

MARIA EUGENIA GIMENEZ BOSCOV

**ESTUDO COMPARATIVO DO COMPORTAMENTO
DE UM SOLO SAPROLÍTICO E DE UM SOLO
LATERÍTICO ESTABILIZADOS COM CAL**

Dissertação apresentada à
Escola Politécnica da USP
para a obtenção do título de
Mestre em Engenharia.

São Paulo, 1990

Dedico este trabalho aos meus pais, Pedro
e Guiomar, e a meu marido, João Paulo.

AGRADECIMENTOS

A autora agradece a todos que cooperaram para que este trabalho se concretizasse, especialmente a:

- Prof. Dr. Carlos de Sousa Pinto, pela seriedade, dedicação e competência na orientação;
- Prof. Dr. Job Shuji Nogami, pela sugestão do tema;
- Prof^a Dr^a Vera M. N. Cozzolino, pelo apoio durante o estágio no IGB-ETHZ, onde a pesquisa foi iniciada;
- Prof. Dr. Franco Balduzzi, pela orientação inicial da pesquisa ainda na Suíça, e por reconhecer e incentivar em mim a vontade de ser pesquisadora;
- Prof^a Liedi L. B. Bernucci e Maria Teresa da Nóbrega, pelas sugestões e pelo incentivo;
- Laboratório de Solos da EPUSP, na pessoa da Prof^a Heloísa Helena Silva Gonçalves;
- Dr^a Maria Alba Cincotto, pela análise físico-química da cal;
- Prof. Dr. Waldemar Coelho Hachich e Prof. Orlando Strambi, pelo auxílio em questões referentes a Estatística;
- Antônio Carlos Heitzmann, pelos ensaios de laboratório realizados;
- Joaquim Costa Júnior, pela ajuda e cooperação em todos os momentos;
- Márcia Coelho Jacomini, pela elaboração dos desenhos;
- Zilda Abujamra Daeir, pela revisão do texto;
- CCE, nas pessoas de Gesilda Balbino Pereira e José Eduardo M. Marinho, pela impressão do trabalho;
- Escola Politécnica, onde o trabalho foi executado;

- colegas e amigos, pelo apoio recebido;
- meus pais, irmãs e cunhados;
- João Paulo, meu marido

RESUMO

O objetivo deste trabalho é o estudo comparativo do comportamento de um solo saprolítico siltoso micáceo de granito e de um solo "arenoso fino" laterítico, de mesma classificação HRB, quando estabilizados com cal.

Foi pesquisada a variação da resistência à compressão simples dos materiais em função do tempo de cura, do teor de cal, do grau de compactação, do teor de umidade de compactação e do tempo decorrido entre mistura e compactação.

Os resultados indicam que as misturas do solo saprolítico com cal apresentam sistematicamente resistências mais elevadas que as do solo laterítico com cal. As resistências aumentam ao longo do tempo de cura e, para idades superiores a 28 dias, com o aumento do teor de cal.

As resistências obtidas até 28 dias de cura foram relativamente baixas quando comparadas com o mínimo valor desejável para bases de pavimentos, sendo que este valor é atingido para determinados teores de cal com cura mais prolongada.

Observou-se também que a resistência cresce com o grau de compactação e diminui com o teor de umidade de compactação. A influência relativa do grau de compactação é semelhante para os dois solos, ao passo que a influência relativa do teor de umidade é sensivelmente superior no solo laterítico.

As primeiras quatro horas decorridas entre mistura e compactação não afetam a resistência dos solos. Demoras maiores causaram certa redução na resistência, mais sensivelmente no solo saprolítico que no laterítico.

ABSTRACT

This work proposes to make a comparative study of the geotechnical behaviour of two tropical soils within the same HRB classification, a saprolitic silty soil derived from granite and a lateritic "fine sandy soil", throughout a process of stabilization with lime.

The experimental procedure consisted of investigating the variation of the unconfined compressive strength of the soil-lime mixtures in function of curing time, lime content, dry unit weight, moulding water content and time elapsed between mixing and compaction.

Results indicate that saprolitic soil-lime mixtures systematically develop higher resistances than lateritic soil-lime ones. Resistance increases with curing time, and, for longer than 28 days of curing, also with lime content.

Values of unconfined compressive strength for a shorter-than-28-days curing time were relatively low as compared to the minimum desirability for pavement bases. In some cases, though, such lowest limit was actually reached after longer periods of curing.

It was also observed that resistance increases with dry unit weight and decreases with moulding water content. The relative influence of the dry unit weight is similar for both soils, whereas the relative influence of the moulding water content is evidently greater on the lateritic soil.

The four initial hours elapsed between the end of mixing and the start of compaction do not seem to affect resistance and density of the materials. Longer delays caused slight reduction in strength and dry unit weight, more remarkable to the saprolitic than to the lateritic soil.

ÍNDICE

página

I - Introdução	1
II - A estabilização de solos com cal	6
II.1 - Estabilização de solos	6
II.2 - A cal	10
II.3 - Interação entre a cal e o solo	15
II.3.1 - Reações entre a cal e o solo e seu efeito no comportamento do solo	15
II.3.2 - Reatividade à cal	22
II.3.3 - Efeitos da estabilização no comportamento do solo	26
II.3.3.1 - Floculação	26
II.3.3.2 - Plasticidade	29
II.3.3.3 - Compactação	32
II.3.3.4 - Estabilidade à água	34
II.3.3.5 - Resistência e deformabilidade ..	36
II.3.4 - Fatores que influem no processo de estabi- lização com cal	43
II.3.4.1 - Tempo de cura	43
II.3.4.2 - Teor de cal	45
II.3.4.3 - Natureza da cal	46
II.3.4.4 - Natureza do solo	47
II.3.4.5 - Temperatura	50
II.3.4.6 - Tempo entre mistura e compacta- ção	53
II.4 - Solos Tropicais	56
II.4.1 - Solos saprolíticos e solos lateríticos	56
II.4.2 - Estabilização de solos tropicais com cal ..	57

III - Investigação Experimental	61
III.1 - Procedimento geral	61
III.2 - Materiais utilizados	62
III.2.1 - Solos	62
III.2.2 - Cal	67
III.2.3 - Água	71
III.3 - Método experimental	72
III.3.1 - Preparação das amostras	72
III.3.2 - Densidade dos grãos	72
III.3.3 - Dosagem e mistura	72
III.3.4 - Limites de consistência	73
III.3.5 - Ensaio de compactação	74
III.3.6 - Moldagem dos corpos de prova	74
III.3.7 - Cura	75
III.3.8 - Ruptura	75
IV - Apresentação e análise dos resultados	77
IV.1 - Ensaio preliminares	77
IV.2 - Análise estatística	79
IV.3 - Análise dos resultados	84
IV.3.1 - Resistência dos corpos de prova	84
IV.3.2 - Resistência em função do tempo de cura ...	85
IV.3.3 - Resistência em função do teor de cal	89
IV.3.4 - Resistência em função do grau de compac- tação e do desvio de umidade	96
IV.3.5 - Resistência em função do tempo entre mis- tura e compactação	103
V - Conclusões	106

	página
V.1 - Resistência das misturas solo-cal	106
V.2 - Influência de cada fator estudado na resistência das misturas	107
V.2.1 - Resistência em função do tempo de cura	107
V.2.2 - Resistência em função do teor de cal	107
V.2.3 - Resistência em função do grau de compactação e do desvio de umidade	108
V.2.4 - Resistência em função do tempo entre mistura e compactação	108
V.3 - Comentários adicionais	109
V.4 - Conclusão geral	109
V.5 - Sugestões para prosseguimento da pesquisa	110
 VI - Referências bibliográficas	 112
 ABREVIATÓES	 A.1
 NOTAÇÃO E SIMBOLOGIA	 B.1
 Anexo 1 - Análise físico-química da cal utilizada	 1.1
1.1 - Material ensaiado	1.1
1.2 - Ensaio realizados e métodos utilizados	1.1
1.3 - Resultados	1.2
1.4 - Composição química calculada	1.4
 Anexo 2 - Ensaio de caracterização da nova amostra de solo S .	2.1
2.1 - Limites de consistência	2.1
2.2 - Peso específico dos grãos	2.1
2.3 - Curva granulométrica	2.1

Anexo 3 - Observações eliminadas	3.1
Anexo 4 - Ensaio de resistência à compressão simples em função do tempo de cura e teor de cal	4.1
4.1 - Solo S	4.1
4.2 - Solo L	4.3
Anexo 5 - Ensaio de resistência à compressão simples em função do grau de compactação e do desvio de umidade	5.1
5.1 - Valores médios	5.1
5.2 - Relação dos resultados referentes aos corpos de prova	5.2
Anexo 6 - Regressão múltipla : resistência à compressão simples em função do grau de compactação e do desvio de umidade	6.1
6.1 - Estimativa das equações de regressão múltipla .	6.1
6.2 - Intervalos de confiança e testes estatísticos .	6.2
6.3 - Equações de regressão múltipla obtidas	6.2
6.4 - Comparação entre os valores de resistência à compressão simples obtidos por meio de ensaios e por meio de regressão múltipla	6.3
Anexo 7 - Ensaio de resistência à compressão simples em função do tempo entre mistura e compactação	7.1

LISTA DE FIGURAS

	página
Figura II.1 - Estabilidade e resistência (apud Fetz, 1976)	7
Figura II.2 - Estrutura dispersa no solo natural e floclulada no solo estabilizado (apud Hirt, 1969)	16
Figura II.3 - Ação da cal sobre a argila (apud Le Roux, 1969) ..	17
Figura II.4 - A solubilidade da sílica e da alumina em função do pH (apud Nóbrega, 1985a)	18
Figura II.5 - Velocidade de sedimentação de solos floclulados com cal e com cimento a vários teores (apud Pinto, 1962)	29
Figura II.6 - Posição do solo natural e do solo estabilizado no Diagrama de Plasticidade (apud Hirt, 1969)	30
Figura II.7 - Variação dos índices de consistência do solo com adição de cal (apud Lundy e Greenfield em Pinto, 1985)	30
Figura II.8 - Curvas de compactação com diversos teores de cal (apud IPT em Pinto, 1985)	33
Figura II.9 - Peso específico aparente seco máximo e teor de umidade ótimo em função do teor de cal (apud Hirt, 1969)	33
Figura II.10 - Efeitos imediatos da adição de cal na estabilidade à água de um solo argiloso (apud Hirt, 1969) .	35
Figura II.11 - Efeitos imediatos da adição de cal na estabilidade à água de um solo saprolítico siltoso micáceo (apud Boscov, 1985)	36
Figura II.12 - Aumento da coesão de misturas solo-cal em função do tempo de cura e do teor de cal (apud Hirt, 1969)	37

- Figura II.13 - Curvas "tensão desviatória versus deformação axial" e "pressão neutra versus deformação axial" obtidas em ensaios triaxiais não drenados, após 2 meses de cura (apud Balasubramaniam e Buensuceso Jr., 1989) 39
- Figura II.14 - Curva "tensão desviatória versus deformação axial" ilustrando efeitos imediatos da estabilização com cal no módulo de deformabilidade do solo (apud Transportation Research Board, 1987) 40
- Figura II.15 - Resistência à compressão simples de solos no estado natural e tratados com cal (apud Mercado, 1966) 41
- Figura II.16 - Resistência à compressão simples em função do de cura para diversos teores de cal (apud Hirt, 1969) 44
- Figura II.17 - Resistência em função do tempo de cura de quatro solos americanos (apud Pinto, 1985) 45
- Figura II.18 - Resistência à compressão simples de misturas solo-cal em função do teor ^{d₁₀} para diversos tempos de cura (apud Pinto, 1962) 46
- Figura II.19 - Curvas de consumo de cal e de resistência à compressão simples em função do tempo de cura (apud Estéoule e Perret, 1979) (apud Perret, 1979) 49
- Figura II.20 - Exemplo do número de dias necessários para atingir igual resistência a diferentes temperaturas de cura. Resultados de ensaios de compressão simples (apud Aehnberg et alii, 1989) 51
- Figura II.21 - Diferentes aumentos de resistência devido à temperatura de cura (apud Aehnberg et alii, 1989) . 52

Figura II.22 - Variação da resistência à compressão simples em função da temperatura (apud Hirt, 1969)	53
Figura II.23 - Variação da densidade com o tempo entre mistura e compactação (apud Mitchell e Hooper, 1961)	54
Figura II.24 - Aumento da energia de compactação necessária para atingir determinada densidade e desenvolvimento da resistência à compressão simples em função do tempo entre mistura e compactação (apud Hirt, 1969)	55
Figura III.1 - Curvas granulométricas dos solos S e L	66
Figura IV.1 - Curvas de compactação dos solos S e L sem aditivo e com os teores de 3% e 12% de cal	77
Figura IV.2 - "Linhas CV" dos solos S e L	82
Figura IV.3 - Resistência à compressão simples das misturas solo S-cal e solo L-cal em função do tempo de cura (tempo em escala logarítmica)	85
Figura IV.4 - Resistência à compressão simples das misturas solo S-cal e solo L-cal em função do tempo de cura (tempo em escala natural)	88
Figura IV.5 - Resistência à compressão simples das misturas solo S-cal e solo L-cal em função do teor de cal	90
Figura IV.6 - Quociente $RCS(S)/RCS(L)$ em função do teor de cal para diversos tempos de cura	92
Figura IV.7 - Resistência à compressão simples de misturas solo S-cal em função do tempo de cura e do teor de cal (tempo em escala logarítmica)	94
Figura IV.8 - Resistência à compressão simples de misturas solo L-cal em função do tempo de cura e do teor de cal (tempo em escala logarítmica)	95

Figura IV.9 - Resistência à compressão simples de misturas solo S-cal em função do grau de compactação e do desvio de umidade 97

Figura IV.10 - Resistência à compressão simples de misturas solo L-cal em função do grau de compactação e do desvio de umidade 98

