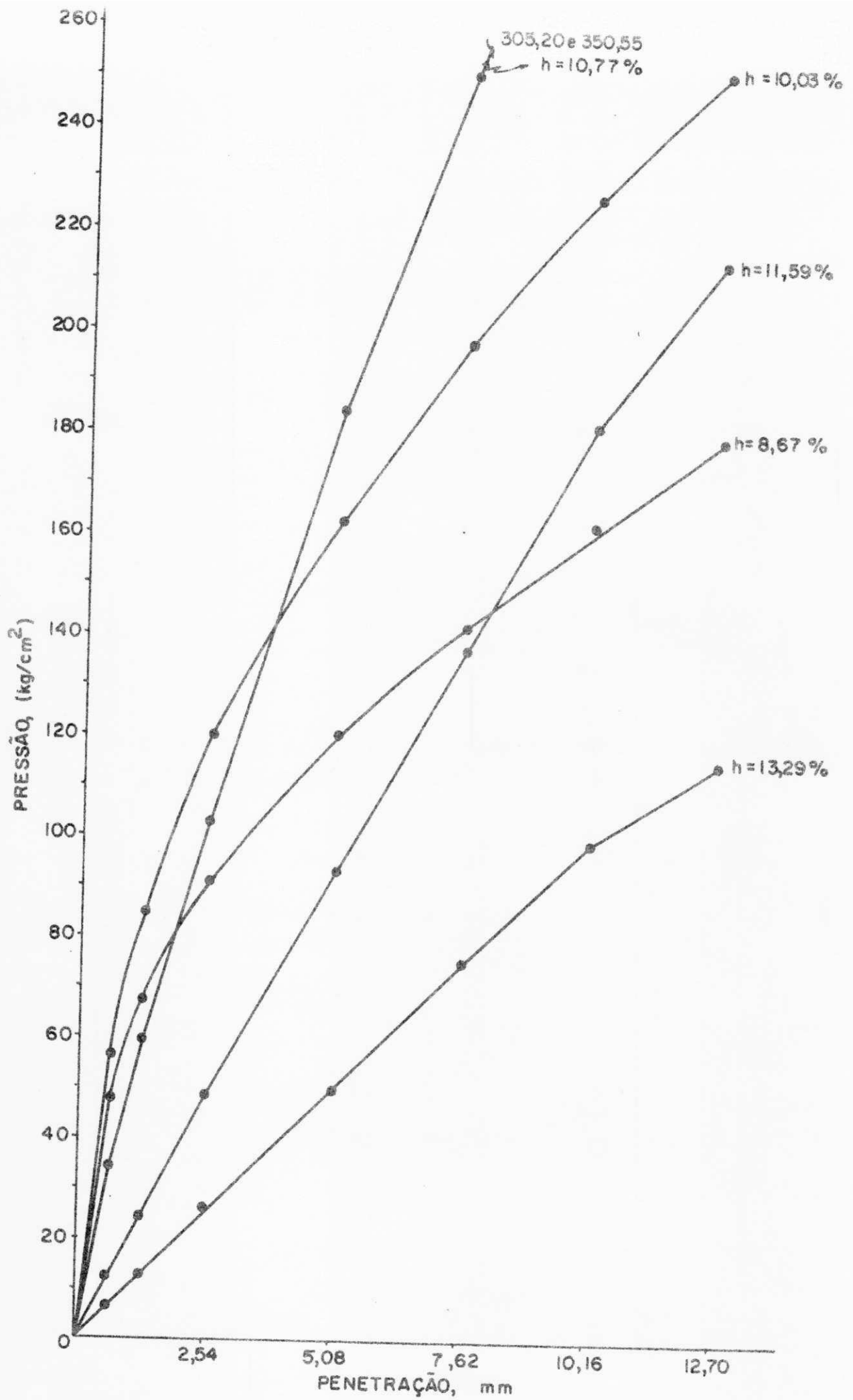


Figura 6.18a Variação do CBR do solo L-3 com o teor de umidade de compactação, para o solo sem cal e com 2,0% e 5,0% da cal C-3. Rompimento após cura e imersão.

Figura 6.18b Variação do CBR do solo L-3 com o teor de umidade de compactação, para o solo sem cal e com 2,0% e 5,0% da cal C-1. Rompimento após cura e imersão.

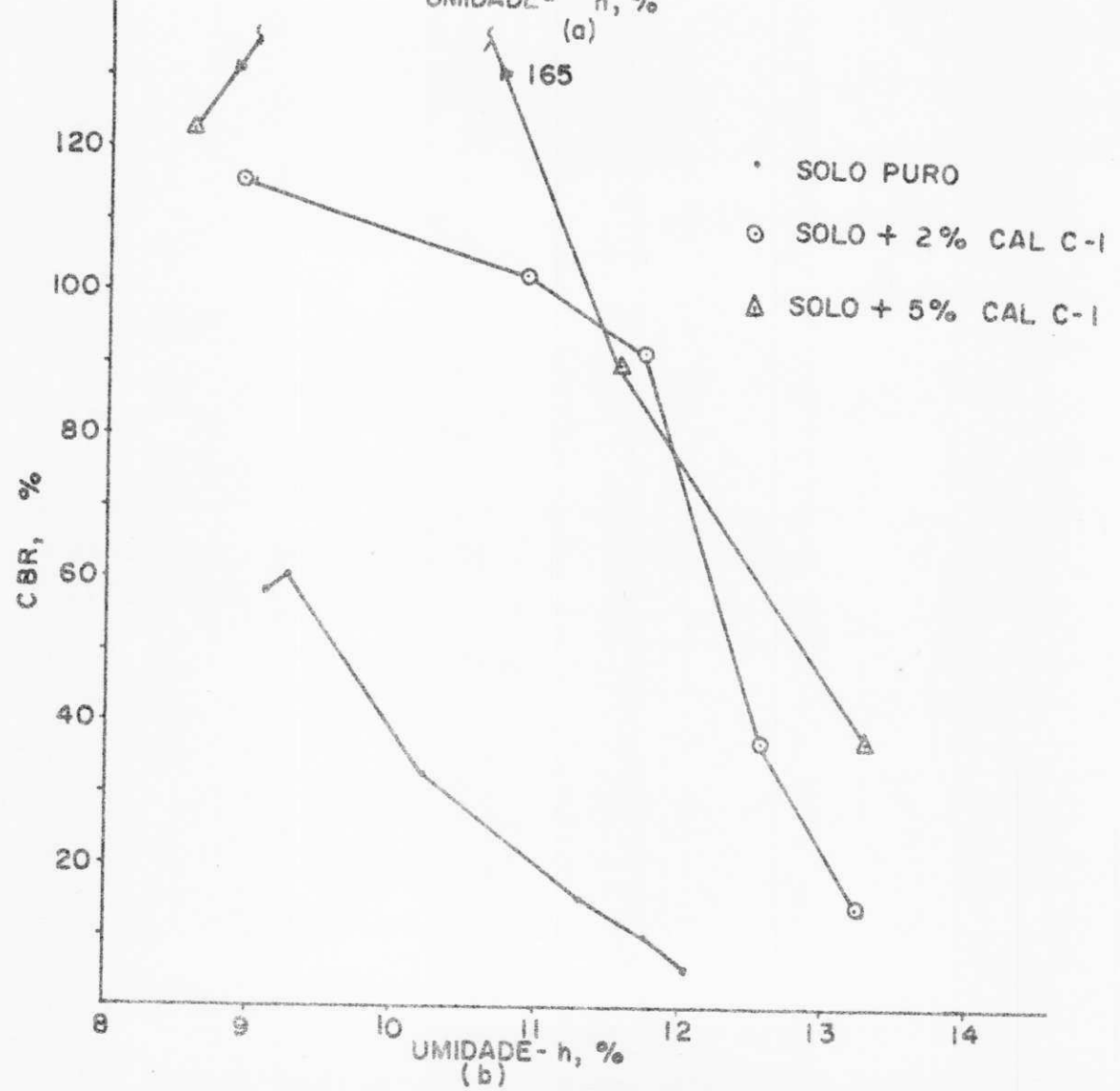
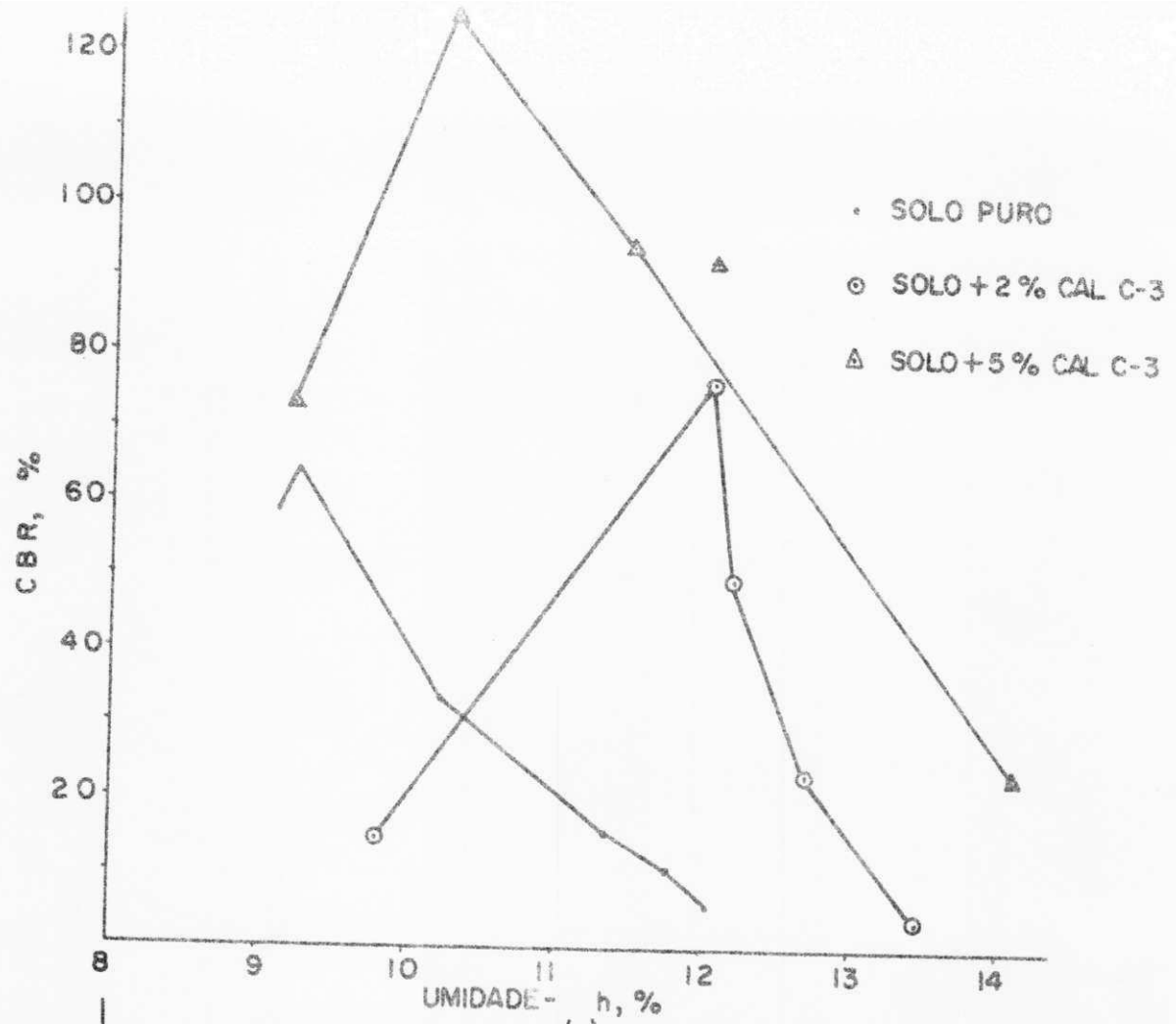


Figura 6.19a Exemplo de relações de pressão versus penetração no ensaio de penetrômetro de cone. Solo L-1 com 5,0% de cal C-1. Rompimento imediatamente após a compactação.

Figura 6.19b Exemplo de relações de pressão versus penetração no ensaio de penetrômetro de cone. Solo L-1 com 2,0% de cal C-3. Rompimento imediatamente após a compactação.