Figura IV.11 - Resistência à compressão simples e peso específico aparente seco em função do tempo entre mistura e compactação 105

LISTA DE TABELAS

	página
Tabela II.1 - Parâmetros efetivos de resistência de argila estabilizada com cal (apud Balasubramaniam e Buensucesso Jr., 1989)	38
Tabela III.1 - Ensaio de caracterização e classificação do solo S (apud Moura, 1987)	64
Tabela III.2 - Ensaio de caracterização e classificação do solo L (apud Moura, 1987)	65
Tabela III.3 - Exigências químicas da norma NBR 7175	68
Tabela III.4 - Resultados da análise química da cal utilizada, segundo a norma NBR 7175	69
Tabela III.5 - Composição química calculada da cal utilizada ...	70
Tabela IV.1 - Características de compactação das misturas para diversos teores de cal	78
Tabela IV.2 - Limites de consistência dos solos S e L e das misturas	78
Tabela IV.3 - Valores de CV e t para misturas dos solos S e L com cal e com cimento	81
Tabela IV.4 - Resistências médias em kN/m^2 em função do tempo de cura para diversos teores de cal	84
Tabela IV.5 - Resistência à compressão simples, tomando-se como referência a resistência aos 3 dias de cura ...	86
Tabela IV.6 - Ganho de resistência por dia em kN/m^2 em função do tempo de cura	87
Tabela IV.7 - Resistência à compressão simples, tomando-se como referência a resistência com teor de cal de 3% ...	91
Tabela IV.8 - Quociente RCS(S)/RCS(L) em função do teor de cal para diversos tempos de cura	92

Tabela IV.9 - Parâmetros da regressão múltipla	99
Tabela IV.10 - Parâmetros "b" e "c" em função do parâmetro "a"	100
Tabela IV.11 - Comparação entre valores do "pano de fundo" e da regressão linear	102

I. INTRODUÇÃO

O Brasil, assim como outros países em desenvolvimento, necessita prementemente ampliar as redes viárias urbanas e rurais. O intensivo crescimento de população das cidades, observado nas últimas décadas, não foi acompanhado por uma expansão compatível dos serviços públicos, incluindo a pavimentação de vias. Na zona rural, a deficiência do sistema viário impossibilita que áreas do país se beneficiem do desenvolvimento econômico e contribuam para o mesmo.

A realidade econômica do país aponta para a busca de tecnologia alternativa que diminua o custo das obras, porém não em detrimento da qualidade. O custo inicial total da construção de um quilômetro de uma via pavimentada é a somatória dos custos de terraplenagem, de obras de arte, do pavimento e de obras acessórias. O custo do pavimento é tanto mais relevante quanto mais baixa a classe da via, o que indica a utilização de pavimentação econômica principalmente em estradas vicinais e ruas de periferia.

Os materiais granulares são os mais apropriados para obras de pavimentação. Nem sempre, entretanto, ocorrem em quantidade suficiente nas áreas em que estas obras estão localizadas. A adição de produtos químicos a solos de granulometria fina tem sido empregada onde há carência de materiais granulares, para possibilitar o aproveitamento dos materiais locais na construção de pavimentos.

A cal tem sido freqüentemente utilizada como estabilizante químico de solos. As reações entre a cal e o solo dependem de

diversos fatores, muitos dos quais ainda não devidamente equacionados, caracterizando um processo complexo e de difícil previsão.

Alguns grupos de solos tropicais de vasta ocorrência, saprolíticos ou lateríticos, têm granulometria predominantemente fina e considerável plasticidade, o que os caracteriza como inadequados para serem empregados em estruturas de pavimentos. Tem-se verificado, no entanto, por meio de pesquisas, de trechos experimentais e da prática rodoviária, que é possível o aproveitamento destes solos como bases e sub-bases de vias de baixo volume de tráfego, ou mesmo como reforço de rodovias de tráfego pesado, desde que se utilize tecnologia apropriada.

O presente trabalho tem como objetivo contribuir para o conhecimento do comportamento geotécnico de dois solos tropicais quando estabilizados com cal. Compreende o estudo da variação da resistência à compressão simples de misturas solo-cal em função de alguns fatores considerados relevantes pela bibliografia especializada.

Foram selecionados dois solos tropicais, um silte saprolítico de granito e um solo "arenoso fino" laterítico, bastante representativos de extensa área do território nacional, e já conhecidos no meio técnico. Apesar de pertencerem a classes iguais pelo sistema de classificação HRB (rodoviária) e apresentarem parâmetros de compactação muito próximos, diferenciam-se consideravelmente quanto ao comportamento geotécnico, provavelmente por serem resultantes de diferentes processos de evolução pedológico-geológica.

O solo saprolítico não é coesivo e, sob baixas tensões confinantes, manifesta pequena resistência ao cisalhamento e alta expansibilidade, sendo portanto altamente desaconselhável seu uso sem qualquer tratamento como base de pavimentos. O solo "arenoso fino" tem sido largamente utilizado como base e sub-base de pavimentos em rodovias vicinais ou em ruas de tráfego leve, principalmente no Estado de São Paulo.

A cal tem sido usada com sucesso na estabilização de solos em outros países, usualmente para reduzir a umidade ou a plasticidade, ou seja, para melhorar a trabalhabilidade de solos muito plásticos. No presente trabalho, porém, outros aspectos da estabilização foram considerados primordiais, quais sejam, o aumento de resistência e a diminuição da sensibilidade à água, uma vez que os solos pesquisados apresentam baixa plasticidade.

Devido ao fato de que o ensaio CBR não é apropriado para solos estabilizados (Pinto, 1985) e à dificuldade atual em se estudar resiliência, optou-se na investigação experimental pelo ensaio de compressão simples, cujos resultados foram considerados índices do comportamento do material. Estes índices podem ser associados ao comportamento do solo estabilizado em diversos usos, por exemplo, em diferentes camadas do pavimento, ou mesmo como material de alvenaria. Como valor que traduza comportamento adequado do solo estabilizado para base de pavimentos rodoviários, por exemplo, tem-se adotado a resistência à compressão simples após imersão igual a 2000 kN/m^2 (Pinto, 1960).

O estudo realizado compreendeu a determinação da variação da resistência à compressão simples em função do tempo de cura, teor de cal, grau de compactação, teor de umidade e tempo entre mistura

e compactação. Foi utilizada a cal calcítica hidratada.

No capítulo 2 consta uma revisão bibliográfica acerca de aspectos de interesse na estabilização de solos com cal, onde se procura expor brevemente o estágio de conhecimento atual sobre o assunto, de um ponto de vista particularmente teórico e geotécnico.

O capítulo 3 trata da investigação experimental, com a descrição dos materiais e métodos empregados.

O capítulo 4 expressa a análise dos resultados. Inicialmente procedeu-se a uma análise estatística, para poder avaliar se quaisquer resultados deveriam ser descartados como incorretos, tendo em vista a dispersão experimental. A seguir procurou-se observar a influência de cada fator estudado na resistência dos solos e relacionar os resultados obtidos com os correspondentes citados na bibliografia.

No capítulo 5 estão apresentadas as conclusões finais do trabalho, com sugestões para o prosseguimento da pesquisa. Os solos desenvolvem resistências relativamente baixas quando comparadas ao valor de 2000 kN/m^2 , situação esta que é modificada por maiores teores de cal e mais longos tempos de cura. No estado natural, o solo laterítico sob consideração tem inequivocamente melhor comportamento que o saprolítico como componente estrutural de pavimentos. Porém, ao se comparar os mesmos solos quando estabilizados com cal, observa-se uma tendência inversa, isto é, seria mais vantajosa a utilização do solo saprolítico, seja pela resistência desenvolvida, seja pela menor variabilidade da resistência em função do teor de umidade de compactação, ou ainda

por não perder sensivelmente resistência se houver demora entre a mistura e a compactação.

O objetivo deste trabalho é estudar e comparar o comportamento dos dois solos quando estabilizados com cal, para poder acrescentar ao cabedal de conhecimentos sobre nossos solos, dentro da perspectiva de desenvolvimento de tecnologia adequada à utilização de materiais locais.

II - A ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS COM CAL

II.1 - Estabilização de solos

Entende-se por estabilização de solos qualquer processo pelo qual o solo é melhorado, adquirindo as propriedades necessárias ao fim a que se destina (Pinto, 1985). Trata-se de uma definição ampla, em que o aspecto dominante é a obtenção de propriedades compatíveis com determinada aplicação prática.

A estabilização de solos com cal abrangeria, portanto, tanto o "solo melhorado com cal" para diversas aplicações práticas, como o "solo-cal" propriamente dito.

"Solo melhorado com cal" compreenderia uma mistura de solo e cal para que sejam atingidas determinadas características. Por exemplo, pode-se empregar cal para reduzir a expansibilidade de um solo argiloso, com conseqüente aumento da capacidade de suporte, ou ainda, para diminuir a plasticidade dos finos de um material granular.

"Solo-cal" se restringiria a misturas com desempenho compatível com a aplicação como base de pavimentos, a exemplo da expressão "solo-cimento". As características desejadas seriam valores predefinidos de resistência, capacidade de suporte, contração, expansão, permeabilidade e durabilidade. A utilização de cal visaria melhorar o solo natural de modo a aumentar sua capacidade de resistir aos efeitos induzidos pelo trânsito e às mudanças volumétricas em diferentes condições de clima (Mercado, 1966). Não há consenso sobre a utilização do termo, entretanto, e "solo-cal" tem sido referido genericamente a diversos tratamentos de solos com cal.

Pinto (1985) explica a confusão existente entre os conceitos "estabilização" e "aumento de resistência e durabilidade", pela

utilização primeiramente do termo "estabilização" na Engenharia Rodoviária para designar como "bases estabilizadas granulometricamente" os solos ou misturas de solos que satisfaziam especificações de granulometria e comportamento para bases de pavimentos.

Fetz (1976) aponta para a necessidade de diferenciar os conceitos "tornar mais estável" e "tornar mais resistente". Aumentar a estabilidade significa tornar certas características menos sensíveis a determinados fatores. Por exemplo, tornar a resistência do solo menos sensível ao carregamento, umedecimento e congelamento, ou, ainda, tornar a expansibilidade do solo menos sensível à tensão confinante, sobrecarga e secagem prévia. Fetz ressalta que estabilidade não é idêntica a resistência e apresenta um exemplo simplificado para que se distingam as duas idéias, o qual está apresentado na Figura II.1.

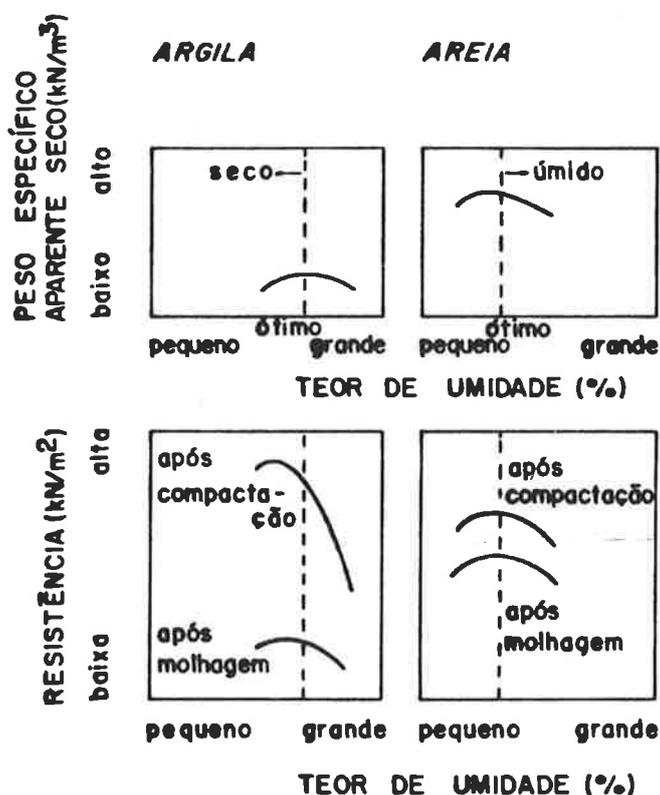


Figura II.1 - Estabilidade e resistência (apud Fetz, 1976)

Quando seca, a argila é mais resistente que a areia, mas apresenta menos resistência quando umedecida. A sensibilidade da argila ao umedecimento é maior que a da areia, portanto a argila é menos estável que a areia.

Outros autores, no entanto, continuam a considerar a estabilização como aumento de resistência. Johnson (1960) define o solo estável como aquele que exhibe e mantém uma resistência considerável à deformação sob aplicação contínua ou repetida de carga, tanto no estado úmido como no estado seco. Um solo é considerado estabilizado quando o tratamento causar melhoria na resistência mecânica ou na resistência à deformação. A estabilização está associada a valores quantitativos de resistência e durabilidade relacionados a desempenho. Estes valores quantitativos são expressos em termos de resistência à compressão simples, resistência ao cisalhamento ou capacidade de suporte como medida de resistência; e em termos de absorção, redução de resistência por umedecimento ou de resistência direta aos ciclos de molhagem e secagem ou de gelo e de degelo, como medida de durabilidade.

Balduzzi (1985a) define estabilizar um solo como conservar estáveis (em relação ao umedecimento e congelamento) suas boas características. Seu interesse na estabilização está particularmente dirigido à utilização de aditivos para modificar a sensibilidade ao congelamento e descongelamento dos solos utilizados como bases de pavimentos. Considera que um solo está estabilizado em relação à variação volumétrica, quando esta for previsível e puder ser limitada e controlada. No ensaio de ciclos de congelamento e descongelamento, o solo estabilizado apresentaria deformação menor que determinado valor estipulado (Balduzzi, 1968).

Pode-se observar que não há consenso quanto ao termo "estabilização". Parece interessante o emprego da expressão em sua interpretação mais abrangente, a qual compreende todos os processos que melhoram propriedades do solo em função de sua aplicação. Segundo este critério, cada utilização de misturas de solo e cal definirá se para aquela finalidade o material pode ser considerado estabilizado ou não. Justamente por este ponto de vista não ser unânime no meio técnico, no aproveitamento de experiências anteriores é necessário verificar qual foi a aplicação prática da mistura e o critério utilizado para a apreciação dos resultados. Muitas vezes a generalização de resultados particulares conduz a informações equivocadas.

II.2 - A cal

Guimarães apresentou na Vª Reunião Aberta sobre a Cal (1985) dados relativos à utilização da cal em âmbito nacional e mundial no ano de 1984, alguns dos quais estão transcritos abaixo.

A cal está em nono lugar entre os dez produtos originários do reino mineral mais utilizados pelo Homem. A produção mundial de cal em 1984 atingiu 150 milhões de toneladas.

A cal apresenta uma grande multiplicidade de usos diretos. A repartição do consumo de cal entre os diversos setores industriais que a utilizam varia pouco nos países consumidores. Os setores de maior importância no consumo de cal, em ordem decrescente de expressão quantitativa, como uma tendência geral dos países consumidores, são :

- siderurgia
- meio ambiente
- indústria de papel
- indústria de álcalis
- indústria de açúcar
- mineralogia dos não-ferrosos
- indústria química
- construção civil
- estabilização de solos
- indústria cerâmica

O Brasil é um dos maiores produtores mundiais de cal. A produção brasileira de cal em 1984 foi de $5,7 \times 10^6$ toneladas (aproximadamente 4% da produção mundial no mesmo ano).

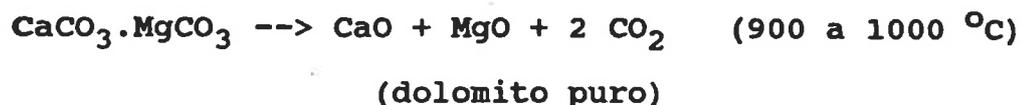
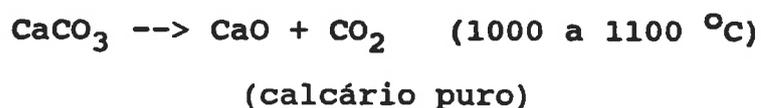
O consumo per capita no Brasil em 1984 foi de 43 kg. A utilização de cal na construção civil ocupou o segundo lugar em ordem de expressão quantitativa, enquanto a estabilização não se encontrou entre os doze setores de maior consumo. O consumo per

capita na construção civil no Brasil em 1984 foi de 12 kg, enquanto o consumo de cimento per capita na construção civil no Brasil no mesmo ano foi de 150 kg (Agopyan, 1985).

Cal é o nome pelo qual é conhecido comercialmente um produto formado por óxidos e hidróxidos de cálcio e magnésio.

A matéria-prima para a produção da cal são os calcários e dolomitos, rochas que são constituídas predominantemente por carbonatos. Os calcários apresentam o mineral calcita, de fórmula química CaCO_3 (carbonato de cálcio) e os dolomitos são compostos pelo mineral dolomita, de fórmula química $(\text{Mg,Ca})(\text{CO}_3)_2$ (carbonato de cálcio e magnésio). A formação da dolomita na natureza se dá por substituição gradativa do cálcio pelo magnésio até a proporção Ca:Mg de 1:1, fenômeno denominado dolomitização do calcário. Quando a proporção máxima é atingida, a fórmula química passa a ser expressa por $\text{CaCO}_3.\text{MgCO}_3$.

A cal é produzida pelo processo de calcinação, como é denominada a decomposição térmica de carbonatos. As reações químicas que representam o processo são:



Sendo as reações reversíveis, o ponto de equilíbrio do sistema deve ser deslocado para a direita para que o rendimento em óxidos seja de 100%. Para tal, retira-se CO_2 do sistema de reação pela elevação da temperatura acima da de equilíbrio até os valores indicados ao lado das reações.

No processo industrial, a matéria-prima é queimada sob forma de

pedras de diâmetro adequado ao tipo de forno. Gases quentes supridos por queima de gás, carvão ou óleo passam sobre a rocha esmagada para reduzir o carbonato de cálcio a óxido de cálcio.

Os óxidos de cálcio e magnésio são conhecidos como cal virgem ou cal viva. Podem ser subdivididos em cal de alto-cálcio ou calcítica, cal magnesiana e cal dolomítica, em função da porcentagem relativa de óxidos de cálcio e de magnésio em massa.

A cal virgem reage quimicamente com a água formando a cal hidratada, segundo as reações químicas apresentadas abaixo:



(cal calcítica)



(cal dolomítica ou magnesiana)

Para a hidratação do óxido de cálcio é somente necessário fornecer água suficiente pra satisfazer sua afinidade pela água. O óxido de magnésio reage menos prontamente com a água, assim a maior parte do magnésio se conserva sob a forma de MgO. A cal resultante, $\text{Ca(OH)}_2 + \text{MgO}$, é denominada cal normalmente hidratada ou mono-hidratada. Após 1940 novos processos de hidratação do magnésio foram desenvolvidos para fornecer a cal altamente hidratada ou di-hidratada, segundo a reação abaixo:



(cal dolomítica ou magnesiana)

A cal virgem é mais barata e tem maior teor de óxido de cálcio que a cal hidratada, mas esta possui a inegável vantagem de ser de mais fácil e mais seguro manuseio. A reação exotérmica que ocorre

quando da hidratação da cal virgem torna necessários cuidados especiais na sua utilização.

A cal hidratada se apresenta sob forma de material pulverulento. Partículas de mais de 0,075 mm de diâmetro são indícios de hidratação incompleta e impurezas. As cales hidratadas nacionais calcáreas apresentam massa específica aparente de $1,58 \pm 0,02$ e as dolomíticas, $1,55 \pm 0,04$. A porcentagem de óxidos é geralmente superior a 90% (Cincotto, 1985).

Deve-se lembrar que as cales comerciais não são puras e possuem propriedades levemente diferentes das dos óxidos e hidróxidos de cálcio e alumínio puros. Amostras de cal coletadas no comércio varejista em vários Estados do Brasil mostraram que a qualidade das cales varia consideravelmente e a maioria não atende a normalização em suas diferentes exigências (Cincotto et alii, 1980).

Segundo Cincotto (1985), o controle de qualidade da cal hidratada para construção compreende a seleção da matéria-prima com pureza adequada, condições ótimas de calcinação da matéria-prima e adequação do produto à finura desejada. A pureza da matéria-prima deve ser tal que tanto a cal virgem como a cal hidratada tenham um mínimo de 88% de óxidos de cálcio e magnésio (material isento de voláteis), teor fixado com base em matérias-primas nacionais. Para isto, o teor mínimo de carbonatos na matéria-prima deve ser aproximadamente igual a 92%. O segundo requisito essencial é a reatividade da cal virgem. A normalização brasileira que estabelece os requisitos técnicos da cal hidratada ainda é precária e dirigida apenas para argamassas, enquanto a ASTM americana apresenta especificações próprias para cada tipo de uso: acabamentos, alvenaria, utilização com pozolana, usos químicos e estabilização de solos (Abiko, 1987a).

Há duas etapas na calcinação: a decomposição do carbonato e a

recristalização. Na decomposição, a estrutura romboédrica da calcita e da dolomita é desarticulada e os íons são reagrupados em cristais cúbicos de CaO e MgO, com um aumento do índice de vazios. Após a decomposição há um crescimento dos cristais por agrupamento de cristais menores. Este crescimento depende da temperatura máxima atingida e do tempo de retenção desta temperatura. Como as pedras são aquecidas da periferia para o centro, os dois fenômenos podem ocorrer concomitantemente em diferentes pontos da pedra. A recristalização diminui a área específica, diminuindo portanto a reatividade. O resfriamento, se brusco, leva à fragmentação dos cristais formados, favorecendo a reatividade (Cincotto, 1985). O IPT atualmente pesquisa a reatividade do produto em relação ao tamanho da pedra, à temperatura máxima atingida no forno e ao tempo de retenção desta temperatura para diferentes matérias-primas.

Cales de refugo, produto secundário de outros processos industriais, também têm sido utilizadas. São normalmente mais baratas e menos uniformes. Algumas pesquisas de estabilização de solos com cales de refugo já foram efetuadas ou estão em curso, com resultados promissores (Ferro, 1981) (Vieira, 1988) (Silva, 1988) (Tavares, 1990).

II.3 - Interação entre a cal e o solo

II.3.1 - Reações entre a cal e o solo e seu efeito no comportamento do solo

Um dos enfoques mais difundidos para explicar as reações que ocorrem ao se adicionar cal ao solo úmido é dividi-las em reações imediatas e reações a longo prazo (Davidson e Handy, 1960) (Nóbrega, 1985a, 1985b) (SNV 670370, 1971).

As reações imediatas compreendem a troca catiônica e a floculação ou agregação.

Os argilo-minerais são carregados eletricamente e adsorvem moléculas de água e íons ao redor de sua superfície. Podem trocar cátions em quantidades equivalentes, com preferência por cátions de maior valência. Ao se adicionar cal ao solo úmido, os cátions de cálcio (Ca^{++}) tomam o lugar de cátions mais fracos (Na^+ , H^+) na superfície das partículas de argila. Os cátions de cálcio adicionais se agrupam em torno das mesmas. A saturação de cátions de Ca^{++} e Mg^{++} modifica instantaneamente todas as propriedades dependentes da carga e do estado de superfície das argilas.

As reações imediatas ocorrem a nível de superfície de partículas (reações iônicas) e modificam as forças e arranjos entre partículas. Forma-se uma estrutura floculada, na qual os microagregados se comportam como grãos, conforme retratado na Figura II.2. O solo se torna mais friável e trabalhável e menos plástico. Há um aumento do teor de umidade ótimo de compactação e há também uma diminuição do peso específico aparente seco máximo.

A agregação ocorre rapidamente e é causada pela adição de pequenas quantidades de cal. A norma suíça SNV 640 503 (1967), por exemplo, prevê que a agregação ocorre de 4 a 8 horas após a mistura pela adição de apenas 1% a 2% de cal.

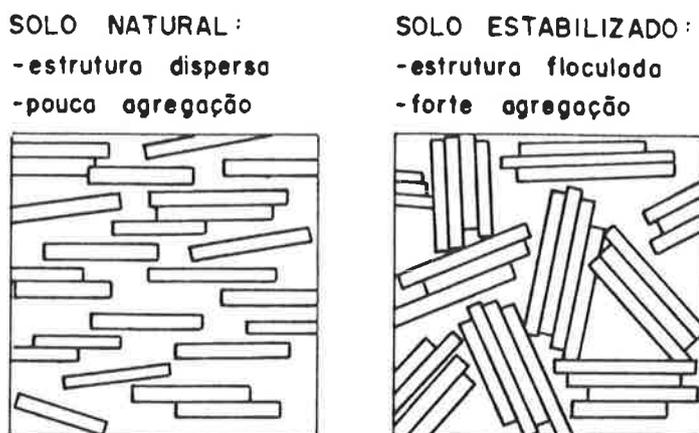
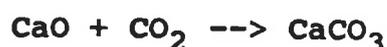


Figura II.2 - Estrutura dispersa no solo natural e floclada no solo estabilizado (apud Hirt, 1969)

As reações a longo prazo compreendem a reação de cimentação pozolânica e a carbonatação.

Carbonatação é uma reação causada pela absorção do dióxido de carbono da atmosfera, o qual reage com o hidróxido de cálcio da cal, resultando em CaCO_3 e MgCO_3 . É a reação inversa à de produção de cal, como se pode observar abaixo:



A carbonatação é considerada indesejável porque os carbonatos de cálcio e de magnésio são cimentos fracos e retardam as reações pozolânicas. Alguns meios de prevenção são: a estocagem da cal, o cuidado em evitar demoras durante a construção e a proteção da mistura contra água de infiltração. O perigo de carbonatação é maior em áreas industriais, onde os teores de dióxido de carbono no ar e na água são bem superiores aos das zonas rurais.

A reação de cimentação pozolânica ocorre entre o cálcio presente na cal e elementos do solo. É propiciada pelas

modificações físico-químicas causadas no solo pela adição de cal.

O pH do solo encontra-se normalmente entre 5 e 8 e os minerais do solo estão em equilíbrio nestas condições. Um aumento do pH torna as condições físico-químicas do solo agressivas aos minerais. A cal eleva o pH do solo para aproximadamente 12,4 (pH da cal pura), tornando o ambiente excessivamente alcalino. Os argilo-minerais e os oxi-hidróxidos de alumínio tornam-se instáveis, ocorrendo a solubilização da sílica e da alumina. Os elementos solubilizados se recombinaem com o cálcio da cal formando silicatos, aluminatos e alumino-silicatos de cálcio hidratados, com propriedades cimentantes. Um esquema simplificado da ação da cal nos argilo-minerais está apresentado na Figura II.3.