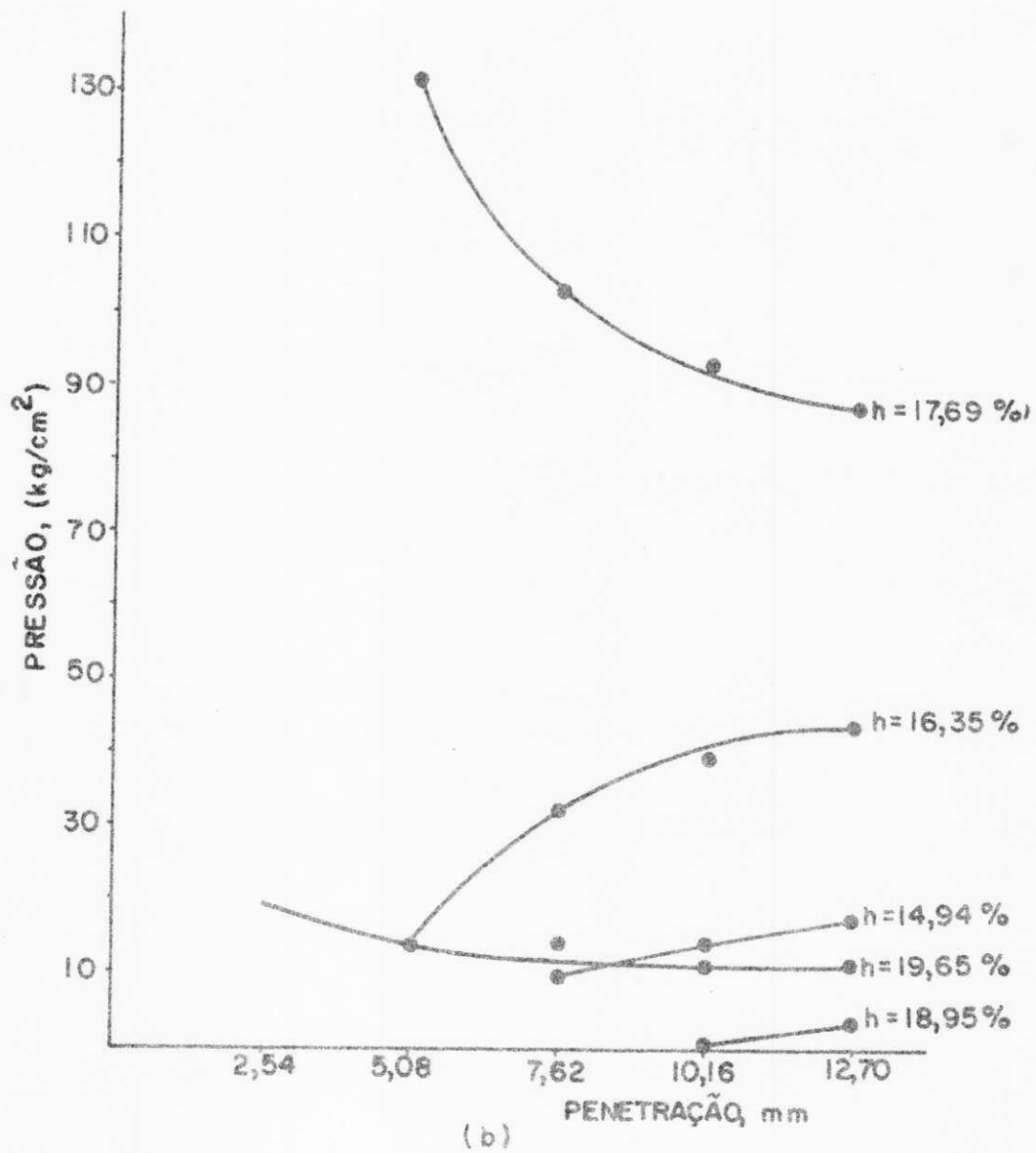
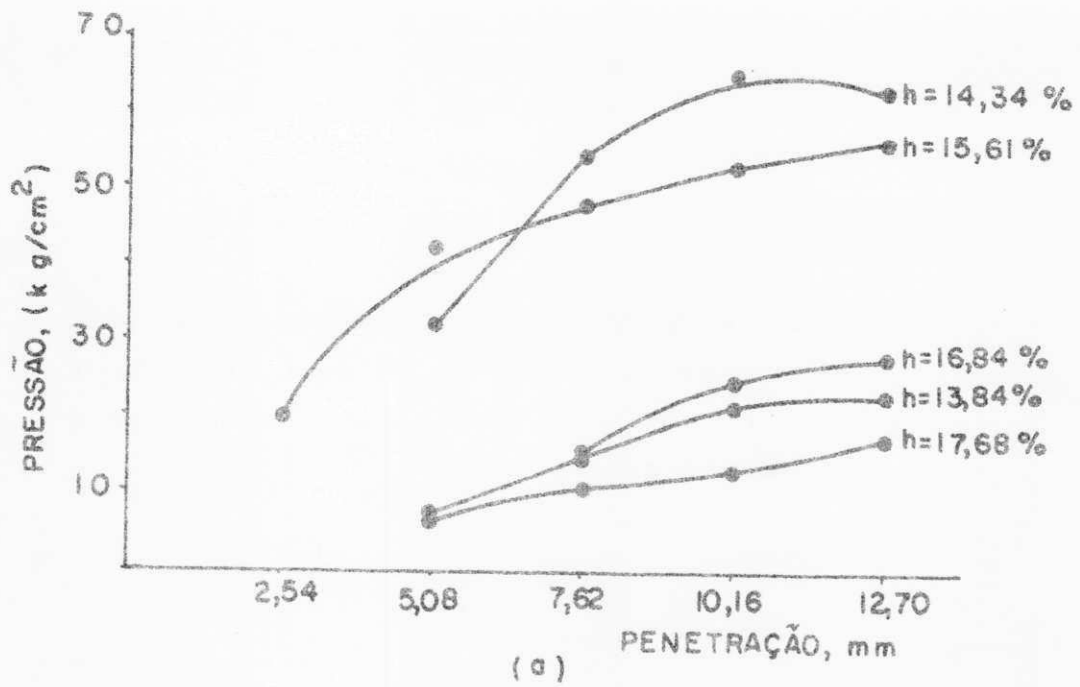
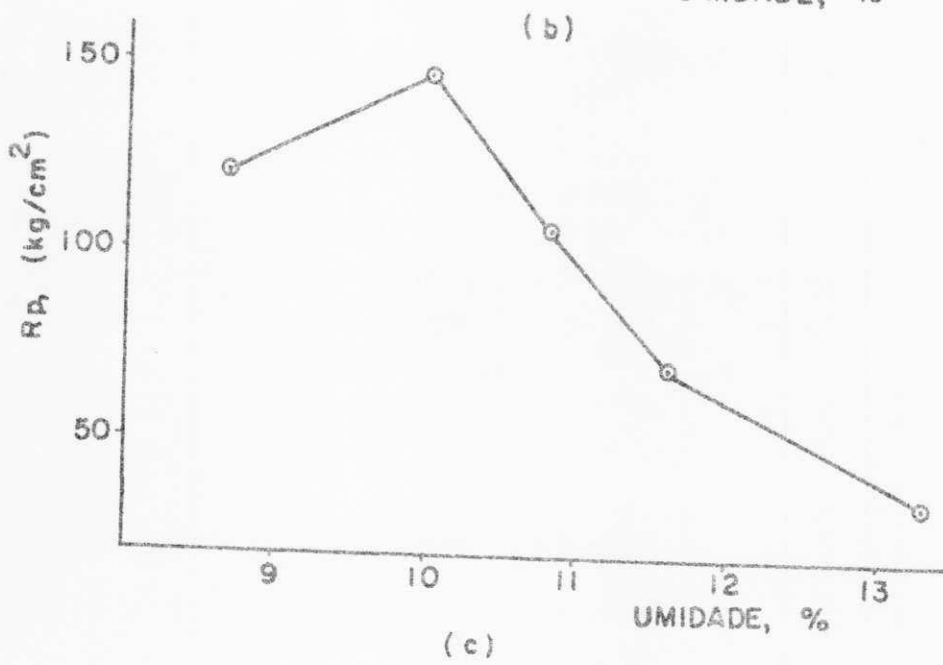
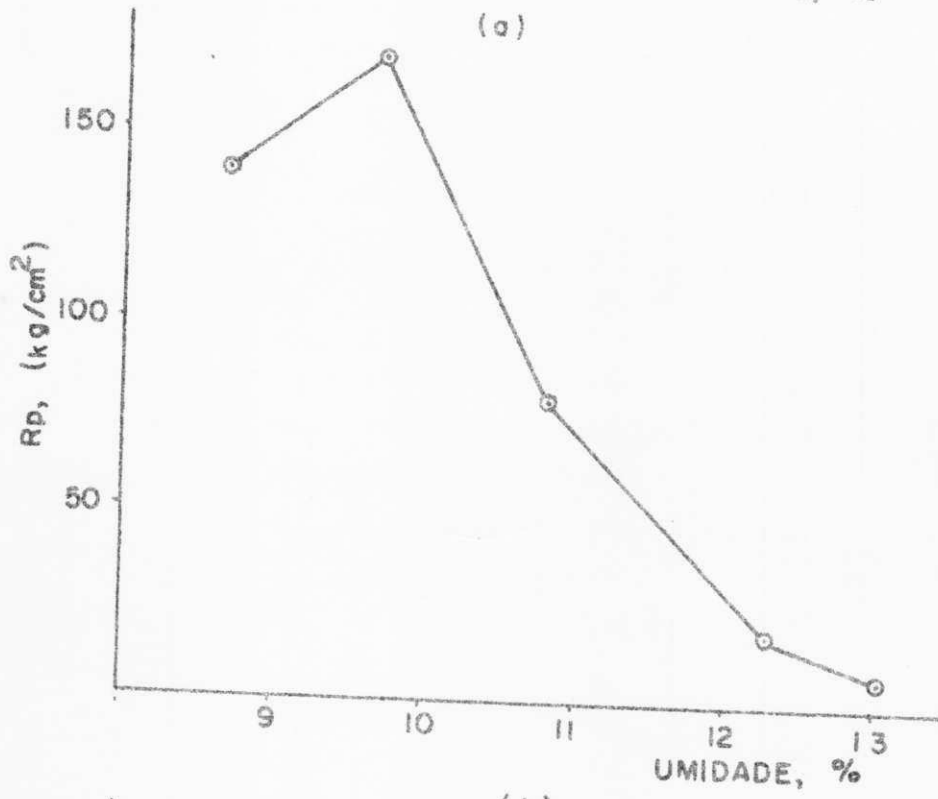
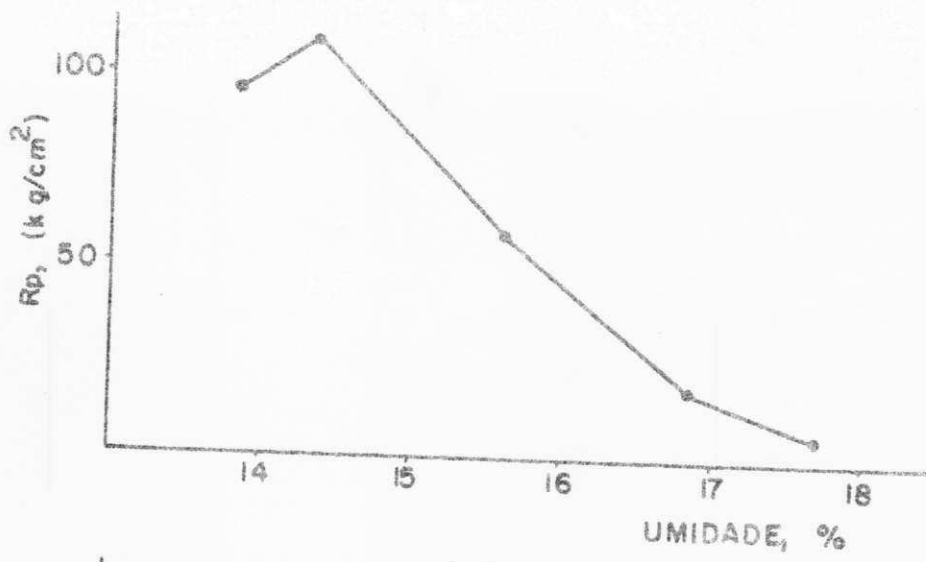


Figura 6.20a Variação da resistência à penetração do cone (Rp) com a umidade da compactação. Solo L-1 com 5,0% de cal C-1. Rompimento imediatamente após a compactação.

Figura 6.20b Variação da resistência à penetração do cone (Rp) com a umidade da compactação. Solo L-2 com 2,0% de cal C-1. Rompimento imediatamente após a compactação.

Figura 6.20c Variação da resistência à penetração do cone (Rp) com a umidade da compactação. Solo L-3 sem cal. Rompimento após imersão.



C A P Í T U L O V I I

DISCUSSÃO D O S R E S U L T A D O S

Introdução

Este Capítulo discute os resultados apresentados no Capítulo VI dando ênfase especial aos seguintes aspectos:

- a) Efeito do tipo e quantidade de cal sobre as características de plasticidade e compactação dos três solos estudados;
- b) Importância em engenharia das variações das relações resistência versus teor de umidade dos três solos tratados com as cals calcítica e dolomítica, quando os corpos de prova foram curados e submetidos a imersão e quando os corpos de prova foram ensaiados imediatamente após a compactação.

Características de plasticidade e compactação dos solos e das misturas solo-cal estudadas.

Propriedades de plasticidade

É bem conhecido que a adição da cal a solos argilosos tem o efeito imediato de aumentar seus limites de plasticidade e que este aumento é proporcional ao teor de argila do solo; este fenômeno é base do conceito do "ponto de retenção de cal" proposto por Hilt e Davidson (6), isto é, a quantidade de cal acima da qual a reação pozolânica pode ocorrer. Considerando que estas variações nas características de plasticidade de solos argilosos foi confirmada para solos de regiões temperadas, não foi nenhuma surpresa encontrar a tendência contrária para os solos tropicais intemperizados usados nesta pesquisa. Como mostrado na Figura 6.3 e Tabela 2.1 do Apêndice 2,

o limite de plasticidade dos três solos foi reduzido com o aumento da quantidade das cal calcítica e dolomítica. Embora os valores do limite de plasticidade para as misturas solo-cal calcítica sejam menores do que para a mistura solo-cal dolomítica, não é possível afirmar que estas diferenças são reais, desde que elas estão no intervalo de repetição para o ensaio de limite de plasticidade (39). Entretanto o mais importante fato encontrado aqui é que a tendência de variação do limite de plasticidade com a adição de cal normalmente encontrada para solos de regiões temperadas é o contrário para os solos lateríticos estudados nesta pesquisa.