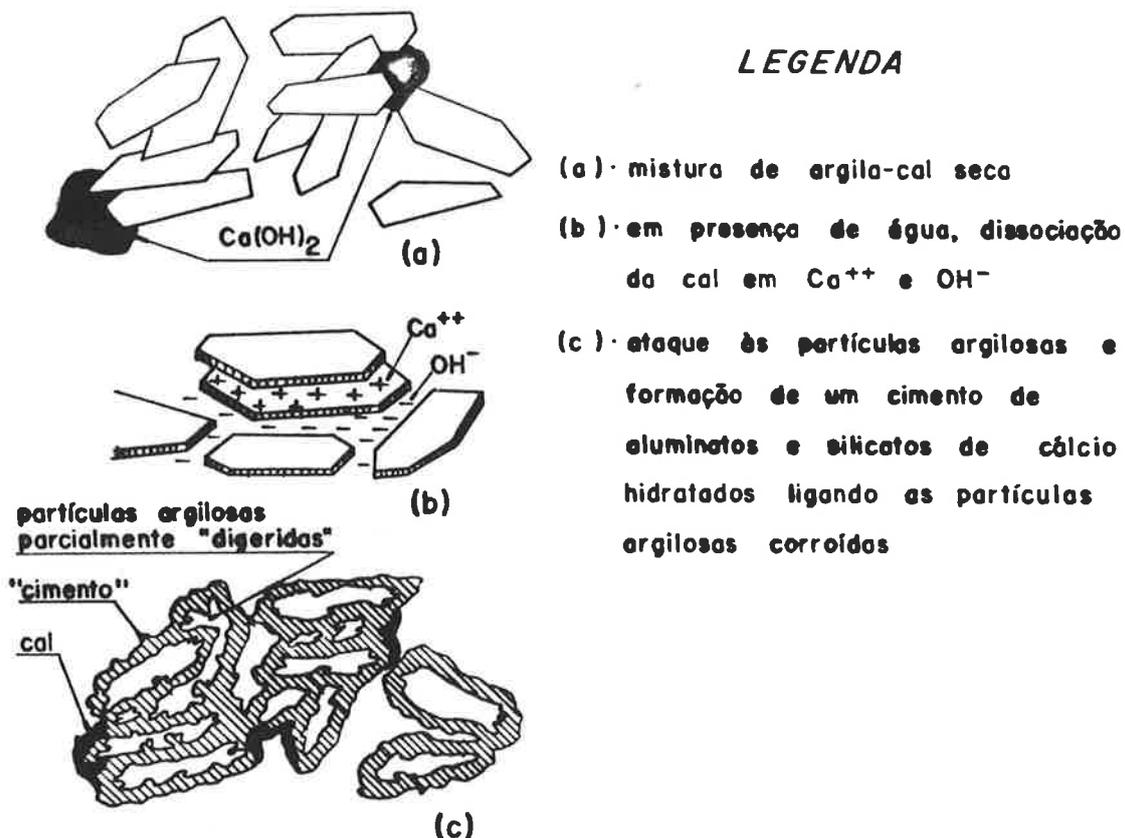


Figura II.3 - Ação da cal sobre a argila (apud Le Roux, 1969)

A Figura II.4 mostra a solubilização da sílica e da alumina em função do pH. Uma discussão bastante detalhada sobre a influência

da adição da cal no pH do solo, inclusive para solos brasileiros, foi apresentada por Nóbrega (1985b).

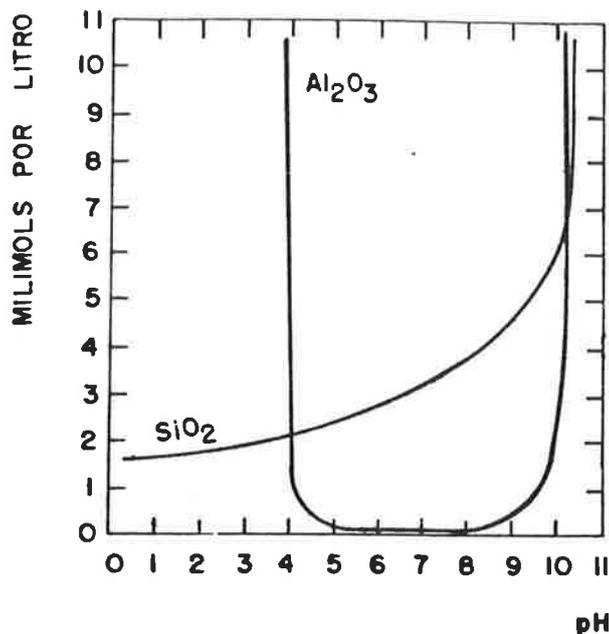


Figura II.4 - A solubilidade da sílica e da alumina em função do pH (apud Nóbrega, 1985a)

As reações a longo prazo, portanto, ocorrem a nível mineralógico, compreendendo reações de dissolução e síntese.

Esta explicação sobre as reações que ocorrem no meio solo-cal-água, embora a mais aceita, não é a única. Por exemplo, Casanova (1988) coloca como reações imediatas a troca catiônica, a adsorção de Ca(OH)₂ e o "ion crowding", e considera como reações a longo prazo a cimentação silícica, a cimentação aluminosa, a cimentação ferruginosa, a microflicção via cristalização, a densificação e a carbonatação. Atenta para o fato de que a troca catiônica provavelmente não ocorre com a magnitude freqüentemente considerada e que ela não justificaria a diferença de comportamento tão acentuada que se observa nas misturas solo-cal em prazos reduzidos. A adsorção de moléculas de hidróxido de cálcio seria a responsável por estas modificações a curto prazo.

As reações de características pozolânicas se iniciariam imediatamente. Considera relevante o fato de que a alteração no comportamento do solo não ocorre com a adição de cloreto de cálcio, o que tornaria patente a necessidade de se submeter o solo ao efeito combinado do cátion Ca^{++} com o ânion hidroxila (OH^-).

A este respeito, Van Ganse (1974) observa que é o valor elevado do pH da solução de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ que implica na solubilidade e reatividade da sílica e da alumina presentes nas faces e arestas das partículas de argila. O cloreto de cálcio, apesar do potencial flocculante, não exerce nenhum efeito de modificação instantânea de comportamento do solo argiloso se não se adicionar hidróxido de sódio.

Nóbrega (1985b) afirma que a troca catiônica e a flocculação não podem ser considerados como mecanismos de estabilização, já que solos saturados em cálcio reagem e melhoram com cal. Seria a forte alcalinidade do meio, mudando as condições físico-químicas a nível de superfície das partículas, a principal responsável pela mudança imediata no comportamento do material.

Diamond e Kinter (1965) sugerem uma reação imediata nos pontos de contato entre as partículas de argila, entre a alumina presente nas arestas e a cal adsorvida nas faces das partículas adjacentes.

Perret (1979) considera que a estabilização se efetua em etapas sucessivas, correspondendo cada uma a um tipo de reação química. Observa que o consumo de cal está relacionado diretamente ao processo de estabilização, de forma que é possível verificar as diferentes fases de estabilização através da curva do consumo de cal com o tempo.

Outro enfoque (Pinto, 1985) seria o de estudar as reações pela maneira como elas afetam as propriedades medidas sob o ponto de vista da engenharia. Neste caso, distingue-se dois tipos de fenômenos, a alteração das características geotécnicas do solo e

uma aglomeração dos grãos. A alteração das características geotécnicas compreende a floculação e modificações na plasticidade, expansibilidade e características de compactação. A ação aglomerante da cal é resultante predominantemente das reações da cal com os minerais argilosos ou amorfos do solo, expressando-se por uma mudança nas características reológicas do solo.

Observa-se que as alterações das características geotécnicas expostas por Pinto coincidem com os efeitos das reações imediatas citados anteriormente. Pinto cita que as modificações se fazem sentir em curto prazo. Neste caso, os dois enfoques parecem coincidir a menos da importância dada ao fator tempo. Observações em inúmeras pesquisas confirmam a floculação e as modificações na plasticidade, trabalhabilidade e nas características de compactação, ocorridas pouco tempo após a mistura.

Quanto às reações de cimentação, no enfoque mais comum, elas são denominadas reações a longo prazo e são divididas em reações pozolânicas e carbonatação. No enfoque de Pinto (1985), são considerados apenas os efeitos das reações de cimentação, sob o nome de ação aglomerante. Esta forma de abordar o problema parece mais satisfatória para o presente estudo, o qual visa ampliar as informações sobre a possibilidade de utilizar a estabilização para viabilizar o aproveitamento de solos locais em obras civis. O foco de interesse do estudo é, portanto, o efeito da estabilização. A preferência por esta abordagem deve-se também à grande imprecisão do termo "reações pozolânicas".

Reação pozolânica é o nome dado originariamente à reação da cal com cinzas vulcânicas de Pozzuoli, de estrutura iônica vítrea e não cristalina.

Segundo Cincotto (1988), reações pozolânicas são reações de materiais ditos pozolânicos com a cal, em que se formam silicatos de cálcio hidratados, com desenvolvimento de resistência mecânica.

A reatividade se faz com a fase vítrea. Se o material apresentar estrutura cristalina, não há reatividade. Um exemplo é a reatividade à cal da escória de alto forno. Quando resfriada bruscamente, permanece no estado vítreo e é um material hidraulicamente ativo. Se o resfriamento for lento, há desenvolvimento de estrutura cristalina e não há atividade. Coloca-se a questão: as reações da cal com os solos ocorrem com os materiais amorfos do solo ou com os argilo-minerais (reações não pozolânicas)?

Nóbrega (1985a) considera que as reações ocorram principalmente com os argilo-minerais, já que a estabilização é um processo químico e a fração argila é a principal sede dos fenômenos físico-químicos que ocorrem no solo. Salaria que na fração argila estão presentes os argilo-minerais, óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, quartzo microcristalino, carbonatos e produtos amorfos (de ferro, alumínio e silício), e que dentre estes os de maior interesse para a estabilização são os argilo-minerais. Com a mudança de alcalinidade do meio ao se adicionar cal ao solo, as reações a longo prazo ocorreriam imediatamente nas arestas das partículas de argila. A estabilização a longo prazo seria devida ao desenvolvimento de minerais de neoformação mais ou menos cristalizados, que se associam entre si e às partículas de solo, cimentando-as.

Também Casanova (1988) defende a opinião de que as reações da cal no solo ocorrem com os argilo-minerais, apresentando indicações de que a quantidade de minerais amorfos nos solos brasileiros é pequena. A aplicabilidade da estabilização de solo com cal se restringiria a todos os solos que tenham pelo menos de 10 a 15% de argila e baixos teores de matéria orgânica e mica.

Ingles e Metcalf (1972) constatarem que o solo-cal é mais aplicável a solos argilosos. Barelli e Melios (1985) afirmam que

os argilo-minerais são os únicos materiais responsáveis pela estabilização.

No entanto, solos com pequena porcentagem de argila têm mostrado significativa reatividade à cal (Abiko, 1987b) (Boskov, 1985).

Como não há consenso sobre os tipos de reação que ocorrem entre o solo e a cal e sobre quais frações do solo efetivamente reagem com a cal, se os minerais argilosos (os quais apresentam estrutura cristalina), se a matéria amorfa presente no solo ou se ambos, conclui-se que afirmar que estejam ocorrendo reações pozolânicas carece de rigor.

Uma possibilidade seria adotar um sentido mais amplo para o termo "reação pozolânica", como, por exemplo, "cimentação lenta, a longo prazo, aparentemente envolvendo interação entre a cal hidratada e minerais silícicos e aluminosos do solo" (Davidson e Handy, 1960).

Outra alternativa seria compreender como "ação aglomerante" esta complexidade de reações que causam o endurecimento do solo quando tratado com cal, independentemente do tempo e da fração do solo com que a cal reage.

II.3.2 - Reatividade à cal

A reatividade dos solos à cal é um assunto ainda não conhecido satisfatoriamente. As pesquisas realizadas revelam resultados contraditórios e algumas vezes vagos, além de se limitarem a solos de regiões específicas, de modo que o universo de materiais estudados é sempre restrito.

Um dos trabalhos mais conhecidos sobre a reatividade à cal foi desenvolvido por Thompson em 1966, com solos do Estado de Illinois. Thompson definiu a reatividade à cal como a diferença

entre a resistência à compressão simples da mistura solo-cal aos 28 dias de cura a 23°C (maior valor obtido entre os teores de 3% e 7% de cal) e a do solo natural. A influência de uma série de propriedades dos solos na reatividade à cal foi investigada e quantificada através de correlações lineares simples e múltiplas.

As seguintes conclusões foram apresentadas:

- altos teores de carbono orgânico ou de matéria orgânica retardam sensivelmente a reação pozolânica.
- solos do grupo das montmorilonitas apresentam as maiores reatividades.
- a porcentagem de argila só apresenta boa correlação com a reatividade à cal no grupo das montmorilonitas.
- todos os solos calcáreos estudados apresentaram boa reatividade.
- o pH do solo correlaciona bem com a reatividade à cal, a qual é tanto maior quanto maior o pH. Solos com pH acima de 7 são bastante reativos.
- não há correlação entre a capacidade de troca catiônica e bases permutáveis e a reatividade à cal.
- propriedades de classificação, como porcentagem de argila, LL e IP não são indicativos da reatividade à cal.
- solos do horizonte A não conduzem a resistências altas.
- solos do horizonte B têm reatividade muito variável.
- solos do horizonte C reagem satisfatoriamente.
- o grau de alteração do solo, definido por várias propriedades qualitativas e quantitativas, está intimamente relacionado com a reatividade à cal.

Thompson conclui finalmente que as propriedades naturais e características dos solos podem ser utilizadas quantitativamente para estimar a reatividade à cal. No entanto, a análise dos resultados apresentada acima demonstra que o assunto é muito

complexo e que ainda não foi solucionado a contento.

Estudo semelhante para solos lateríticos e saprolíticos do Estado de São Paulo foi feito por Lima (1981) . Alguns resultados obtidos quanto à reatividade à cal pelo critério de Thompson foram:

- a reatividade à cal está aparentemente relacionada com os processos pedológicos de alteração dos solos.
- limites de consistência e massa específica aparente seca máxima apresentam boa correlação com a reatividade à cal.
- porcentagem de argila, teor de umidade ótimo, atividade, massa específica, bases permutáveis, hidrogênio trocável, porcentagem de saturação de bases, relação sílica-alumina, relação sílica-sesquióxidos e constituintes básicos não são indicativos da reatividade à cal.
- a reatividade à cal correlaciona satisfatoriamente com a relação cálcio-magnésio e porcentagem de sílica extraída.
- nada se conclui a respeito da mineralogia da fração argila.

Os resultados de Lima confirmam apenas em parte os obtidos por Harty e Thompson (1973) em seu estudo da reatividade à cal de solos tropicais e subtropicais segundo o critério de Thompson. Harty e Thompson afirmam que teor de carbono orgânico, propriedades físicas, mineralogia das argilas, razão cálcio-magnésio e cátions permutáveis não mostraram, de maneira geral, influência significativa na reatividade à cal. Resultados mais detalhados da influência destas propriedades, principalmente no caso dos Ultissolos, encontram-se na tese de Ph. D. de Harty, apresentada em Illinois em 1971.

Outros resultados interessantes são:

- a quantia absoluta de sílica e alumina necessária para a ocorrência da reação pozolânica nos solos parece ser

relativamente pequena.

- o tipo de intemperismo que predominou no perfil de solo influencia consideravelmente o estado dos constituintes básicos do solos e portanto a reatividade potencial à cal.

- o pH do solo e a capacidade de troca catiônica teriam apresentado correlação significativa para solos podzólicos e fraca para latossolos. A situação seria inversa no caso dos teores de sílica, alumina e ferro.

Harty e Thompson concluem finalmente que uma única propriedade não pode ser utilizada para prever a reatividade de solos tropicais ou subtropicais, sendo necessária a análise de duas ou mais características conjuntamente. Os russos, por exemplo, classificam os solos segundo sua aptidão em serem estabilizados com cal e com cimento em função da granulometria, do índice de Plasticidade e dos teores de húmus e de sais facilmente solúveis (Mercado, 1966).

Resultados conflitantes com os de Lima e os de Harty e Thompson em relação à influência da mineralogia das argilas na reatividade à cal foram obtidos por Queiroz de Carvalho (1981). Queiroz de Carvalho classificou diversos solos lateríticos da Paraíba em relação à reatividade à cal segundo o critério de Thompson e concluiu que os grupos obtidos refletem a fração argila, a composição química e mineralógica e os componentes amorfos dos solos.

Um novo parâmetro de estudo foi introduzido por Machado (1988), que avalia a reatividade do sistema solo-cal a partir de informações relativas à microestrutura dos solos.

Cabe mencionar que, conforme exposto no item anterior, há ainda desconhecimento a respeito das próprias reações e reagentes no sistema solo-cal. A reatividade à cal está portanto distante de um equacionamento definitivo e compreende um campo de pesquisas

bastante amplo.

Os solos que não reagem com a cal podem, contudo, ser estabilizados satisfatoriamente com a mesma quando se adiciona uma material pozolânico à mistura. Materiais pozolânicos ou pozolanas são materiais silicosos ou sílico-aluminosos, que por si só possuem pouca ou nenhuma atividade aglomerante, mas que, quando finamente divididos e na presença de água, reagem com o hidróxido de cálcio à temperatura ambiente, formando compostos com propriedades cimentícias (Abiko, 1987a). A mistura de cal e pozolanas denomina-se cimento pozolânico. As pozolanas podem ser naturais ou artificiais. Abiko (1987a) desenvolveu interessante pesquisa para obter pozolanas a partir de pó de resíduo cerâmico e cinza de casca de arroz para a utilização em cimento pozolânico, visando o desenvolvimento de um aditivo de baixo custo e de fácil fabricação.

Outra alternativa promissora para a obtenção econômica de pozolanas é a queima de solos lateríticos a 750°C; a conseqüente decom- posição térmica da caulinita produz uma fase desorganizada com rea- tividade hidráulica quando misturada com cal (Ambroise et alii).

II.3.3 - Efeitos da estabilização no comportamento do solo

II.3.3.1 - Floculação

Os solos estabilizados com cal se encontram floculados. A floculação dos solos é usualmente verificada por meio dos limites de consistência, porém também pode ser estimada por ensaios de sedimentação, como apresentado por Pinto (1962).

Pinto observa que o estudo da sedimentação de esferas uniformes e de solos floculados apresentam resultados muito semelhantes,

donde veio a idéia de se estudar a floculação por meio da sedimentação, considerando-se os flocos uniformes.

Ao se dispersar uma amostra de solo floculado em uma proveta como a utilizada nos ensaios de granulometria, o solo sedimenta-se, determinando uma superfície plana que o separa da água quase límpida acima. A velocidade com que a superfície de separação desce é praticamente constante durante determinado intervalo de tempo, a partir do qual diminui sensivelmente devido às variações de densidade e de viscosidade da suspensão, causadas pelas partículas concentradas no fundo da proveta. A Figura II.5-a ilustra esta variação de velocidade de sedimentação com o tempo, sendo a velocidade instantânea de sedimentação a tangente à curva apresentada.

A velocidade de sedimentação é função do tamanho e forma dos flocos, da concentração da suspensão, da massa específica da mistura, da densidade e da viscosidade do fluido, da temperatura e da forma da proveta. No estudo em questão, foram mantidos constantes os últimos cinco fatores, a forma dos flocos foi considerada constante e as concentrações foram determinadas de modo que a mesma velocidade de sedimentação fosse obtida ao se adicionar 8% de cal.

A velocidade média de sedimentação na fase inicial do processo foi determinada pela fórmula abaixo:

10

$$v = \frac{\text{-----}}{T_2 - T_1}$$

T_1 e T_2 são os tempos decorridos desde o início do ensaio até quando a suspensão havia sedimentado respectivamente 2,5 cm e 12,5 cm.

A Figura II.5-b mostra a floculação ocorrida em diversos solos estabilizados com cal e cimento em função do teor de aditivo. Como pela Lei de Stokes o diâmetro das partículas é proporcional à raiz quadrada da velocidade de sedimentação, a curva apresentada representa o diâmetro dos flocos em função do teor de aditivo, a menos de uma constante multiplicativa.

Observa-se que a velocidade de sedimentação para todos os solos aumentou com o teor de cal até determinado teor, a partir do qual tendeu a se tornar constante. Pinto comenta que estes resultados concordam perfeitamente com os obtidos em ensaios de variação do Limite de Plasticidade em função do teor de cal, onde o LP também aumenta com o teor de cal até determinado teor, a partir do qual tende à constância. É interessante notar que os teores a partir dos quais não há mais aumento na velocidade de sedimentação e no Limite de Plasticidade foram coincidentes. Verifica-se também que é necessário um teor consideravelmente maior de cimento para se obter a mesma floculação que com a adição de cal.

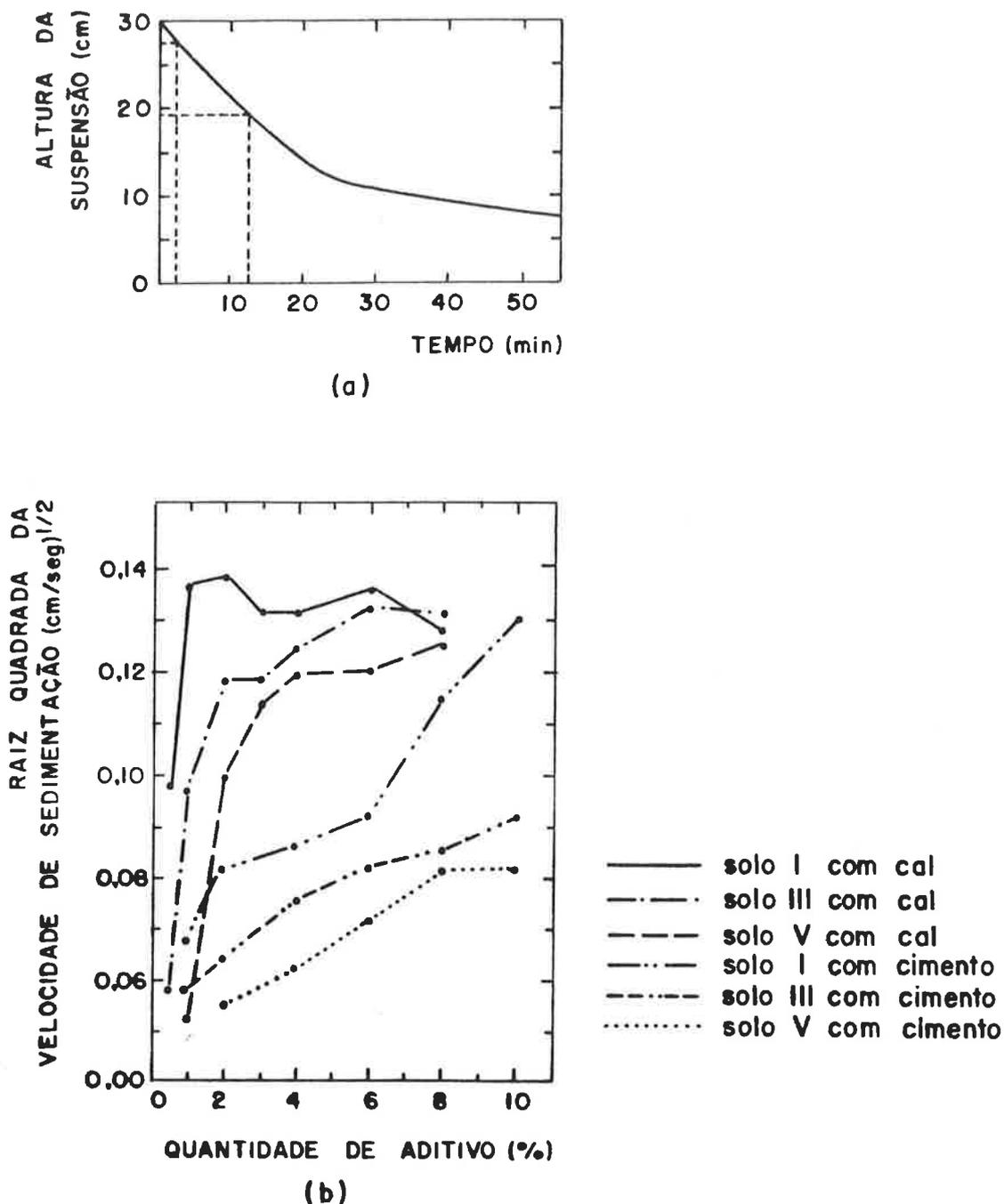


Figura II.5 - Velocidade de sedimentação de solos flocculados com cal e com cimento a vários teores (apud Pinto, 1962)

II.3.3.2 - Plasticidade

A estabilização com cal acarreta modificações nos limites de consistência dos solos, geralmente com diminuição do índice de Plasticidade, conforme exemplificado nas Figuras II.6 e II.7.

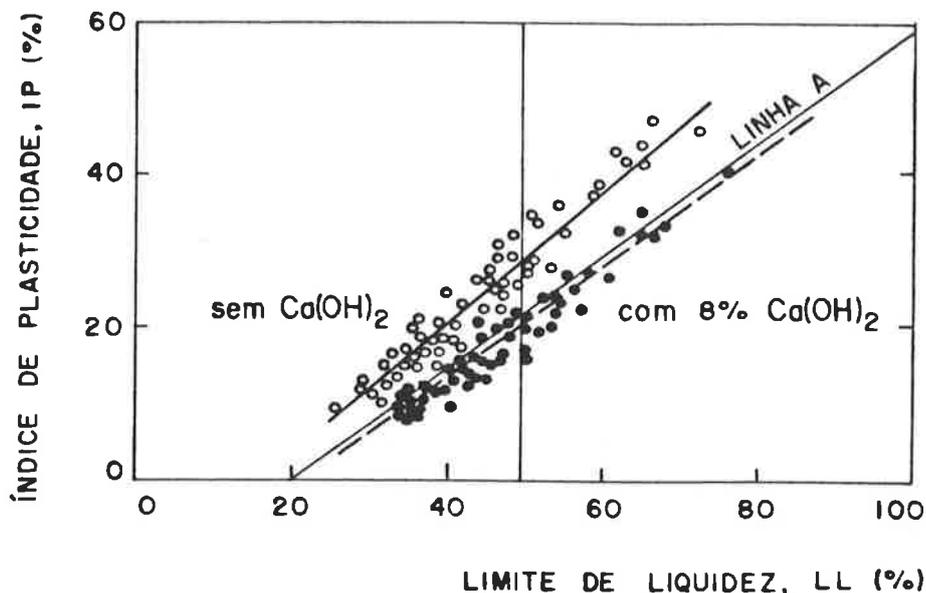


Figura II.6 - Posição do solo natural e do solo estabilizado no Diagrama de Plasticidade (apud Hirt, 1969)

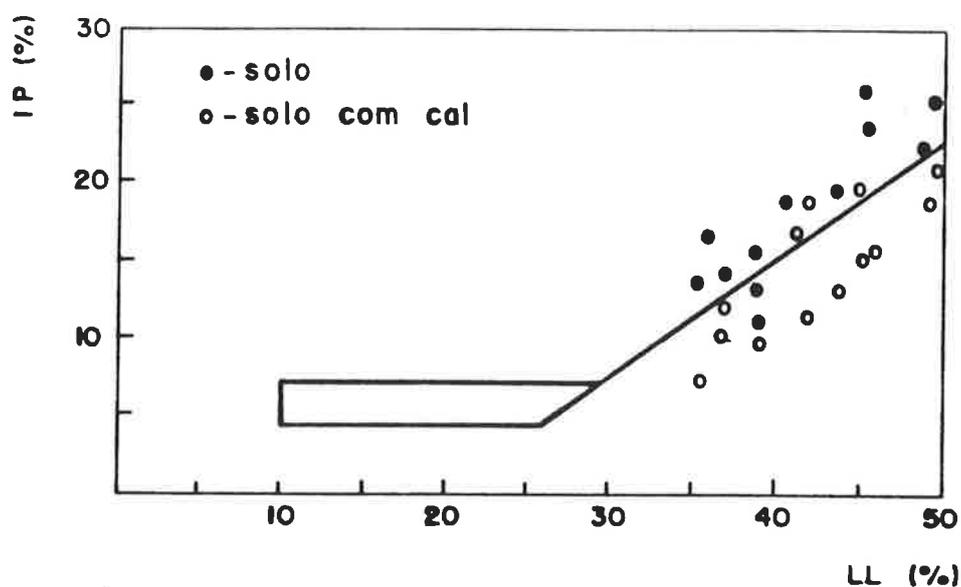


Figura II.7 - Variação dos índices de consistência do solo com a adição de cal (apud Lundy e Greenfield em Pinto, 1985)

Segundo extenso levantamento bibliográfico feito por Herrin e Mitchell (1968), o decréscimo na plasticidade se deve principalmente ao aumento do Limite de Plasticidade. O Limite de Liquidez normalmente decresce com a adição de cal, mas este

decréscimo não ocorre em todos os solos. Hirt (1969) obteve as mesmas conclusões em se tratando de solos suíços: o Limite de Plasticidade sempre aumenta com a adição de cal; o Limite de Liquidez normalmente diminui, mas pode permanecer constante e até aumentar, embora sempre menos que o LP.