Uma interpretação fenomenológica satisfatória para os aumentos dos valores do limite de plasticidade dos solos de regiões temperadas quando misturados com cal tem sido dada por Cabrera e O'Flaherty (42) em termos das variações que ocorrem na micro estrutura da partícula do argilo mineral, isto é, formação de flocos dentro dos quais microporos retêm água por tensão superficial, e o aumento da espessura da água absorvida na superfície das partículas onde a água é novamente retida, desta forma aumentando a quantidade total de água para atingir o limite de plasticidade. Esta interpretação não é aparentemente aplicável diretamente aos resultados obtidos nesta investigação, entretanto não pode ser rejeitada porque não somente o número de resultados é pequeno, mas principalmente porque, como é sabido, a natureza dinâmica do ensaio, especialmente a baixos valores do limite de plasticidade, pode reduzir a sensibilidade do teste para detectar o aumento da capacidade de retenção de água no solo tratado com cal. Há além disso evidência de variações físicas imediatas sobre as relações peso específico aparente seco versus teor de umidade que aparentemente mostram uma tendência diferente em termos da capacidade de retenção de água dos solos tratados com cal neste estudo.

Propriedades de compactação

O mais interessante aspecto das propriedades de compactação das misturas solo-cal quando comparadas com as propriedades do solo sem cal é que há uma notável variação imediata nas relações peso específico aparente seco versus teor de umidade de compactação. O máximo peso específico aparente se

co de qualquer das misturas solo-cal é reduzido e o correspondente teor ótimo de umidade é aumentado. Esta tendência confirma prévias pesquisas para solos de regiões temperadas (9, 10, 11, 18) e também o que foi encontrado para solos lateríticos (24), todavia interpretações satisfatórias que possam explicar estas variações são ainda tentativas e em certos casos não são aceitáveis. Por exemplo, Hayter e Cairns (24) atribuem as variações nas características de compactação ao "efeito combinado da alteração granulométrica dos solos e ao efeito do peso específico da cal". Isto claramente não explica porque os teores ótimos de umidade são aumentados. Cabrera e O'Flaherty (42) por outro lado usam o mesmo argumento descrito anteriormente para explicar os aumentos no limite de plasticidade, para interpretar as variações sobre as características de compactação de mistura solo-cal quando comparada com as características dos solos sem cal. Eles indicam que com a adição de cal há adsorção de ions cálcio sobre a superfície da argila, e conseqüentemente floculação das partículas de argila. Os flocos formados contêm microporos os quais retêm água que de outro modo estaria disponível para a lubrificação durante o processo de compactação; isto causa então uma mudança do ótimo teor de umidade para o máximo peso específico aparente seco. Por outro lado o aumento na quantidade de poros criados pelos flocos causa uma redução no máximo peso específico aparente seco. Para o caso dos solos ensaiados durante esta investigação, foi encontrado que em geral a maiores percentagens a cal dolomítica pareceu mais efetiva em diminuir o máximo peso específico aparente seco. Embora as diferenças sejam relativamente pequenas, quando vistas no contexto das variações de resistência medida pelo CBR elas tornam-se significantes. A razão porque a cal dolomítica produziria variações de maior redução no máximo peso específico aparente seco pode ser explicada tomando em consideração o efeito do ion magnésio o qual, é postulado aqui, terá efeitos paralelos aos efeitos do ion cálcio. Desde que a solubilidade do magnésio é maior do que a solubilidade do cálcio, o ion magnésio terá mais facilidade para trocar de posição na superfície das partículas do solo e portanto induz maiores variações na micro estrutura do solo e causa por conseguinte maiores variações marginais no máximo peso específico aparente seco e ótimo teor de umidade de compactação.

Relações resistência versus teor de
umidade dos solos e misturas solo-cal

A análise dos resultados das relações re
sistência versus teor de umidade de compactação para os solos e
misturas solo-cal é discutida em duas seções. A primeira seção
analisa o solo e os sistemas solo-cal que foram submetidas a
cura e imersão, visto que obviamente este tratamento possibilili
tou nos sistemas reações químicas entre seus componentes. A se
gunda seção por outro lado analisa os solos e as misturas solo
cal que foram ensaiadas imediatamente após a compactação.

Efeitos da cal sobre as relações resistência versus teor de umide
dade dos solos lateríticos curados por sete dias e submetidos
a imersão em água por quatro dias.

O máximo valor de resistência medida no
ensaio CBR para os solos L-1, L-2 e L-3 sem cal foram 60%, 66%
e 60%, respectivamente. Como pode ser visto os solos L-1 e L-3
tem o mesmo valor de CBR máximo e o solo L-3 somente diferiu
de 10% dos valores de CBR dos L-1 e L-3, desta forma em termos
de máximo valor de CBR não há praticamente diferenças entre os
três solos. O que é notável entretanto é o intervalo de teor
de umidade no qual ocorre o valor máximo de CBR; para o solo
L-1 o máximo valor de CBR ocorre a uma umidade de compactação
de 13,74% que coincide com o teor ótimo de umidade para o máximo
peso específico aparente seco, para o solo L-2 o máximo va
lor de CBR ocorre a uma umidade de 9,72% que está muito abaixo
do teor ótimo de umidade de compactação, e para o solo L-3 o máx
imo valor de CBR ocorre também a 9,27% de umidade que está ou
tra vez abaixo da umidade ótima de compactação. Acredita-se que
estas diferenças na umidade ótima para o máximo valor de CBR
são devidas às propriedades granulométricas dos solos. Por ou
tro lado o fato de que a umidade ótima para a máxima resistên
cia em termos de CBR não corresponder sempre à umidade ótima
de compactação de um solo é um fenômeno comum para solos com
apreciável quantidade das frações silte e argila.

Para utilização em engenharia estes solos
parecem ser inteiramente adequados, visto que as altas resis

tências exibidas mostram claramente que eles não são altamente susceptíveis à ação da água, propriedade que é comum em solos tropicais que podem ser classificados como pertencentes ao grupo dos solos ferruginosos usando a classificação de engenharia da USAID (20).

O efeito das duas cals usadas com os três solos sobre suas propriedades de resistência medidas pelo ensaio CBR são notáveis e distintamente diferentes para as duas cals. É aceito pelos pesquisadores neste campo que o ganho de resistência em corpos de prova, da mistura solo-cal, submetidos a cura e expostos à ação da água é principalmente devido a produtos cimentícios gerados pela reação química que ocorre entre o cálcio da cal e a sílica e alumina provindas dos minerais de argila do solo que são dissolvidos a um valor ótimo de pH igual a 12,4. Eades e Grim (15) por exemplo, propuseram um método para determinar a ótima quantidade de cal, que produz um ambiente alcalino onde o pH é 12,4. Exame do tipo e quantidade do argilo mineral nos solos estudados mostram que não só a fração tamanho argila é muito pequena em cada solo mas também o mineral presente nesta fração dos solos é a caolinita (ver Tabela 4.1). É bem conhecido que solos caolíticos existentes em regiões temperadas não respondem tão bem ao tratamento com cal como por exemplo os solos montmoriloníticos, entretanto para o caso dos solos lateríticos estudados nesta pesquisa os aumentos de resistência em termos de valor de CBR foram maiores do que se pode esperar da quantidade e tipo de argilo mineral presente. Harty e Thompson (25) tem indicado que para solos tropicais vermelhos, especialmente "oxisols" o estado de intemperismo é de maior importância que o total de sílica e/ou alumina presente, além disso eles tem indicado que a hipótese de Sherwood (45) com respeito à reação da cal com os óxidos de ferro e alumínio não deve ser desprezada. Para os solos estudados aqui, mesmo levando em conta que o total de sílica e alumina fornecido pelos minerais de argila esteja disponível para a reação química, a magnitude dos aumentos dificilmente seriam justificados. O fator que parece ser de maior importância vem do exame da composição química dos solos. O total de sílica para os três solos parece estar em excesso de aproximadamente 50% da quantidade que corresponderá ao argilo mineral tipo 1:1. Por exemplo, para o caso do solo L-1 (ver Tabela 4.2), o teor de sílica total para a fração do

solo com diâmetro de 2 microns é 32,0%, enquanto o teor de alumina é de 28,7%, isto mostra que há um excesso de sílica de aproximadamente 16,0%, que mesmo quando se leva em conta traços de quartzo encontrados na fração de 2 microns de diâmetro, parece um valor excessivo. É postulado aqui que a quantidade de sílica em excesso evidenciada pela análise química provem de sílica amorfa presente nos três solos. Esta idéia é apoiada pelo fato de que a silicificação teve lugar nas formações geológicas Barreiras e Serra dos Martins (44). Esta sílica amorfa então fornecerá o material para a formação de gels e desta forma são conseguidos os altos incrementos de resistência encontrados para os três solos.

As Figuras 7.1, 7.2 e 7.3, mostram claramente a faixa de incrementos alcançados com as cal calcítica e dolomítica. Examinando primeiro cada cal separadamente pode ser visto que 5,0% da cal dolomítica produziu maiores valores de CBR para os três solos quando comparada com os incrementos obtidos com 2,0% da mesma cal.

Para a cal calcítica a mesma tendência é evidenciada, além disso a quantidade de produtos de reação gerados será maior quando esta cal for usada e em consequência os incrementos de resistência são maiores.

O método de Eads e Grim (15) para a determinação da quantidade ótima de cal calcítica a ser utilizada foi verificado não ser aplicável aos solos tropicais aqui estudados. A Tabela 6.1 do Capítulo VI fornece os valores ótimos levando em conta os requisitos para atingir um pH de 12,4. Pode ser visto que para o solo L-1, por exemplo, a quantidade ótima de cal seria 1,25%. Os resultados obtidos mostram que 2,0% da cal calcítica está muito distante da quantidade ótima. O mesmo ocorre com os outros solos. Daí o fato de que, ao que parece, a função pH versus teor de cal não é aplicável a solos tropicais intemperizados do tipo investigado. Aliás outros pesquisadores (25) tem encontrado similarmente que a reatividade dos "oxisols" com cal e o pH não tem correlações significantes.

Efeitos da cal sobre a relação resistência versus teor de umidade dos solos lateríticos não submetidos a cura e imersão

Como esperado, os valores máximos de resistência para os solos sem cal foram em muitos casos maiores que a máxima resistência de corpos de prova submetidos a imersão. Apesar disso a altos teores de umidade de compactação as diferenças nas resistências foram reduzidas com o aumento do teor de umidade até um particular teor de umidade (para cada solo) no qual a resistência de corpos de prova submetidos a imersão é igual à resistência de corpos de prova rompidos imediatamente após a compactação. Para o caso do solo L-1 a resistência de corpos de prova que não foram submetidos a imersão no intervalo de umidade de compactação maiores que a umidade ótima de compactação foram mais baixas do que para os corpos de prova submetidos à imersão. Este fato não pode ser explicado no momento.

Os efeitos das duas cals sobre as propriedades de resistência dos solos lateríticos foram imprevistos. Visto que os corpos de prova foram ensaiados imediatamente após a compactação, as reações químicas que são altamente dependentes do tempo não devem ter ocorrido para formar apreciáveis quantidades de gels. Embora Diamond e Kinter (3) tenham pressuposto que produtos de reação pozolânica são formados imediatamente depois da cal entrar em contato com o solo molhado, Cabrera e O'Flaherty (42) tem discutido esta possibilidade, visto que não há evidências que lhe deem suporte. Seguindo suas próprias idéias o Autor acredita que os aumentos de resistência ocorridos imediatamente após a adição de cal são de natureza físico-química, isto é, a adsorção da superfície ou reações de troca de cations na superfície do solo produz variações na geometria do sistema solo-cal-vazios-água, e estas variações então são responsáveis pelos aumentos nos valores de resistência. A magnitude das variações em solos de regiões temperadas são relativamente pequenas, enquanto para os solos ensaiados neste trabalho estas variações foram realmente de grande magnitude. Além disso o efeito da cal calcítica comparado com o efeito da cal dolomítica foi o contrário do que ocorreu em corpos de prova submetidos a cura e imersão. As Figuras 7.1, 7.2 e 7.3, mostram claramente os efeitos das duas cals. Não somente é importante o

fato de que os aumentos de resistência são de grande magnitude, mas o mais importante é que estes aumentos de resistência são em geral maiores que os conseguidos quando os produtos de reação são formados. Um exame detalhado destas Figuras mostra que a umidades maiores que o ótimo teor de umidade de compactação do solo sem cal, 5,0% da cal dolomítica dá para os três solos valores mais altos de resistência. Esta tendência não é mantida a menores umidades de compactação, desta forma isto parece ser outra evidência para apoiar a natureza físico-química das variações de resistência e para explicar por que a cal dolomítica dá melhores resultados do que a cal calcítica. Refletindo-se sobre este ponto pode ser dito que a maiores umidades há estatisticamente maior probabilidade de troca de ions na superfície do solo; visto que os ions magnésio estarão presentes na água mais rapidamente do que os ions cálcio devido à diferença de solubilidade dos hidróxidos, então a cal dolomítica daria maiores valores de resistência se a reação é de natureza físico-química. Isto é claramente confirmado pelos resultados apresentados aqui.