As discussões normalmente se referem às causas e à grandeza da diminuição da plasticidade dos solos com a adição de cal. A redução da plasticidade em si é tida como certa, e inclusive é o motivo de grande número de aplicações da estabilização de solos com cal, principalmente na Engenharia Rodoviária. No entanto, há exceções: por exemplo, um solo vermelho laterizado do Maranhão, pouco plástico, manteve o IP praticamente inalterado com a adição de cal (Ferro, 1981). Em alguns raros casos observou-se que o IP de solos ligeiramente plásticos aumentou um pouco com a adição de cal (Herrin e Mitchell, 1968). Mercado (1966) cita que, para solos argentinos, nota-se a tendência de que solos plásticos ou muito plásticos (IP maior que 15) tenham o IP diminuído com a adição de cal e que em solos pouco plásticos (IP menor que 15) ocorra um aumento de IP.

Resultados surpreendentes foram obtidos por Bell e Tyrer (1989) no estudo de misturas de caulinita, quartzo e montmorilonita a três diferentes proporções: nas misturas com predominância de quartzo e caulinita, o índice de Plasticidade aumentou com a adição de cal; apenas a mistura com preponderância de montmorilonita apresentou a esperada redução do IP. Para todas as misturas, houve aumento do Limite de Plasticidade com a adição de cal. O Limite de Liquidez sofreu considerável acréscimo, bem maior do que o do LP, no caso das misturas em que o mineral predominante era quartzo ou caulinita, e sofreu redução para a mistura com maior quantidade de montmorilonita.

É geral o comentário de que quanto mais plástico o solo, maior

o efeito da adição da cal na plasticidade. A grandeza da modificação depende do teor de cal, entretanto são as pequenas quantias iniciais adicionadas as responsáveis pelas maiores modificações. O teor de cal necessário para causar a diminuição do IP é geralmente baixo, porém varia com o tipo de solo. No estudo de solos montmoriloníticos americanos, Pinto (1961) constatou que o teor mínimo de cal acima do qual não havia acréscimo de floculação era igual a 8%. Em relação ao tempo de reação, significativa diminuição do IP é em geral observada dentro das primeiras horas após a adição de cal (Herrin e Mitchell, 1968).

II.3.3.3 - Compactação

As características de compactação de um solo estabilizado são diferentes das do solo natural: a adição de cal causa uma diminuição do peso específico seco máximo e um aumento do teor de umidade ótimo. Em raros casos ocorre uma redução do teor de umidade ótimo; Abiko (1987b), por exemplo, pesquisou um solo saprolítico de granito, cujo teor de umidade ótima diminuiu de 17,6% a 15,5% com a adição de 3,4% de cal.

Na Figura II.8 encontram-se curvas de compactação de misturas de um solo saprolítico silto-arenoso com cal para diversos teores de cal (Pinto, 1985). A Figura II.9 apresenta curvas de variação do peso específico aparente seco máximo e do teor de umidade ótimo em função do teor de cal de um solo argiloso suíço (Hirt, 1969).

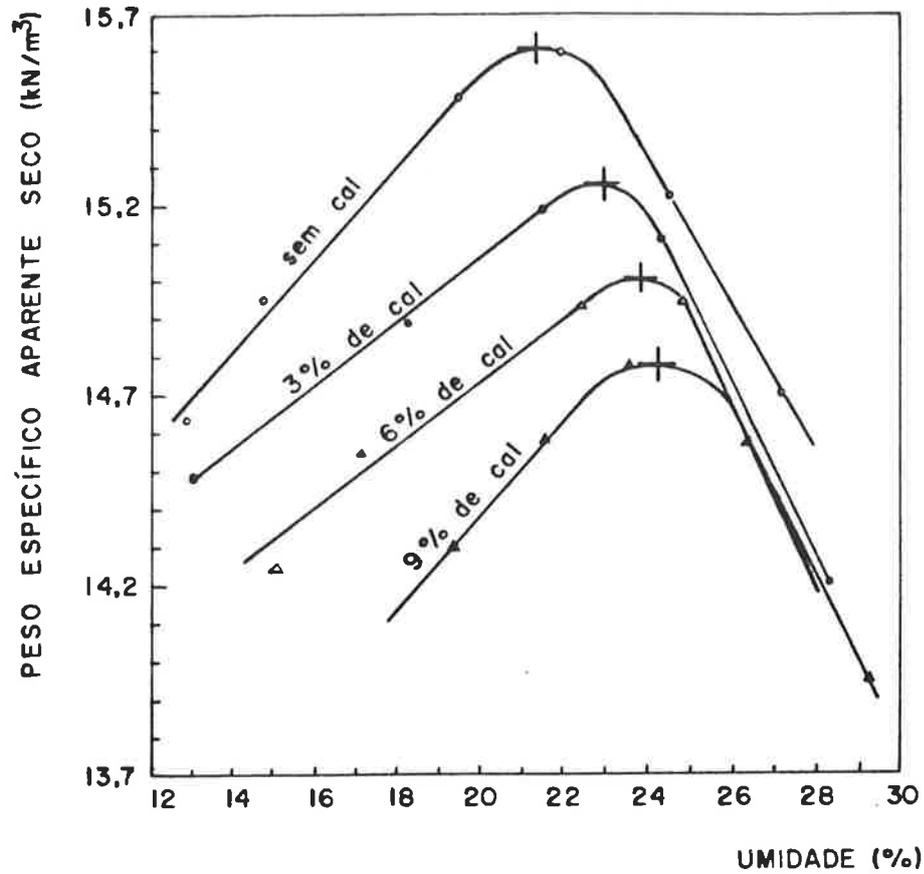


Figura II.8 - Curvas de compactação com diversos teores de cal (apud IPT em Pinto, 1985)

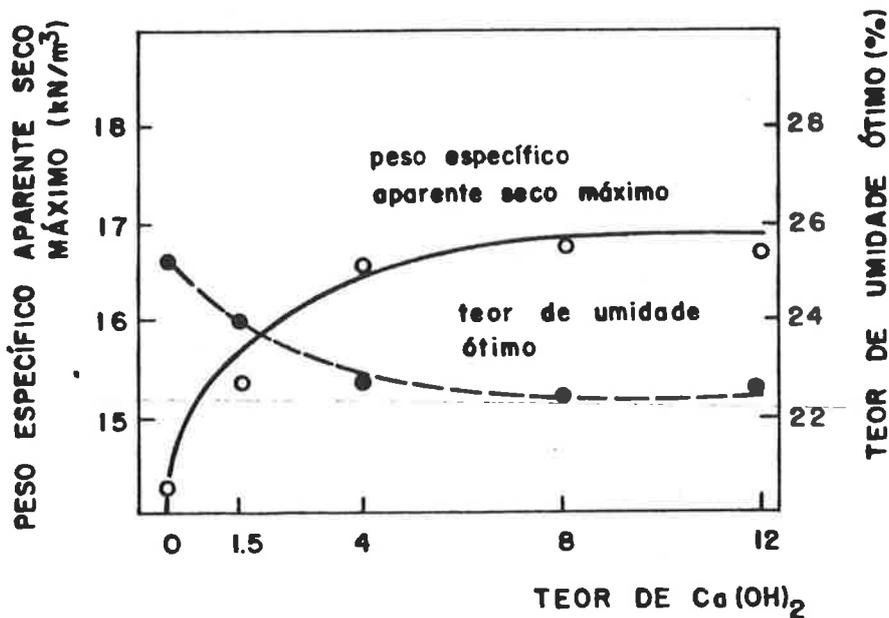


Figura II.9 - Peso específico aparente seco máximo e teor de umidade ótimo em função do teor de cal (apud Hirt, 1969)

A adição de cal causa também um achatamento da curva de

compactação, de modo que desvios de umidade relativamente amplos introduzem pequenas variações no grau de compactação, para determinada energia de compactação aplicada (Abiko, 1987b). A vantagem prática conseguinte é a menor influência na resistência do material exercida pelos desvios de umidade, indesejáveis porém comuns na compactação de campo.

II.3.3.4 - Estabilidade à água

Uma das grandes vantagens do solo estabilizado em relação ao solo natural é sua maior estabilidade à água (do volume e da resistência), pois a adição de cal diminui drasticamente a afinidade do solo pela água.

O teor de umidade de um solo pode variar amplamente devido a carregamento, descarregamento, secagem e molhagem. Uma mudança no teor de umidade acarreta uma mudança no volume, no peso específico aparente e, portanto, na resistência. Solos que absorvem muita água, expandem e perdem resistência ao fazê-lo. A cal elimina a sensibilidade à água dos solos coesivos, reduzindo a expansão dos mesmos (Mercado, 1966).

Svenson (1981), em pesquisa de estabilização de um solo podzólico areno-argiloso com cal, definiu como fator N a razão entre os valores de resistência à compressão simples de corpos de prova após 48 horas de imersão e após 48 horas de cura sem imersão. O solo sem cal apresentava fator N nulo, já que os corpos de prova se desfaziam na água. Para as misturas de solo e cal a diversos teores, o fator N nunca foi menor que 50%. Conclui-se que a ação da cal foi bastante significativa em relação à estabilidade à água. A autora observa ainda que os aglomerados formados pela adição de cal à argila podem se desfazer quando embebidos em água, porém alguns deles podem se tornar hidrofóbicos e manter a

agregação após longos períodos de molhagem.

A adição de cal também provoca aumento do Limite de Contração, acarretando redução da contração linear e da razão de contração (Mercado, 1966) (Herrin e Mitchell, 1968).

A cal tem influência maior na redução da variação volumétrica de solos que mudam prontamente de volume na presença de água do que de solos que originariamente têm pequenas mudanças de volume (Herrin e Mitchell, 1968) (Hirt, 1969).

As Figuras II.10 e II.11 mostram o aumento de estabilidade à água de, respectivamente, um solo argiloso suíço (Hirt, 1969) e de um solo saprolítico siltoso da Costa do Marfim (Boscov, 1985).

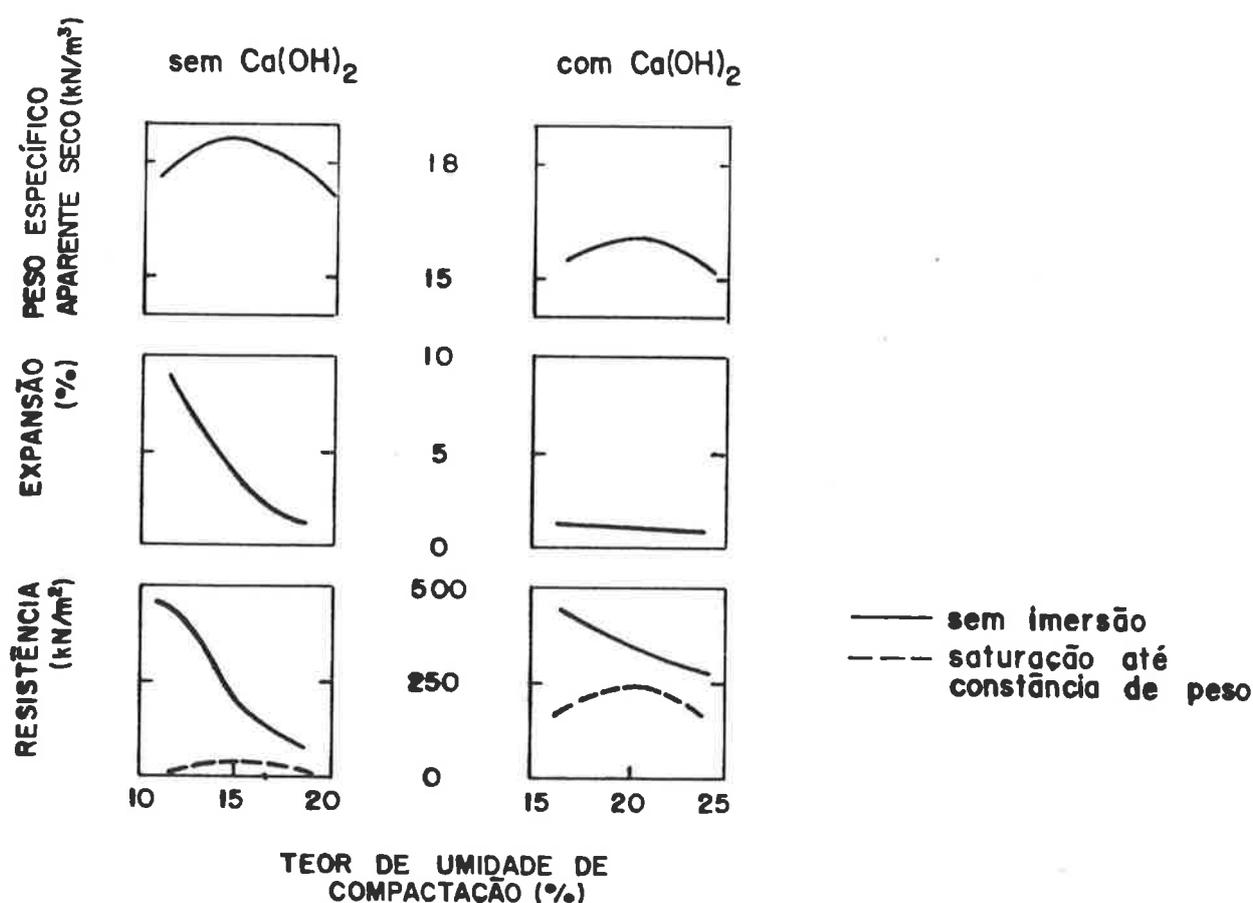


Figura II.10 - Efeitos imediatos da adição de cal na estabilidade à água de um solo argiloso (apud Hirt, 1969)