A mais baixos teores de umidade de compactação os resultados são em certo modo irregulares, em geral a cal calcítica parece comportar-se melhor, nesta faixa de teor de umidades e solubilidade parece ser de importância secundária, sendo mais importante a quantidade de hidróxidos disponível.

Significância na engenharia dos resultados obtidos durante a pesquisa

Como tem sido indicado antes, os valores de CBR para os solos sem cal foram relativamente altos. Em termos de sua utilização para a construção de pavimentos em rodovias seguindo as especificações em uso no Brasil (2), estes solos podem ser utilizados irrestritamente para a construção de sub-base. Seu uso para construção de bases estará condicionado à quantidade de repetição de cargas em termos de eixos padrões durante a vida do pavimento. O uso da cal com estes solos elimina todas as restrições e os torna um material de primeira classe para a construção de bases de qualquer tipo de rodovia.

O procedimento padrão para a determinação de resistência e teor de umidade de compactação é no momento relacionado com o método de projeto de pavimentos oficialmente reconhecido no Brasil, portanto em termos práticos as resistências das misturas solo-cal estariam limitadas aos resultados de resistência obtidos com corpos de prova submetidos a cura e imersão. Embora os valores absolutos de resistência em termos de CBR sejam completamente diferentes para o solo L-1 quando comparado com os solos L-2 e L-3, as comparações entre os solos são de maior significado em termos das razões de variação da resistência. A Tabela 7.1 mostra um parâmetro arbitrário de reatividade em termos da razão de resistência entre as misturas solo-cal e o solo sem cal. Este parâmetro arbitrário de reatividade similar ao proposto por Thompson (citado em ref. 25) permite uma melhor apreciação das vantagens da estabilização dos solos com cal em termos de ganhos reais de resistência. Na Tabela 7.1 pode ser visto que, considerando este parâmetro arbitrário de reatividade, para a umidade de compactação igual ao teor ótimo de umidade para o máximo peso específico aparente seco do solo sem cal, o solo L-3 com 5,0% da cal calcítica é o mais reativo. Ainda pode ser visto que a reatividade é maior para os três solos quando misturados com essa cal em comparação com a cal dolomítica.

As implicações na engenharia, dos resultados da resistência de corpos de prova sem cura e imersão, são altamente significantes quando se considera o fato de que o método oficial de projeto de pavimentos está em revisão no Brasil. Uma das possibilidades é a utilização do critério de umidade de equilíbrio usado no Reino Unido e em muitos países africanos (36) para determinação da resistência e sua implicação no projeto de pavimentos. Cabrera e Pimentel (43), por exemplo, tem estudado o regime de variação de umidade sob grande número de pavimentos no estado da Paraíba e concluíram que as flutuações do teor de umidade entre a estação seca e a estação chuvosa são tais que medidas de resistência após a imersão dos corpos de prova são indevidamente severas e que o critério do teor de umidade de equilíbrio aproxima-se mais da situação real no campo. Usando este critério então os aumentos na resistência de corpos de prova não curados quando a cal dolomítica é usada são

realmente espetaculares em termos de valores absolutos. Expressando novamente estes aumentos com o parâmetro de reatividade, considerando um valor arbitrário de umidade de equilíbrio, a Tabela 7.1 mostra as vantagens dos solos estudados. Pode-se observar por exemplo que o solo L-1 apresenta valores de reatividade significativamente altos quando em mistura com a cal C-3, o maior valor de reatividade foi obtido com 5,0% desta cal em mistura com o solo L-1. Pode-se notar ainda a grande diferença entre os valores de reatividade para as duas condições, isto é, com cura e imersão e sem cura e imersão.

Utilidade dos ensaios de penetrômetro de cone

O programa de ensaios usando o penetrômetro de cone foi levado a efeito com o propósito principal de fornecer um método como alternativa ao método CBR. Os resultados completos são mostrados nas Tabelas 6.1 e 6.2 no Apêndice 6. A validade dos resultados de penetração do cone foi simplesmente testada contra os resultados de CBR usando a análise de regressão linear. A Figura 7.4 mostra graficamente esta correlação que dá um coeficiente de correlação $|r|$ igual a 0,777 o que confirma a validade da correlação.

Para os solos sem cal e para as misturas solo-cal estudadas durante esta investigação, o teste de penetrômetro de cone pode ser usado como um ensaio alternativo ao ensaio CBR. Contudo a vantagem da substituição de um método padrão de laboratório por um método não padronizado poderia ser questionada; a idéia do Autor não foi propor uma alternativa de procedimento para uso em laboratório, mas sugerir que o teste de penetrômetro de cone poderia ser usado como uma alternativa de ensaio ao CBR no campo, visto que a grande vantagem do teste de penetrômetro de cone no campo seria o uso de veículos mais leves para transportar os pesos requeridos para a realização do ensaio.

Além do mais os valores de penetração do cone poderiam ser usados para calcular a capacidade de resistência à ruptura dos solos, visto que o teste é realmente baseado no modelo de ruptura plástica de Prandtl (46). Não é possível apresentar aqui um estudo da validade do ensaio de penetrômetro

de cone para calcular a capacidade de resistência à ruptura dos solos, visto que os parâmetros de coesão e ângulo de atrito interno não são conhecidos para os solos ensaiados.

Solo	Reatividade									
	Solo-cal sem cura e imersão					Solo-cal com cura e imersão				
	(1)	Cal	C-1	Cal	C-3	(2)	Cal	C-1	Cal	C-3
	Umidade, %	2,0%	5,0%	2,0%	5,0%	Umidade, %	2,0%	5,0%	2,0%	5,0%
L-1	16,30	10,00	8,33	10,67	15,17	13,75	1,05	1,44	0,90	1,07
L-2	12,50	4,63	9,13	6,88	12,00	10,30	3,55	2,77	0,48	1,95
L-3	11,40	4,93	5,67	7,93	5,47	10,30	3,21	3,76	0,85	3,76

TABELA 7.1 Valores de reatividade para os três solos em mistura com as cais C-1 e C-3, com ou sem cura e imersão.

(1) Umidade de compactação em que os valores de CBR do solo sem cal, com e sem imersão são iguais.

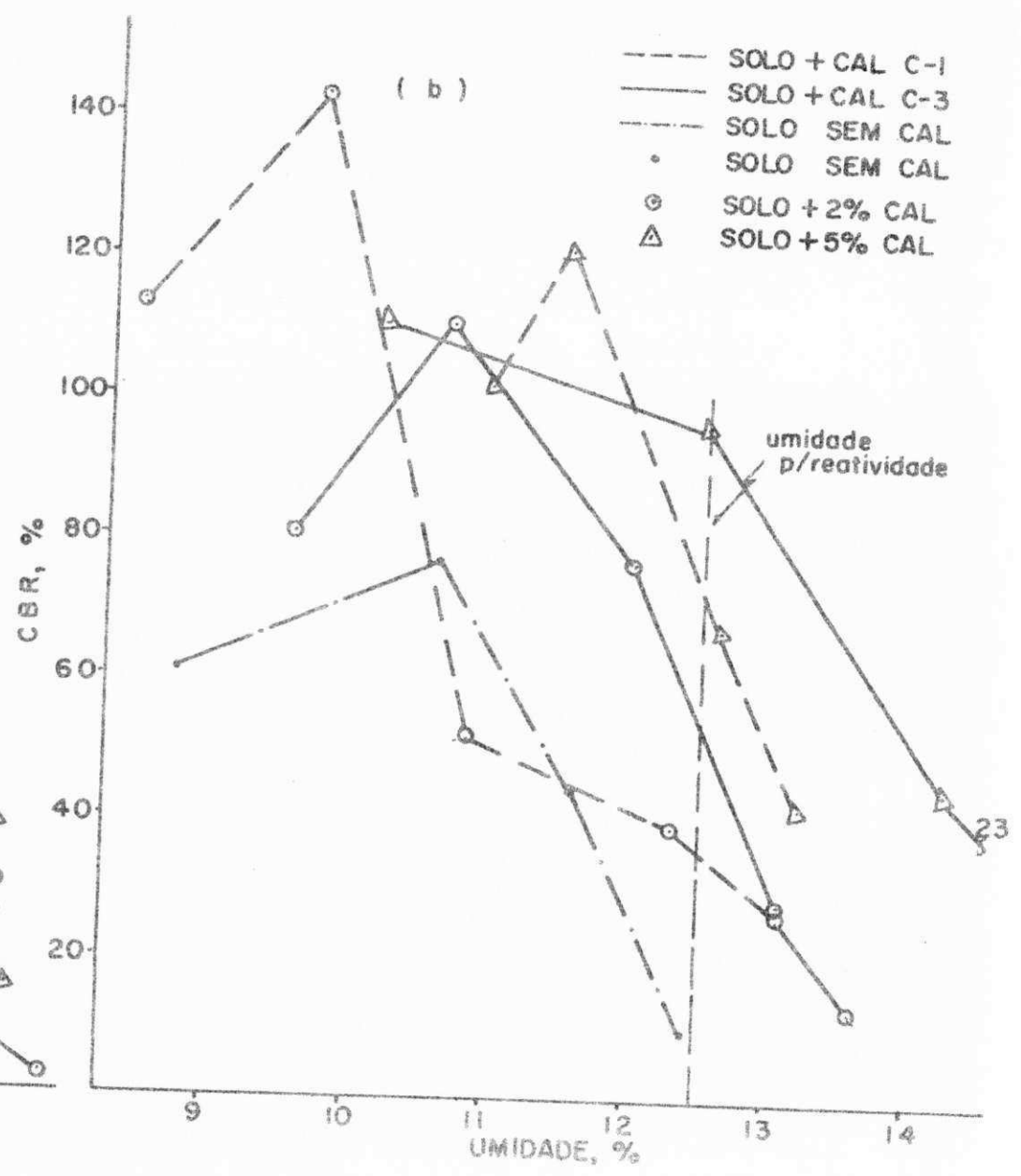
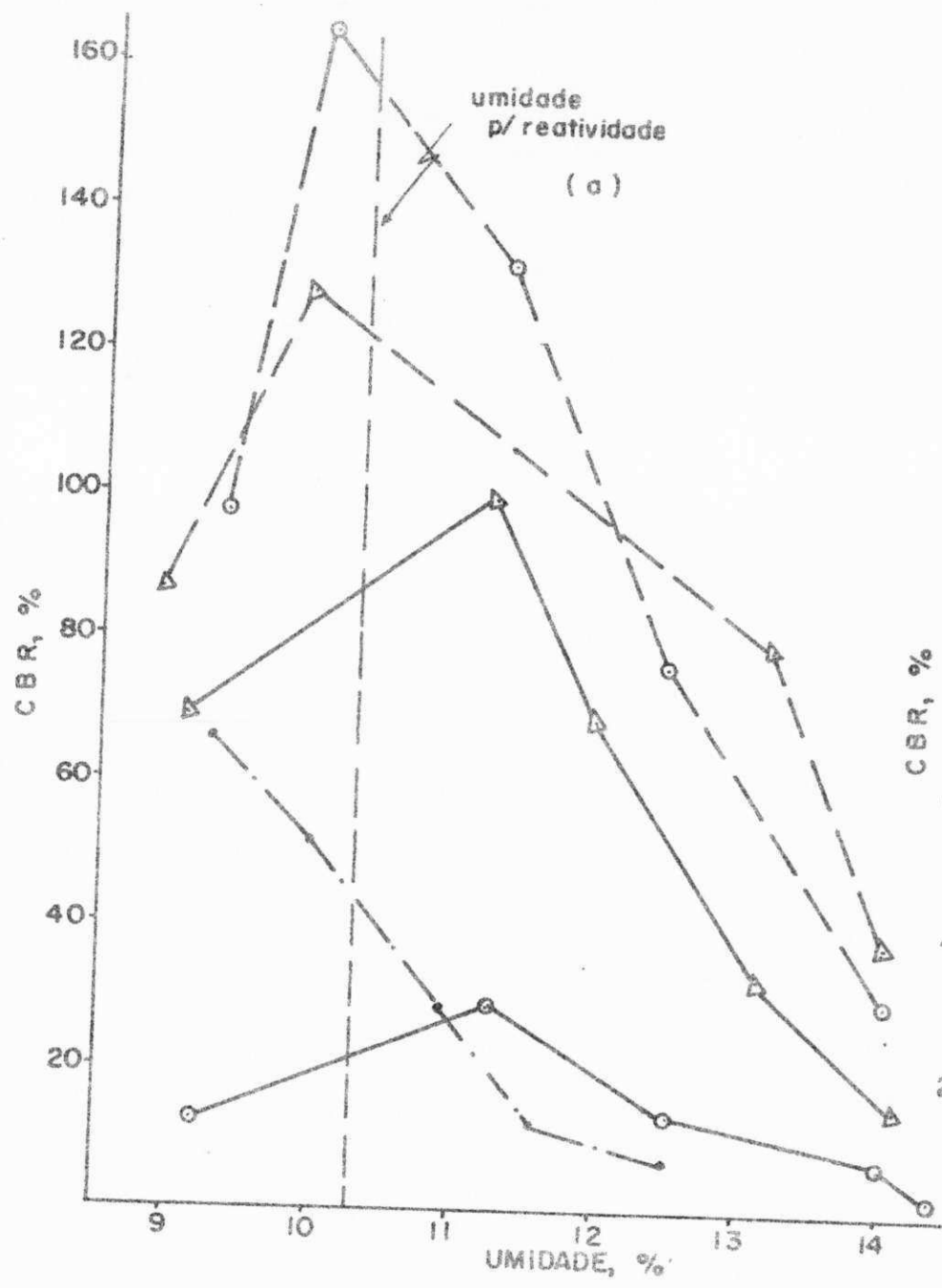
(2) Umidade ótima de compactação do solo sem cal.

Figura 7.1b Relação entre CBR e umidade de compactação para solo L-1 e solo L-1 em mistura com as casis C-1 e C-3. Ensaio sem cura e sem imersão.

Figura 7.1a Relação entre CBR e umidade de compactação para solo L-1 e solo L-1 em mistura com as casis C-1 e C-3. Ensaio com cura e imersão.

Figura 7.2b Relação entre CBR e umidade de compactação para o solo L-2 e solo L-2 em mistura com as casis C-1 e C-3. Ensaio sem cura e sem imersão.

Figura 7.2a Relação entre CBR e umidade de compactação para o solo L-2 e solo L-2 em mistura com as casis C-1 e C-3. Ensaio com cura e imersão.



- SOLO + CAL C-1
- SOLO + CAL C-3
- - - SOLO SEM CAL
- SOLO SEM CAL
- SOLO + 2% CAL
- △ SOLO + 5% CAL

Figura 7.3b Relação entre CBR e umidade de compactação para o solo L-3 e solo L-3 em mistura com as cais C-1 e C-3. Ensaio sem cura e sem imersão.

Figura 7.3a Relação entre CBR e umidade de compactação para o solo L-3 e solo L-3 em mistura com as cais C-1 e C-3. Ensaio com cura e imersão.

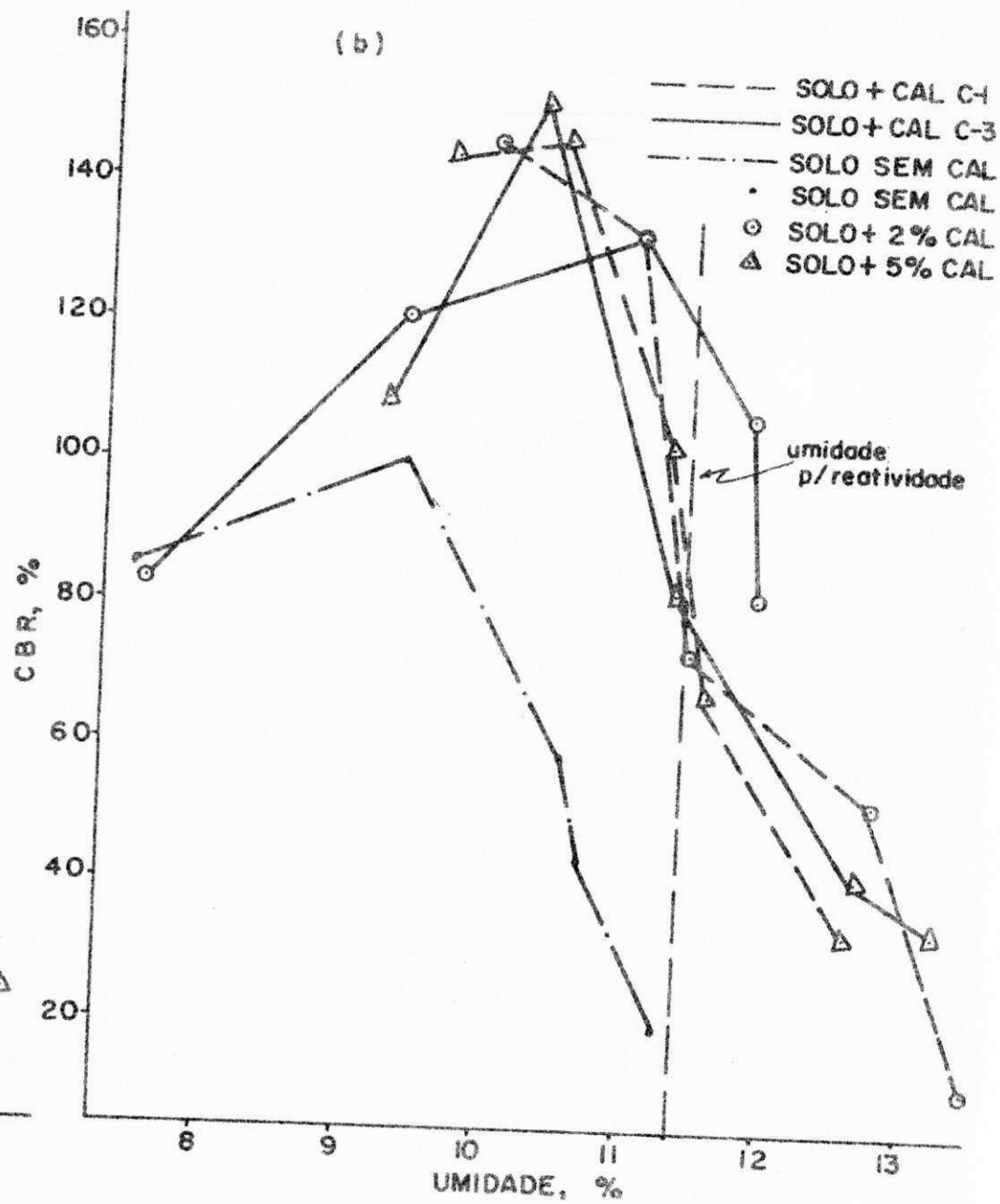
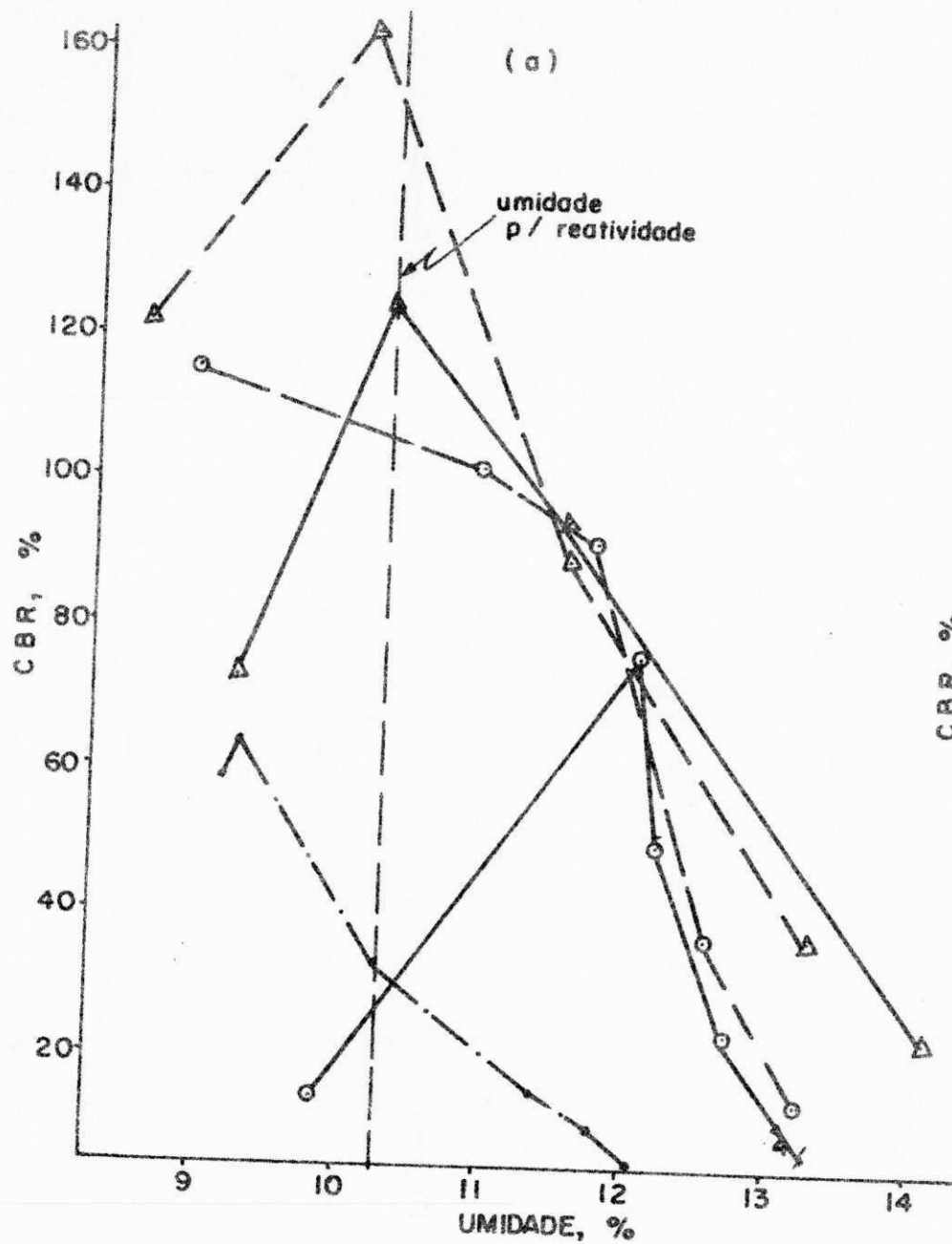
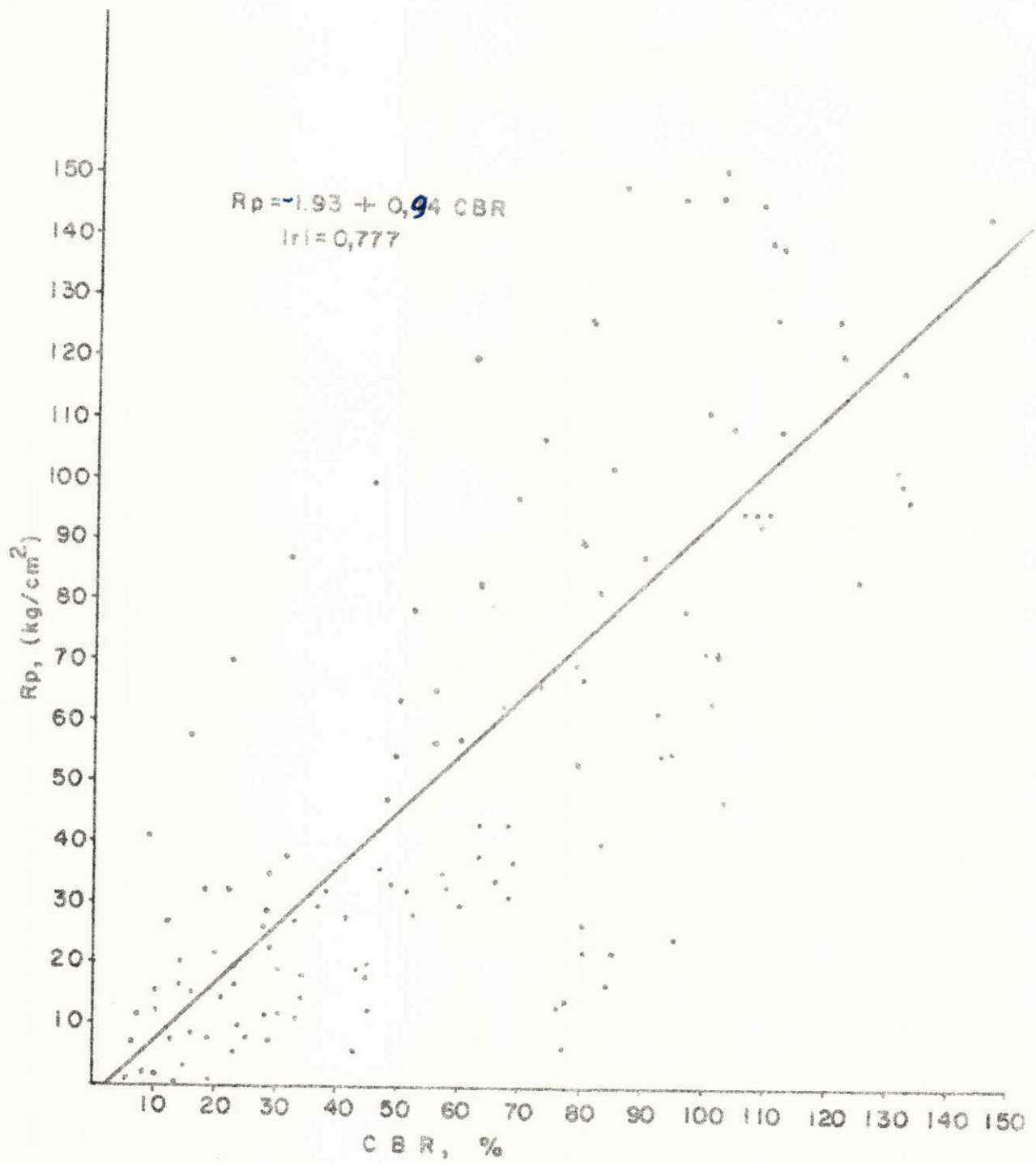


Figura 7.4 Correlação entre os valores de CBR e os valores de resistência à penetração do cone (R_p). Para os três solos, sem cal e em mistura com as cals C-1 e C-3. Com e sem cura e imersão.