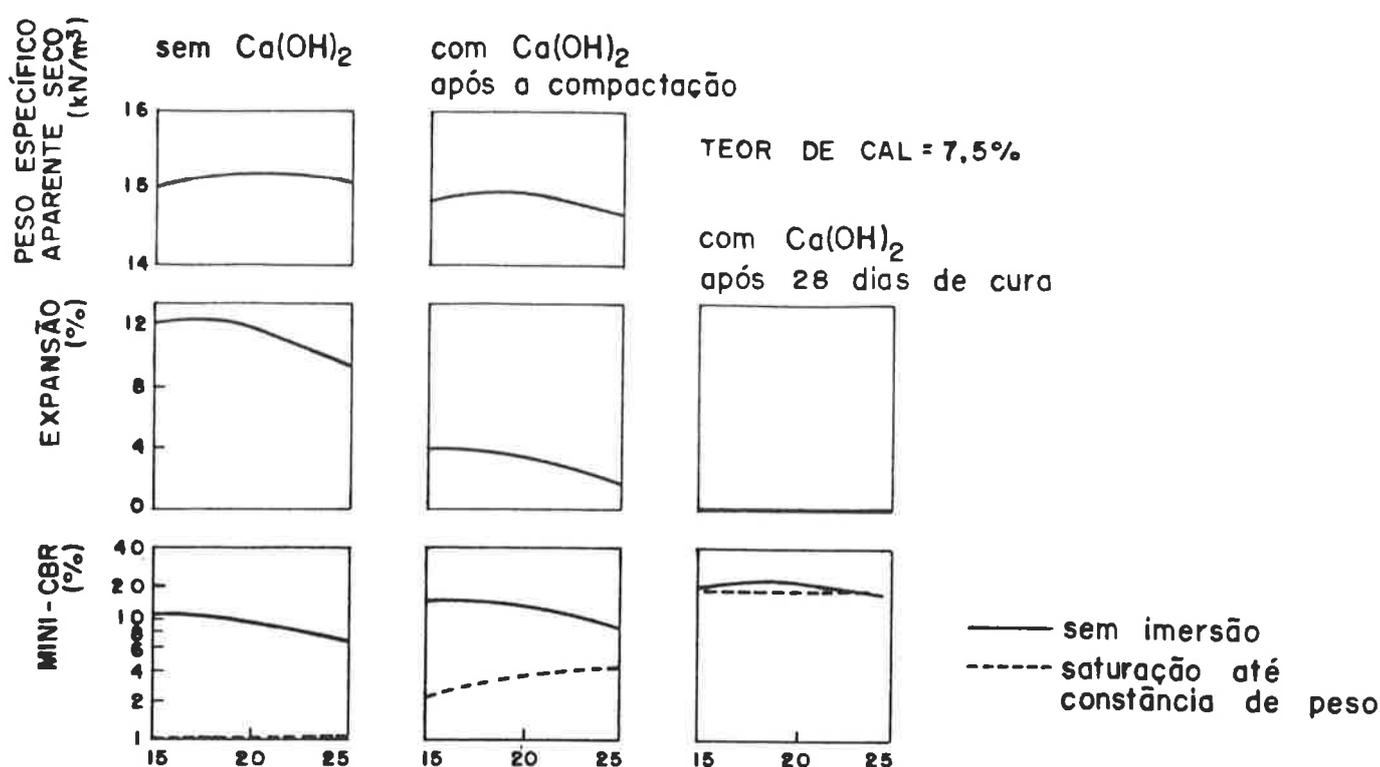


Figura II.11 - Efeitos imediatos da adição de cal na estabilidade à água de um solo saprolítico siltoso micáceo (apud Boscov, 1985)

II.3.3.5 - Resistência e deformabilidade

O solo estabilizado com cal normalmente apresenta valores de resistência e de módulo de deformabilidade bem superiores aos do solo natural.

Segundo Hirt (1969), o ângulo de atrito do solo praticamente não muda com a adição de cal, mas a coesão aumenta consideravelmente. A Figura II.12 apresenta o ganho de coesão de um solo argiloso em função do teor de cal e do tempo de cura.

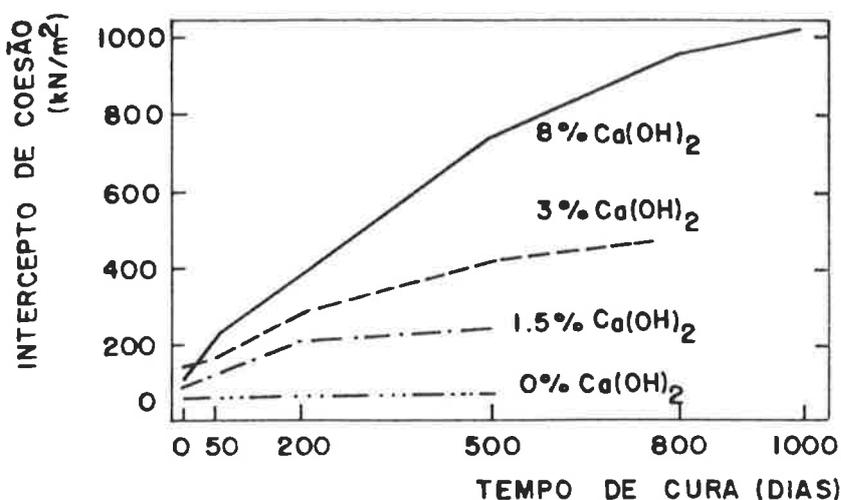


Figura II.12 - Aumento da coesão de misturas solo-cal em função do tempo de cura e do teor de cal (apud Hirt, 1969).

No que se refere à coesão, os resultados de Hirt foram plenamente confirmados pelos obtidos por Balasubramaniam e Buensuceso Jr. (1989). Os autores realizaram ensaios de compressão triaxial não drenados com medida de pressão neutra em amostras de uma argila mole de Bangkok estabilizada com cal virgem. Os resultados dos parâmetros efetivos estão apresentados na Tabela II.1. Verifica-se que o intercepto de coesão, nulo no solo natural, aumentou para 17,1 kN/m² e 23,3 kN/m² para teores de cal de, respectivamente, 5% e 10%, atingindo o valor máximo de 32,9 kN/m² para o teor de 12,5%. Quanto ao ângulo de atrito, no entanto, os resultados dos autores diferem totalmente dos de Hirt. O ângulo de atrito do solo natural era igual a 24,3°; nas misturas solo-cal com teores de 5% e 10%, o ângulo de atrito aumentou para, respectivamente, 38° e 35,8°, atingindo o valor máximo de 40,1° para o teor de 15%. Os autores concluem que a adição de cal melhora o comportamento das argilas em relação ao atrito.

TEOR DE CAL (%)	c' (kN/m^2)	ϕ' ($^{\circ}$)
2,5	14,0	29,1
5,0	17,1	38,0
7,5	25,7	36,6
10,0	23,3	35,8
12,5	32,9	35,3
15,0	9,7	40,1
solo natural	0	24,3

Tabela II.1 - Parâmetros efetivos de resistência de argila estabilizada com cal (apud Balasubramaniam e Buensuceso Jr., 1989).

As curvas tensão-deformação dos ensaios triaxiais mostram que a estabilização com cal modifica as características de resistência e deformabilidade do solo, de argila normalmente adensada para argila sobreadensada, com o comportamento típico de sobreadensamento tornanado-se mais patente com o tempo de cura. Ensaio de adensamento confirmaram que a pressão de pré-adensamento aumentou com o tratamento de cal, de 70 kN/m^2 do solo natural para 200 kN/m^2 após 1 mês de cura e até valores entre 500 e 580 kN/m^2 para mais longos períodos. Este efeito de sobreadensamento é certamente devido às reações de cimentação que ocorrem no solo estabilizado, a exemplo das argilas sobreadensadas naturalmente por precipitação de agentes cimentantes (Bjerrum, 1967). A Figura II.13 evidencia o comportamento típico de argila sobreadensada de uma amostra da argila mole de Bangkok, estabilizada com 10% de cal virgem e curada durante 2 meses.

LEGENDA

σ_3 (kN/m ²)	Line Style
50
100	- . - . - .
150	-----
200	—————
400	-----
600

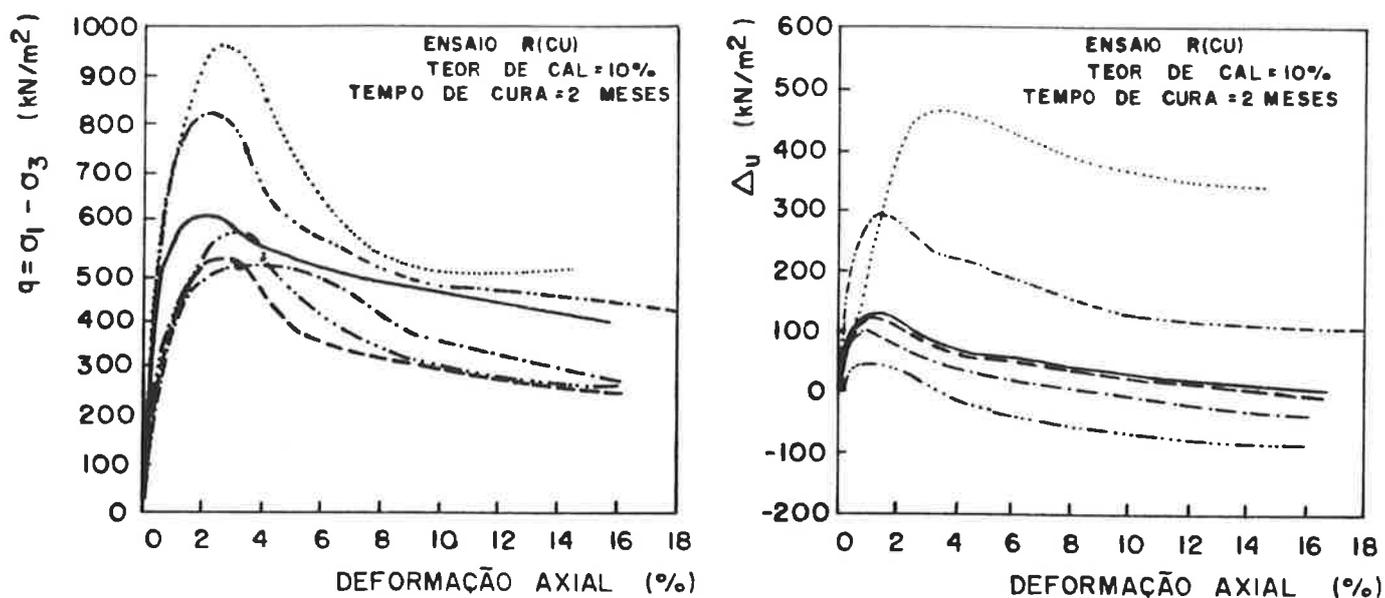
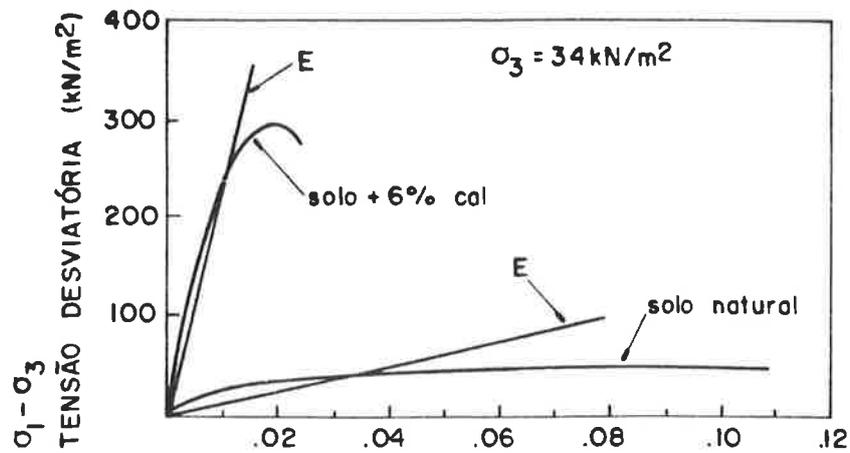


Figura II.13 - Curvas "tensão desviatória versus deformação axial" e "pressão neutra versus deformação axial" obtidas em ensaios triaxiais não drenados, após 2 meses de cura (apud Balasubramaniam e Buensuceso Jr., 1989).

O efeito de sobreadensamento e o aumento do módulo de deformabilidade podem ser observados mesmo imediatamente após a mistura, como ilustra a Figura II.14.



solos de Dakota do sul, EUA

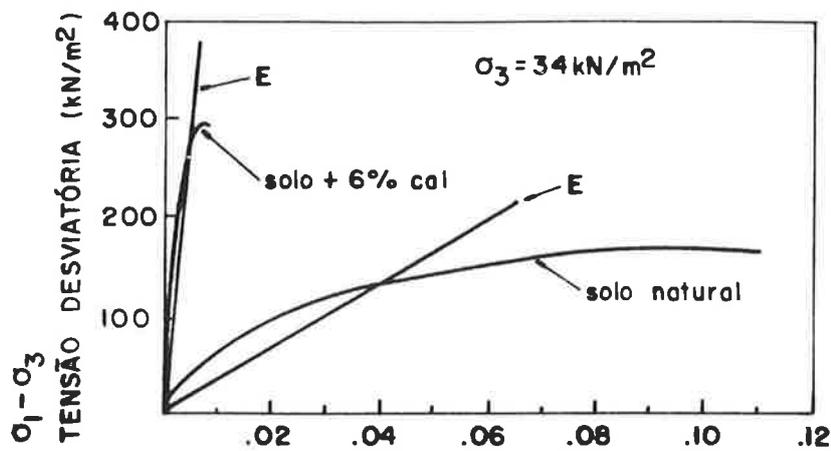


Figura II.14 - Curva "tensão desviatória versus deformação axial" ilustrando efeitos imediatos da estabilização com cal no módulo de deformabilidade do solo (apud Transportation Research Board, 1987).