C A P Í T U L O V I I I

CONCLUSÕES

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

1. As propriedades físicas, físico-químicas e mineralógicas, bem como as propriedades de engenharia pesquisadas nos três solos permitem classificá-los como solos Ferruginosos com base na classificação mais útil para engenharia, que é a classificação proposta pela USAID. Baseado na classificação oficialmente adotada no Brasil no momento, os três solos podem ser classificados como Solos Lateríticos.
2. As características de plasticidade dos três solos estudados são modificadas aproximadamente na mesma proporção pelas cals calcítica e dolomítica. O índice de plasticidade é reduzido por efeito da maior redução do limite de liquidez em comparação com a redução do limite plasticidade.

O comportamento dos solos lateríticos estudados difere do comportamento dos solos de regiões temperadas no fato de que nestes últimos o limite de plasticidade é normalmente aumentado quando em mistura com cal.
3. A adição de cal calcítica ou dolomítica a qualquer dos solos pesquisados influencia visivelmente suas propriedades de compactação. Reduzindo seu máximo peso específico aparente seco e aumentando a umidade ótima para o máximo peso específico aparente seco. Neste aspecto a cal dolomítica em geral mostrou ser mais efetiva. Uma explicação fenomenológica é oferecida para explicar este comportamento.
4. Os melhores resultados em termos de aumento de resistência nas misturas solo-cal com sete dias de cura e quatro dias de imersão, foram obtidas com o uso da cal calcítica. Considerando o parâmetro arbitrário de reatividade proposto, o solo L-3 (jazida Nova Floresta) com 5,0% desta cal mostrou ser o mais reativo.

A magnitude do aumento de resistência nestes solos com pouco teor de argilo mineral caolinita, é explicado pela presença de sílica amorfa proveniente do processo de formação típico destes solos.

5. Os grandes aumentos de resistência, quando os solos tratados com cal foram ensaiados imediatamente após a compactação, foram obtidos com o uso da cal dolomítica. O solo L-1 (jazida Sapé-Mari) tratado com 5,0% desta cal apresentou o maior valor de reatividade.

Postula-se que os aumentos de resistência são devidos a um processo físico-químico onde preferencialmente o magnésio da cal dolomítica, adsorvido na superfície das partículas de solo, modifica o arranjo geométrico das mesmas, produzindo variação na micro estrutura, a qual é então responsável pelos espetaculares aumentos de resistência.

6. Em termos práticos de aplicação destes sistemas solo-cal na construção de estrutura de pavimentos, eles poderão ser usados sem restrição como materiais de base para qualquer tipo de rodovias.

Tomando como base o atual método de projeto oficial usado no Brasil, se mostra que o uso da cal calcífica dá melhores resultados. No entanto se se aceita o uso do critério da "umidade de equilíbrio" para a determinação dos valores de resistência, a cal dolomítica nas misturas solo-cal sem cura e imersão, mostrou ser mais efetiva em termos de aumento de resistência.

7. Uma relação válida em termos estatísticos foi encontrada entre o ensaio CBR e o ensaio de penetrômetro de cone.

Propõe-se que o ensaio de penetrômetro de cone seja considerado como uma alternativa ao ensaio CBR, quando utilizado no campo.

C A P Í T U L O IX

SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Em vista dos resultados obtidos nesta pesquisa sugere-se a continuação de alguns tópicos que parecem de interesse para melhor compreender os processos complexos de estabilização de solos lateríticos com cal:

1. Estender o presente estudo a solos lateríticos de outras regiões do País para substanciar as tendências de comportamento mostradas neste trabalho.
2. Iniciar pesquisas básicas relacionadas com o estudo e determinação dos produtos de reação da mistura solo laterítico cal. Com ênfase na reação de óxidos de ferro com a cal.
3. Usar métodos de microscopia eletrônica para o estudo das modificações na micro estrutura às quais se atribue no momento os aumentos de resistência e variações nas propriedades de compactação.
4. Iniciar programas para o estudo das propriedades de resistência triaxial de solos lateríticos estabilizados com cal e utilizar os parâmetros de coesão e ângulo de atrito para determinação da capacidade de carga e comparação com os valores do método de penetrômetro de cone.
5. Construir pavimentos com secções de prova dentro das rodovias da rede rodoviária do nordeste para verificar as tendências encontradas nos ensaios de laboratório levados a efeito durante esta pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Melo, A. L., Santana, H. e Silva, L. T. Geotécnica da Transamazônica. Trabalho apresentado na II Reunião das Organizações Rodoviárias do Brasil em conjunto com a International Road Federation Meeting. Brasília, DF. 1972.
2. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Especificações Gerais para Obras Rodoviárias. D.N.E.R., 1971.
3. Diamond, S. e Kinter, E.B. Mechanism of soil-lime stabilization; an interpretive review. Highway Research Record n° 92, p. 18-102, 1965.
4. Sousa Santos, P. Tecnologia de Argilas. Publicação da Universidade Federal da Paraíba, Vol. 2, 1966.
5. Daniels, D. J. The Modifying Effects of Additive Quantities of Lime on Various Clay Soils. Tese M.Sc., Universidade de Leeds, 1971. Inédita.
6. Davidson, D. T. e Hilt, C. H. Lime fixation in clayey soils. Highway Research Board, Bull. 262, p. 20-32, 1960.
7. Sousa Santos, P. Tecnologia de Argilas. Publicação da Universidade Federal da Paraíba, Vol. 1, 1966.
8. Shen, C. K. e Li, S. K. Lime stabilization of clay-sand mixtures. Highway Research Record n° 315, p. 91-101, 1970.
9. O'Flaherty, C. A. e Andrews, D. C. Variations in strength, moisture content and unit weight for lime-soil mixtures. Civil Engineering and Public Works Review, p. 891-897 e p. 1007-1012, 1967.
10. Ormsby, W. C. e Kinter, E. B. Strength development and reaction products in lime-montmorillonite-water systems. Public Roads, n° 4, Vol. 37, p. 136-148, 1973.

11. Wang, J. W. H., Mateos, M. e Davidson, D. T. Comparative effects of hydraulic, calcitic and dolomitic limes and cement in soil stabilization. Highway Research Record n° 29, p. 42-54, 1963.
12. Eades, J. L. Nichols, F. P., Jr. e Grim, R. E. Formation of new minerals with lime stabilization as proven by field experiment in Virginia. Highway Research Board, Bull. 335, p. 31-39, 1962.
13. Castro, E. de, e Luis, A. S. O solo-cal na pavimentação de estradas e aeródromos. LNEC, Memória n° 450, Lisboa, 1974.
14. Ormsby, W. C. e Kinter, E. B. Effects of dolomitic and calcitic limes on strength development in mixtures with two clay minerals. Public Roads, n° 4, Vol. 37, p. 149-160, 1973.
15. Eades, J. L. e Grim, R. E. A quick test to determine lime requirements for lime stabilization. Highway Research Record n° 139, p. 61-72, 1966.
16. Ruff, C. G. e Ho, C. Time-temperature strength-reaction product relationships in lime-bentonite-water, mixtures, Highway Research Record n° 139, p. 42-60, 1966.
17. Anday, M. C. Curing lime stabilized soils. Highway Research Record n° 29, p. 13-26, 1963.
18. Gray, M. N. Soil Stabilization With Lime and Secondary Chemical Additives. Tese Ph. D., Universidade de Leeds, 1972. Inédito.
19. Ho, C. e Handy, R. L. Characteristics of lime retention by montmotillonitic clays. Highway Research Record n° 29, p. 55-69, 1963.

20. United States Agency for International Development. Late
rite and Lateritic Soils and Other Problem Soils of Africa.
Report prepared by Lyons Associates, Inc., and Building and
Road Research Institute Ghana. U.S.A.I.D., 1971.
21. Cabrera, J. G. Notas de Aula. Curso de Pós-Graduação. Centro
de Ciências e Tecnologia da UFPb, 1974. Inédito.
22. Townsend, F. C., Manke, G. P. e Parcher, J. V. The influence
of sesquioxides on lateritic soil properties. Highway
Research Record nº 374, p. 80-92, 1971.
23. Cartmell, H. S. e Bergh, A. O. Lime stabilization of soils
for use as road foundations in Northern Rhodesia. Overseas
Bulletin, nº 9, Road Research Laboratory, 1969.
24. Hayter, M.A. e Cairns, H. A field and laboratory investigation
into the strength of a trial stretch of lime-stabilized
soil pavement in Eastern Nigeria. Overseas Bulletin, nº
20, Road Research Laboratory, 1966.
25. Harty, J. R. e Thompson, M. R. Lime Reactivity of tropical
and subtropical soils. Highway Research Record nº 442,
p. 102-111, 1973.
26. Ackroyd, L. W. The engineering classification of some
western Nigerian soils and their qualities in road building.
Overseas Bulletin nº 10, Road Research Laboratory, 1971.
27. Kassiff, G. A comparison of the behaviour of cement-stabilized
and lime-stabilized lateritic soil in secondary road
construction. United Nations Conference on The Application
of Science and Technology For The Less Developed Areas, 1962.
28. Schofield, A. N. Consolidação pela cal de uma concreção
de laterita granular argilosa na Niassalândia. LNEC, Tradução
do Overseas Bulletin nº 3, Road Research Laboratory,
1962.

29. Ferreira, H. N. O conceito de laterita na engenharia ci
vil. Laboratório de Engenharia de Angola, Luanda, 1963.
30. Moore, J. C. e Jones, R. L. Effect of soil surface area
and extractable silica, alumina, and iron on lime stabiliza
tion characteristics of Illinois soils. Highway Research Re
cord n° 351, p. 87-91, 1971.
31. Winterkorn, H. F. e Chandrasekharan, E. C. Laterite soils
and their stabilization. Highway Research Board, Bull 44,
p. 10-29, 1951.
32. Biszewski, E. The effect of time on the strength of late
ritic clayey gravel stabilized with hydrated lime. Proc.
Third Regional Conference for Africa on Soil Mechanic and
Foundations Engineering, Vol.1, Salisbury, Southern Rhode
sia, 1963.
33. Lucena, F. B. Propriedades de Solos Vermelhos do Estado
da Paraíba. Tese M.Sc. Centro de Ciências e Tecnologia da
UFPb. 1975. Inédito.
34. Departamento Nacional de Estradas e Rodagem Métodos de
Ensaio. Divisão de Pesquisas Tecnológicas, D.N.E.R., 1964.
35. British Standards Institution Methods of Testing Soils
for Civil Engineering Purposes: BS 1377:1967. The Institu
tions, London, 1967.
36. Road Research Laboratory Mecânica dos Solos para Engenhei
ros Rodoviários, Vol. 2, Edgard Blucher, São Paulo, 1952.
37. Ormsby, W. C. e Boltz, L. H. Kaolin-lime-water systems:
part 2, electron microscope observations. Public Roads,
n° 2, Vol. 35, p. 45-49, 1968.
38. Departamento Nacional de Estradas e Rodagem, IPR Seminá
rio Sobre Laterita, Solos Lateríticos e Solos Expansivos.
Rio de Janeiro, 13-17 de janeiro de 1975. Inédito.

39. Marinho, R. L. Estudo da Variabilidade Estatística de Ensaios de Classificação de Solos. Tese M.Sc. Centro de Ciências e Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande. 1975. Inédito.
40. Socal: Indústria e Comércio de Cal e Inseticida Ltda, rua João Pessoa, nº 123. Campina Grande, Pb. Fornecedores da cal Socal.
41. Argilas e Minérios Nordestinos S.A. (Arnosa) Distrito Industrial, João Pessoa, Pb. Fornecedores da cal Brancal.
42. Cabrera, J. G. e O'Flaherty, C. A. The modifying effects of lime on the engineering properties of clay soils. Presented to the Australian Road Research Board for Publication in the Proceedings. August 1975.
43. Cabrera, J. G. e Pimentel, C. A. Moisture conditions under the roads of Paraíba State, Brazil. In preparation for publication in Highway Research Record.
44. Beurlem, K. Introdução à Estratigrafia Geral e Comparada, Expansão Gráfica. Recife, 1964.
45. Sherwood, P. T. The properties of cement stabilized materials. Road Research Laboratory, RRL Report LR 205, England. 1968.
46. Taylor, D. W. Fundamentals of Soils Mechanics. Wiley, London, 1963.

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

O Autor agradece ao Professor J.G. CABRERA, Professor do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Leeds, e Professor de Engenharia Civil do Conselho Britânico no CCT-UFPb., a cuja orientação e estímulo deve a realização deste trabalho.

Ao Dr. FRANCISCO BAPTISTA DE SALLES FERREIRA, ex-Diretor da Escola de Engenharia do Maranhão, que tornou possível a vinda do Autor para a realização do Curso de Pós-Graduação.

Aos dirigentes do Centro de Ciências e Tecnologia da UFPb, em Campina Grande, especialmente ao Professor HEBER CARLOS FERREIRA, pelo apoio e incentivo dado ao Autor durante o desenvolvimento deste trabalho.

À ATECEL, CAPES, Federação das Escolas Superiores do Maranhão e Companhia de Desenvolvimento Rodoviário do Maranhão, pelo apoio financeiro à realização desta pesquisa.

Aos laboratoristas A. A. Diniz, V. F. Amante e F. B. dos Santos, pela ajuda na realização de alguns ensaios.

Finalmente aos funcionários H. H. Sobreira de Almeida, pela datilografia deste trabalho, e W. Ramos pela confecção dos desenhos.

TABELA CONTENDO OS RESULTADOS
DE ENSAIOS DE pH

APÊNDICE 1

% Cal	Valores de pH					
	Solo L-1		Solo L-2		Solo L-3	
	Cal C-1	Cal C-3	Cal C-1	Cal C-3	Cal C-1	Cal C-3
0,0	3,35	6,35	5,20	5,20	5,10	5,10
0,5	10,10	10,00	10,80	9,80	11,00	9,80
1,0	12,30	10,90	12,00	10,80	12,00	10,80
1,5	12,50	11,50	12,20	11,30	12,30	11,30
2,0	12,50	11,80	12,23	11,70	12,35	11,70
2,5	12,60	12,00	12,23	12,00	12,40	12,00
3,0	12,70	12,20	12,30	12,00	12,40	12,30
3,5	12,70	12,40	12,30	12,20	12,40	12,40
4,0	12,70	12,50	12,30	12,20	12,50	12,40
4,5	12,70	12,60	12,30	12,20	12,50	12,50
5,0	12,70	12,60	12,30	12,30	12,55	12,50
5,5	-	-	-	12,30	-	-
6,0	-	-	-	12,30	-	-

TABELA 1.1 Valores de pH obtidos com os solos investigados em mistura com as cais C-1 e C-3.

TABELA CONTENDO OS VALORES DOS
LIMITES DE ATTERBERG

Solo	% Cal	Limite de liquidez		Limite de plasticidade		Índice de plasticidade	
		Cal C-1	Cal C-3	Cal C-1	Cal C-3	Cal C-1	Cal C-3
L-1	0	34,00	34,00	25,00	25,00	9,00	9,00
	1	30,80	31,25	22,21	22,11	8,59	9,13
	2	28,50	29,25	20,49	21,32	8,01	7,92
	5	26,20	27,25	19,60	20,35	6,60	6,90
L-2	0	22,00	22,00	16,20	16,20	5,80	5,80
	1	18,85	19,50	14,35	14,72	4,50	4,78
	2	17,30	18,25	13,51	14,16	3,79	4,09
	5	16,00	16,75	12,77	12,91	3,23	3,84
L-3	0	27,10	27,10	18,23	18,23	8,87	8,87
	1	24,00	24,25	16,37	16,49	7,63	7,76
	2	22,30	22,50	15,25	15,39	7,05	7,11
	5	20,50	21,00	14,19	14,28	6,31	6,72

TABELA 2.1 Limite de liquidez, limite de plasticidade e índice de plasticidade dos solos investigados em mistura com as cals C-1 e C-3.

TABELA CONTENDO RESULTADOS DOS
ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO

APÊNDICE 3

Solo	Solo		Solo com cal							
	sem		Cal		C-1		Cal		C-3	
	cal		2,0%		5,0%		2,0%		5,0%	
	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)
L-1	10,95	17,90	12,50	17,85	13,50	18,55	13,80	18,85	13,50	18,50
	12,40	18,70	14,00	18,70	14,25	18,90	15,00	14,17	14,50	19,13
	13,75	20,20	15,75	19,40	16,30	19,35	16,00	19,35	16,00	19,45
	15,00	19,90	17,00	19,20	17,10	19,00	17,50	19,00	17,00	19,20
	15,90	19,24	19,00	18,35	17,60	18,65	18,50	18,62	18,00	18,85
L-2	8,50	20,35	8,90	20,40	8,80	19,50	9,50	20,20	10,00	19,90
	9,20	20,75	10,00	21,05	9,80	20,50	10,60	20,65	11,20	20,40
	10,30	2,35	10,80	21,30	11,30	21,20	11,50	20,90	12,00	20,60
	12,30	20,75	12,50	20,65	13,00	20,60	12,70	20,60	13,50	20,20
	13,60	20,25	14,10	20,20	14,30	20,00	13,80	20,25	14,70	19,75
L-3	8,00	21,75	9,50	21,90	9,50	21,50	9,40	21,00	9,50	21,00
	9,00	22,33	10,30	22,20	10,50	22,10	10,50	21,55	10,60	21,90
	10,30	23,10	11,50	22,50	11,20	22,35	11,70	22,05	11,60	22,45
	11,70	22,45	12,70	22,00	12,40	22,00	13,00	21,85	12,70	22,05
	13,00	21,70	13,80	21,50	13,30	21,65	14,90	21,05	14,40	21,25

TABELA 3.1 Valores de unidades de compactação e respectivos pesos específicos aparentes secos dos solos investidos com e sem cal.

(1) Umidade de compactação, %

(2) Peso específico aparente seco, kg/m³.

TABELAS CONTENDO OS VALORES DE PRESSÃO PARA CADA
PENETRAÇÃO, OBTIDOS NO ENSAIO CBR

Cal %	Penetra- ção, mm Umidade, %	Pressão, kg/cm ²						
		0,63	1,27	2,54	5,08	7,62	10,16	12,70
0%	12,42	26,24	34,85	47,56	65,50	79,24	90,72	100,91
	12,85	29,78	40,23	54,94	72,52	84,51	94,10	101,02
	14,97	2,87	5,25	10,15	19,65	27,25	34,00	39,45
	15,42	8,83	16,30	30,15	51,73	65,37	73,45	78,54
	16,41	0,82	1,39	2,93	5,90	8,92	11,48	13,59
2% Cal C-1	14,85	27,22	46,84	70,11	98,97	119,57	136,18	150,06
	16,38	22,96	41,62	81,18	117,11	138,79	154,63	166,05
	16,98	6,67	12,41	23,22	44,64	62,89	74,93	85,64
	17,63	3,64	7,04	18,70	23,29	32,85	43,21	55,19
	19,00	1,50	3,25	5,50	9,13	12,88	15,00	18,38
5% Cal C-1	13,48	41,82	56,69	83,39	112,07	132,23	147,50	158,01
	14,34	39,16	55,87	77,14	106,66	127,52	141,45	150,78
	15,61	13,98	23,40	42,08	79,12	107,31	127,08	137,21
	16,48	5,23	9,03	16,82	32,01	45,92	58,66	69,56
	17,68	2,00	3,50	6,88	13,50	21,75	27,50	31,75
2% Cal C-3	14,94	29,83	44,59	61,91	84,16	102,20	177,78	130,85
	16,36	12,46	22,30	40,49	66,78	82,93	95,58	105,12
	17,69	4,00	8,10	16,97	33,16	51,46	61,86	70,94
	18,95	1,14	2,93	6,19	12,06	17,58	22,06	27,09
	19,65	0,52	1,28	3,49	7,44	10,92	14,51	17,79
5% Cal C-3	15,23	35,21	53,66	76,32	107,53	130,95	148,07	160,67
	16,18	14,41	3,32	62,63	99,94	126,13	140,89	144,78
	17,70	8,17	14,98	26,72	47,73	64,21	77,08	99,16
	18,36	2,00	4,56	8,72	16,35	23,58	30,24	37,88
	19,42	1,44	2,77	5,49	10,51	15,07	19,02	22,55

TABELA 4.1 Pressões obtidas para cada penetração no ensaio CBR para o solo L-1, sem cura e imersão, sem cal e com cal.

Cal %	Penetra Umidade, %, mm	Pressão, kg/cm ²						
		0,63	1,27	2,54	5,08	7,62	10,15	12,70
0%	10,95	1,18	1,95	3,23	5,54	7,53	9,28	10,81
	12,36	4,93	9,14	14,54	21,75	25,84	30,17	30,76
	13,74	11,67	20,07	38,11	62,67	75,10	82,33	86,66
	15,39	5,00	9,00	16,00	26,00	34,50	41,00	45,00
	16,40	2,25	2,75	5,00	9,00	12,50	16,00	19,00
2% Cal C-1	12,50	3,08	6,57	12,87	22,09	27,22	31,16	34,60
	14,00	28,45	45,10	66,78	74,83	85,59	93,28	98,92
	16,29	6,82	12,41	22,76	38,90	53,00	65,81	77,90
	17,03	5,23	9,59	17,27	28,76	38,75	48,03	55,66
	18,95	2,67	4,92	9,07	16,51	22,65	28,14	33,21
5% Cal C-1	11,81	13,34	16,86	22,04	27,94	32,75	36,80	39,88
	14,26	39,67	57,17	76,01	98,30	112,70	122,75	128,74
	16,31	18,68	31,64	55,61	94,26	122,92	143,62	159,27
	17,11	10,52	17,51	31,77	58,78	81,91	99,25	111,67
	17,61	3,54	6,87	13,89	28,09	41,98	54,89	66,11
2% Cal C-3	12,23	6,82	9,49	12,76	17,43	21,48	26,55	34,60
	13,84	19,07	27,42	39,67	57,92	69,86	78,01	83,54
	14,71	12,41	20,25	32,29	52,02	66,94	78,26	85,74
	15,92	3,49	6,61	13,12	24,25	33,78	42,34	50,54
	17,77	0,90	1,59	3,14	6,48	9,75	12,70	15,60
5% Cal C-3	12,73	18,55	25,63	35,01	49,56	59,76	67,55	73,45
	14,16	22,20	33,52	49,92	69,86	80,88	88,10	90,97
	15,00	23,63	42,28	73,75	115,03	142,33	159,54	165,29
	16,27	7,23	15,63	31,26	61,40	84,50	105,07	117,06
	17,19	3,34	6,27	12,32	23,95	34,97	45,44	56,65

TABELA 4.2 Pressões obtidas para cada penetração no ensaio CBR para o solo L-1, com cura e imersão, com cal e sem cal.

Cal %	Penetra Umidade %, mm	Pressão, kg/cm ²						
		0,63	1,27	2,54	5,08	7,62	10,15	12,70
0%	8,76	21,02	29,93	42,95	64,73	82,01	97,12	110,60
	10,57	11,25	23,07	43,55	80,95	108,82	131,59	155,68
	10,94	3,75	8,50	18,38	33,00	50,50	65,88	77,50
	11,54	4,00	7,85	15,65	31,15	47,15	63,75	77,50
	12,39	1,50	2,90	5,65	11,15	16,75	21,80	26,20
2% Cal C-1	8,64	41,42	59,86	82,67	117,62	146,12	170,00	187,89
	9,67	46,59	72,73	104,76	149,91	187,07	217,97	239,29
	10,80	19,05	30,42	54,93	100,22	138,18	167,03	185,97
	12,33	6,00	11,50	23,50	47,25	71,85	91,00	104,00
	13,05	3,79	7,37	15,15	30,40	46,45	62,03	72,99
5% Cal C-1	10,89	35,83	51,30	73,96	105,83	133,05	154,88	168,46
	11,49	45,00	61,76	86,41	127,77	160,31	185,50	203,21
	12,58	11,23	19,77	36,84	71,50	106,00	136,39	158,37
	12,79	31,87	52,47	87,93	138,21	180,90	214,85	233,35
	13,17	6,54	12,10	22,86	45,02	67,98	88,08	103,92
2% Cal C-3	9,53	23,58	38,03	57,20	83,90	104,20	123,44	139,04
	10,59	32,04	49,82	77,29	116,24	147,50	173,64	198,19
	11,97	10,85	21,15	40,85	80,85	108,13	129,40	148,30
	13,05	3,80	7,40	15,10	29,90	46,15	58,25	71,50
	13,60	1,75	3,45	6,98	14,68	23,01	31,03	39,39
5% Cal C-3	10,13	43,41	60,37	82,98	115,98	142,02	163,44	179,12
	12,45	14,82	27,26	53,08	101,39	142,73	170,45	181,55
	12,76	51,50	93,49	142,69	195,52	235,76	262,40	281,62
	14,23	6,17	11,75	23,60	47,15	70,70	91,25	107,90
	15,21	3,19	5,98	12,51	24,91	36,69	49,00	58,76

TABELA 4.3 Pressões obtidas para cada penetração no ensaio CBR para o solo L-2, sem cura e imersão, com cal e sem cal.

Cal %	Penetração, Umidade, %	Pressão kg/cm ²						
		0,63	1,27	2,54	5,08	7,62	10,15	12,70
0%	9,27	17,17	29,32	46,39	69,40	86,67	100,61	111,93
	9,97	7,00	14,50	26,50	54,00	78,00	103,00	121,00
	10,92	3,00	7,50	15,00	30,00	44,35	60,50	75,00
	11,58	1,63	3,50	7,00	13,63	20,75	27,25	32,50
	12,50	0,90	3,00	5,10	8,20	12,20	15,85	18,35
2% Cal C-1	9,28	35,88	50,23	71,76	99,53	119,72	136,84	152,68
	9,94	56,99	81,70	116,76	171,16	210,33	237,09	251,13
	11,27	27,94	49,14	84,00	138,53	178,87	201,05	222,41
	12,47	10,00	19,50	39,50	80,50	115,25	138,50	154,75
	14,03	4,50	8,25	16,78	31,69	49,16	65,22	79,23
5% Cal C-1	8,86	27,93	46,18	62,78	85,13	103,07	118,95	133,15
	9,85	41,26	60,48	89,43	134,28	169,90	198,96	220,48
	11,62	10,00	22,00	42,00	84,00	120,50	154,50	170,00
	13,20	15,64	25,12	44,02	83,47	117,10	140,07	159,52
	14,03	5,50	10,00	20,75	40,25	58,50	72,50	88,00
2% Cal C-3	9,17	1,90	3,80	7,59	12,87	17,63	21,99	25,99
	11,25	4,20	7,78	15,41	30,42	46,99	56,10	67,72
	12,59	1,54	3,00	7,00	14,30	22,50	31,00	39,50
	14,01	0,88	1,88	4,00	8,25	12,25	16,25	17,50
	14,33	0,40	0,80	1,60	3,15	4,70	6,15	7,65
5% Cal C-3	9,07	23,83	33,52	47,51	70,99	90,97	109,17	124,74
	11,19	18,30	34,78	64,35	104,82	135,97	161,05	178,56
	11,94	10,47	20,02	38,65	72,71	103,58	127,10	142,53
	13,14	4,50	8,50	17,63	35,00	53,50	69,88	82,75
	14,10	2,75	4,10	8,10	15,99	24,35	32,65	36,10

TABELA 4.4 Pressões obtidas para cada penetração no ensaio CBR para o solo L-2, com cura e imersão, com cal e sem cal.

Cal %	Penetra ção, mm Umidade, %	Pressão, kg/cm ²						
		0,63	1,27	2,54	5,08	7,62	10,15	12,70
0%	7,50	23,58	37,93	60,99	87,38	109,93	129,77	148,99
	9,39	27,01	42,64	67,14	104,91	133,82	158,60	179,97
	10,59	6,97	14,90	29,95	60,33	87,98	112,18	144,25
	10,73	5,95	11,40	22,50	45,75	68,65	88,35	104,25
	11,28	2,50	5,00	10,50	20,50	30,75	43,25	54,50
2% Cal C-1	9,95	35,88	66,11	103,27	153,24	193,98	228,32	259,59
	11,00	21,02	47,57	75,34	139,92	193,99	233,60	266,50
	11,43	12,65	20,60	44,20	87,28	126,81	161,31	190,72
	12,78	5,81	12,63	26,36	55,12	78,19	100,79	126,37
	13,51	3,20	6,50	13,10	26,10	39,15	54,70	66,00
5% Cal C-1	9,63	33,06	61,50	104,14	151,45	193,01	225,50	251,54
	10,45	27,47	52,64	94,61	153,91	200,39	240,88	276,44
	11,25	18,28	31,42	58,32	108,28	154,69	192,71	219,32
	11,55	9,11	17,70	34,48	71,23	107,68	138,26	158,52
	12,60	4,50	8,90	18,10	35,90	54,80	73,30	86,25
2% Cal C-3	7,58	21,89	37,90	56,24	86,78	114,17	134,59	158,11
	9,41	33,32	52,94	81,95	127,36	162,21	193,88	220,17
	11,02	23,68	43,31	80,72	138,94	185,07	226,07	260,92
	11,86	16,25	31,50	61,75	111,75	148,75	184,75	212,25
	11,93	9,50	20,50	42,15	84,75	119,50	153,75	178,50
5% Cal C-3	9,23	29,57	55,05	78,98	110,19	136,74	160,30	181,22
	10,32	34,85	68,68	110,55	157,08	192,76	225,61	256,15
	11,33	9,59	17,73	39,31	85,39	128,33	166,31	199,52
	12,68	4,91	10,01	20,92	43,78	73,94	88,07	110,17
	13,24	4,10	7,50	14,65	29,10	44,20	59,50	70,50

TABELA 4.5 Pressões obtidas para cada penetração no ensaio CBR para o solo L-3, sem cura e imersão, sem cal e com cal.

Cal %	Penetra- ção, mm Umidade, %	Pressão, kg/cm ²						
		0,63	1,27	2,54	5,08	7,62	10,15	12,70
0%	9,14	8,46	15,63	28,35	61,45	80,62	95,54	108,81
	9,27	9,63	17,70	32,08	63,43	94,40	120,51	139,83
	10,22	3,85	8,35	16,75	34,43	52,67	68,06	81,02
	11,39	2,00	4,00	8,25	16,25	25,00	34,88	47,50
	11,77	1,13	2,50	5,38	10,51	15,89	21,68	26,75
2% Cal C-1	8,94	43,57	58,58	77,91	120,96	154,78	188,25	222,53
	10,43	14,50	29,50	59,50	118,00	170,50	218,50	254,50
	11,73	12,72	23,09	46,07	96,33	135,21	171,22	200,00
	12,66	4,50	9,75	19,50	39,00	60,00	80,75	96,75
	13,22	1,75	3,25	6,75	14,88	25,25	39,00	55,88
5% Cal C-1	8,67	47,77	67,25	91,33	120,29	141,87	162,26	179,53
	10,03	56,38	84,98	119,98	162,52	197,06	227,04	252,21
	10,77	34,28	59,57	103,05	184,64	251,21	305,20	350,55
	11,59	12,65	24,33	47,59	93,13	137,38	182,08	214,82
	13,29	6,20	12,50	26,05	49,75	75,15	99,00	115,25
2% Cal C-3	9,81	5,13	7,08	10,15	15,07	19,84	24,76	30,50
	12,08	10,00	19,00	40,00	80,00	122,50	153,50	175,00
	12,19	10,46	18,86	33,06	52,07	67,30	81,18	94,05
	12,70	3,00	6,00	12,95	24,38	37,83	52,01	65,50
	13,44	1,98	3,85	7,35	14,65	22,20	30,05	38,25
5% Cal C-3	9,23	14,10	27,99	52,38	70,47	86,00	100,00	113,47
	10,27	42,80	64,63	91,23	129,25	160,42	182,61	203,37
	11,51	17,00	31,20	57,60	99,16	140,47	183,44	222,71
	12,12	13,43	25,32	49,08	97,44	145,65	186,84	217,98
	14,10	6,50	10,90	21,35	42,10	61,40	76,25	89,90

TABELA 4.6 Pressão para cada penetração no ensaio CBR para o solo L-3, com cura e imersão, com e sem cal.

TABELAS CONTENDO OS VALORES DE CBR

APÊNDICE 5

Solo	Solo		Solo com cal							
	sem		Cal		C-1		Cal		C-3	
	cal		2,0%		5,0%		2,0%		5,0%	
	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)
L-1	12,42	63,41	14,85	96,49	13,48	109,75	14,94	84,37	15,23	102,82
	12,85	73,26	16,38	112,04	14,33	103,93	16,35	63,60	16,18	95,18
	14,97	18,81	16,98	42,53	15,61	75,35	17,69	31,58	17,70	45,46
	15,47	49,27	17,63	22,18	16,84	30,48	18,95	11,49	18,36	15,57
	16,41	5,62	19,00	8,70	17,68	12,86	19,65	7,08	19,42	10,01
L-2	8,76	61,65	8,64	112,61	10,89	102,45	9,53	80,43	10,13	111,04
	10,57	77,09	9,67	145,02	11,49	122,12	10,59	110,70	12,45	96,56
	10,94	31,43	10,80	53,32	12,88	68,09	11,97	77,00	12,76	198,54
	11,54	44,91	12,33	45,00	12,79	131,62	13,05	28,47	14,23	44,91
	12,39	10,72	13,05	28,92	13,17	42,88	13,60	13,98	15,21	23,72
L-3	7,50	84,78	9,95	145,94	9,63	144,24	7,58	82,65	9,23	109,00
	9,39	100,00	11,00	133,26	10,45	146,58	9,41	121,30	10,32	151,41
	10,59	57,45	11,43	83,27	11,25	103,12	11,02	132,22	11,33	81,32
	11,18	19,52	12,78	52,50	11,55	67,83	11,86	106,43	12,68	41,70
	11,34	43,57	13,51	12,48	12,60	33,94	11,93	80,71	13,24	34,00

TABELA 5.1 Valores de CBR e correspondentes unidades de compactação, para os solos investigados, sem cura e imersão.

(1) Unidade de compactação, %

(2) Valores de CBR, %.

Solo	Solo sem cal		Solo com cal							
			Cal		C-1		Cal		C-3	
			2,0%		5,0%		2,0%		5,0%	
	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)
L-1	10,95	5,28	12,50	21,04	11,80	29,39	12,23	17,71	12,73	48,09
	12,36	22,00	14,00	80,30	14,26	101,00	13,84	55,76	14,16	67,39
	13,74	59,67	16,29	37,05	16,31	90,00	14,71	49,55	15,00	109,62
	15,39	25,00	17,03	27,39	17,11	56,00	15,92	23,09	16,27	58,48
	16,40	8,58	18,95	15,72	17,61	26,75	17,77	6,17	17,19	22,81
L-2	9,27	66,09	9,28	97,53	8,88	86,39	9,17	12,25	9,07	68,82
	9,97	51,43	9,94	163,91	9,85	127,88	11,25	28,97	11,19	100,00
	10,92	28,58	11,27	131,93	11,62	80,00	12,59	13,62	11,94	69,25
	11,58	12,62	12,47	67,00	13,20	79,49	14,01	7,86	13,14	33,28
	12,50	7,81	14,03	30,18	14,03	38,33	14,33	3,00	14,10	15,23
L-3	9,27	60,41	8,94	115,20	8,67	122,41	9,81	14,70	9,23	73,00
	10,22	32,79	10,43	112,38	10,03	165,37	12,08	76,19	10,27	125,00
	11,39	15,71	11,73	91,74	10,77	176,00	12,19	49,59	11,51	94,43
	11,81	10,01	12,66	37,15	11,59	88,70	12,70	23,22	12,12	93,00
	12,28	5,57	13,22	14,17	13,29	47,38	13,44	13,95	14,10	20,34

TABELA 5.2 Valores de CBR e correspondentes umidades de compactação, para os solos investigados, com cura e imersão.

(1) Umidade de compactação, %.

(2) Valores de CBR, %.

TABELAS CONTENDO OS RESULTADOS DO
ENSAIO DE PENETRÔMETRO DE CONE

APÊNDICE 6

Solo	Solo sem cal		Solo com cal							
			Cal		C-1		Cal		C-3	
			2,0%		5,0%		2,0%		5,0%	
	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)
L-1	12,42	82,66	14,85	147,61	18,84	95,95	14,94	17,29	15,23	48,48
	12,85	107,28	16,38	71,73	14,34	109,07	16,35	43,71	16,18	25,03
	15,42	34,17	16,98	8,15	15,61	69,34	17,69	87,21	17,70	100,00
	14,97	7,95	17,63	70,13	16,84	19,07	18,95	3,38	18,36	57,61
	16,41	0,00	19,00	40,93	17,68	6,96	19,65	11,73	19,42	12,00
L-2	8,76	119,79	8,64	139,86	10,89	147,21	9,53	67,75	10,13	127,15
	10,57	5,76	9,67	170,06	11,49	174,43	10,59	139,40	12,45	78,87
	10,94	38,54	10,80	79,27	12,58	43,31	11,97	14,31	12,76	152,77
	11,54	12,52	12,33	18,28	12,79	101,92	13,05	11,52	14,23	19,87
	12,93	15,50	13,05	7,55	13,17	19,67	13,60	0,00	15,21	10,33
L-3	7,50	102,31	9,95	3,37	9,63	180,00	7,58	83,24	9,23	146,41
	9,39	71,72	11,00	97,35	10,45	144,03	9,41	127,74	10,32	194,29
	10,59	34,97	11,43	40,33	11,25	151,00	11,02	100,52	11,33	126,15
	11,18	0,60	12,78	28,61	11,55	31,00	11,86	95,16	12,68	28,02
	11,34	5,96	13,51	7,55	12,60	18,28	11,93	22,65	13,24	14,51

TABELA 6.1 Valores de resistência à penetração do cone (Rp) e correspondentes unidades de compactação, para os solos investigados, sem cura e imersão.

(1) Umidade de compactação, %

(2) Resistência à penetração do cone, (Rp), kg/cm².

Solo	Solo sem cal		Solo com Cal							
			Cal		C-1		Cal		C-3	
			2,0%		5,0%		2,0%		5,0%	
	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)
L-1	10,95	0,00	12,50	14,70	11,80	23,44	12,23	32,58	12,73	47,28
	12,36	32,22	14,00	27,42	14,26	4,17	13,84	65,56	14,16	38,34
	13,74	30,01	16,29	29,80	16,31	89,77	14,71	63,77	15,00	93,37
	15,39	7,75	17,03	28,81	17,11	56,00	15,92	19,47	16,27	33,38
	16,40	0,00	18,95	15,50	17,61	26,75	17,77	6,96	17,19	16,49
L-2	9,27	34,77	9,28	231,18	8,88	148,80	9,17	27,02	9,07	97,35
	9,97	32,58	9,94	103,31	9,85	220,71	11,25	35,36	11,19	112,24
	10,92	26,62	11,27	118,01	11,62	90,20	12,59	0,00	11,94	37,75
	11,58	2,00	12,47	63,18	13,20	53,25	14,01	2,19	13,14	10,93
	12,50	2,00	14,03	11,92	14,03	32,00	14,33	0,00	14,10	2,98
L-3	9,27	57,41	8,94	186,94	8,67	120,79	9,81	20,47	9,23	68,54
	10,22	27,02	10,43	109,27	10,03	147,81	12,08	13,31	10,27	84,43
	11,39	8,74	11,73	61,98	10,77	106,28	12,19	54,63	11,51	55,43
	11,81	1,79	12,66	29,61	11,59	69,54	12,70	5,76	12,12	55,03
	12,28	0,80	13,22	16,49	13,29	34,70	13,44	0,00	14,10	22,25

TABELA 6.2 Valores de resistência à penetração do cone (Rp) e correspondentes umidades de compactação, para os solos investigados, com cura e imersão.

(1) Umidade de compactação, %

(2) Resistência à penetração do cone (Rp), kg/cm².