A resistência à compressão simples, a resistência à tração e a capacidade de suporte das misturas solo-cal são normalmente bem superiores às do solo natural. A Figura II.15 é um dos muitos exemplos encontrados na bibliografia.

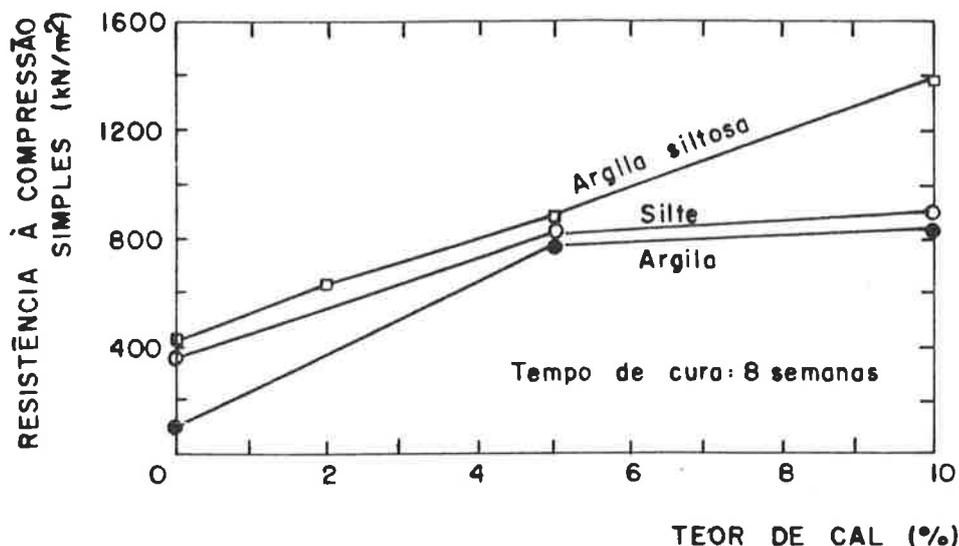


Figura II.15 - Resistência à compressão simples de solos no estado natural e tratados com cal (apud Mercado, 1966)

Além de se constatarem as melhorias na resistência do solo, é necessário que se verifique se há permanência das qualidades adquiridas, quando este estiver sujeito a solicitações devido ao tráfego ou aos esforços provenientes das variações de temperatura e umidade, à semelhança da tecnologia do solo-cimento (Pinto, 1960).

A previsão da durabilidade de misturas solo-aditivo por métodos experimentais ainda não foi desenvolvida a contento. São utilizados por alguns pesquisadores os ensaios de ciclos, quer de molhagem e secagem, quer de congelamento e descongelamento, a exemplo das normas de dosagem de cimento. A variável medida nestes ensaios ao longo dos ciclos é geralmente a perda de peso (Norma Geral de Dosagem de Solo-Cimento, ABCP, 1961), havendo também as interessantes variantes de perda de resistência, desenvolvida pelos ingleses (Pinto, 1960), ou de deformação axial, desenvolvida pelos suíços (Balduzzi, 1973). É questionável, no entanto, que o ensaio de ciclos represente convenientemente as solicitações ao longo da vida útil do pavimento.

Parece interessante o critério da Norma Simplificada de Dosagem de Solo-Cimento, apresentada em 1952 pela Portland Cement Association americana, em que o valor da resistência à compressão simples a 7 dias de cura é um indicativo da durabilidade do material, devendo ser maior ou igual a $2\ 000\ \text{kN/m}^2$ para que o solo possa ser utilizado como base de pavimentos. A British Standards Institution já sugere resistências maiores que $1\ 750\ \text{kN/m}^2$ aos 7 dias de cura para tráfego leve. O Estado da Califórnia limita inferiormente a resistência ao valor de $2\ 100\ \text{kN/m}^2$ ou $4\ 500\ \text{kN/m}^2$, dependendo do tipo de base. Há marcantes diferenças entre estas normas quanto ao procedimento experimental, mas fica constatado o emprego de um determinado valor de resistência à compressão simples como indicativo da durabilidade das misturas. Os ensaios de durabilidade, portanto, não precisam necessariamente reproduzir em laboratório condições específicas climáticas ou de tráfego, e sim fornecer um índice que correlacione com a durabilidade em campo (Pinto, 1960).

II.3.4 - Fatores que influem no processo de estabilização com cal

II.3.4.1 - Tempo de cura

A experiência geral tem sido a de que há ganho de resistência e capacidade de suporte e diminuição da sensibilidade à água com o tempo de cura.

Pinto (1985) observa que, embora seja comum a afirmação de que as reações pozolânicas sejam lentas, pouca referência existe sobre o tempo em que elas ocorreriam. Apresenta resultados em que sucedeu um aumento de resistência considerável em corpos de prova curados de 1 a 3 meses. Outros autores têm notado que, para alguns solos, os ganhos de resistência ocorrem mesmo em curtos tempos de cura. A Figura II.16 mostra o desenvolvimento da resistência de um solo em função do tempo de cura para diversos teores de cal (Hirt, 1969).

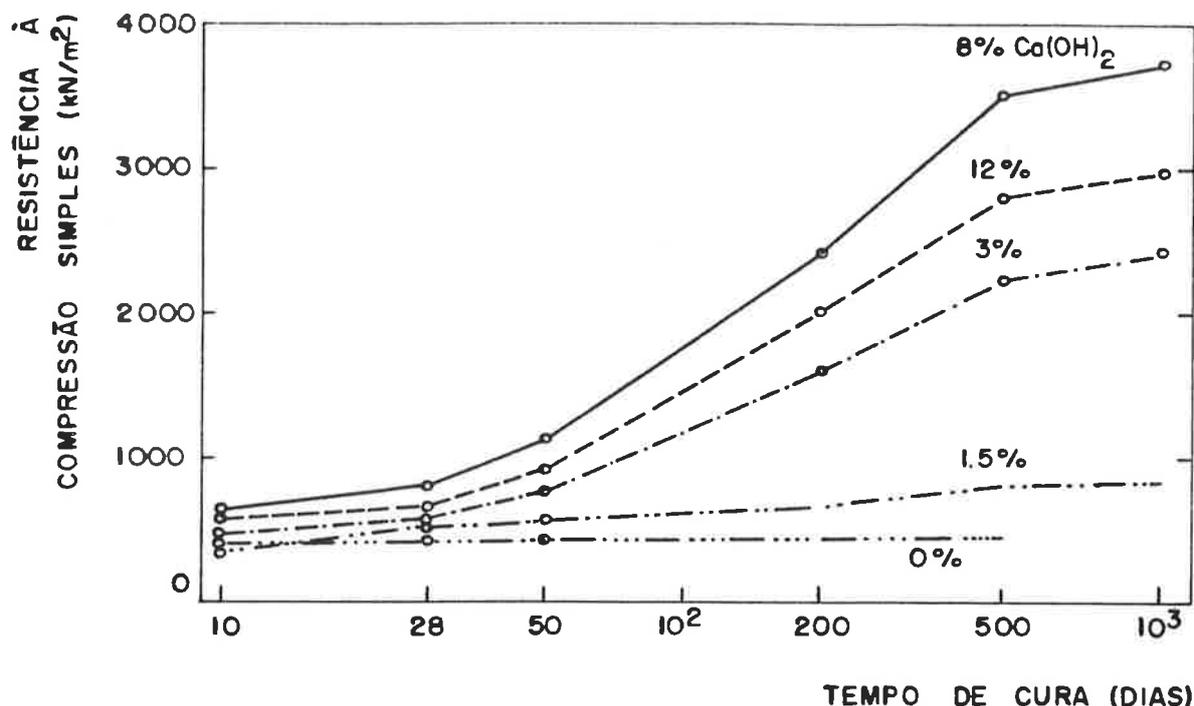


Figura II.16 - Resistência à compressão simples em função do tempo de cura para diversos teores de cal (apud Hirt, 1969)

Para baixos teores de cal, no entanto, pode haver diminuição da resistência com o tempo de cura. Na Figura II.17 estão apresentadas curvas de resistência em função do tempo de cura para quatro solos americanos (Pinto, 1985). Observa-se que o solo I apresentou queda de resistência com o tempo de cura para o teor de cal de 1%; os solos II e III apresentaram o mesmo comportamento para teores menores ou iguais a 2%, e o solo IV, para teores menores ou iguais a 6%. Para teores de cal mais elevados do que os acima citados, há aumento de resistência com o tempo de cura. Uma possível explicação para o fenômeno, segundo Pinto, é a de que o gel inicialmente formado é destruído em uma segunda reação do sistema; quando a cal está presente em grandes quantidades, a segunda reação produz uma cimentação mais forte, mas para baixos teores a cimentação não é forte o suficiente para agüentar a imersão em água.

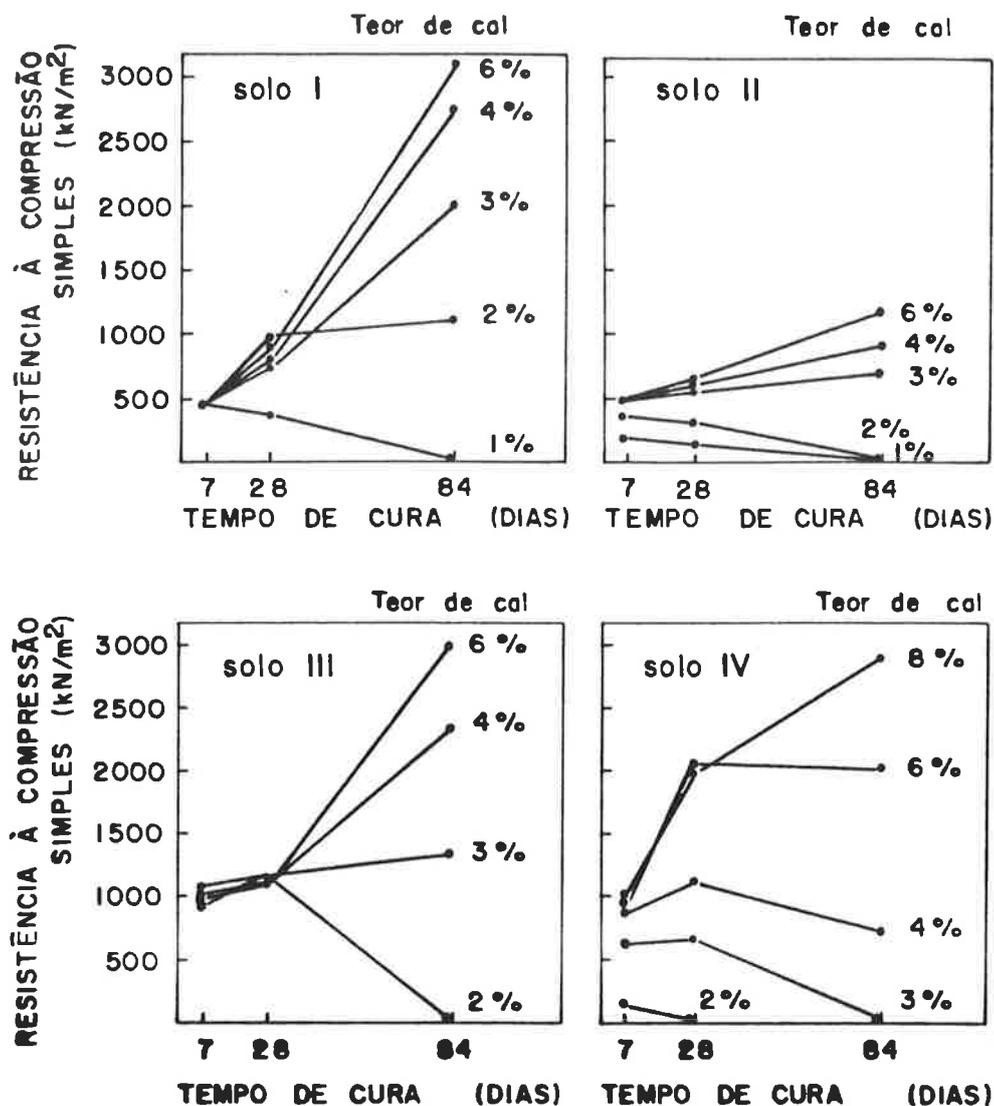


Figura II.17 - Resistência em função do tempo de cura de quatro solos americanos (apud Pinto, 1985)

II.3.4.2 - Teor de cal

A resistência tende a ser tanto maior quanto maior o teor de cal, podendo no entanto se estabilizar ou até diminuir com o aumento do teor de cal. Verifica-se experimentalmente que existe um teor ótimo de cal, também chamado de ponto de retenção de cal, que se caracterizaria por ser o teor acima do qual os ganhos de resistência não seriam significativos. Este valor varia consideravelmente com o tempo de cura. Esta variação em função do tempo ocorre possivelmente porque, para maiores teores de cal, as

reações requerem maior tempo de cura para serem completadas (Abiko, 1987a).

A Figura II.18 mostra o aumento de resistência com o teor de cal para diversos tempos de cura, enquanto evidencia que o teor ótimo varia com o tempo de cura (Pinto, 1962).

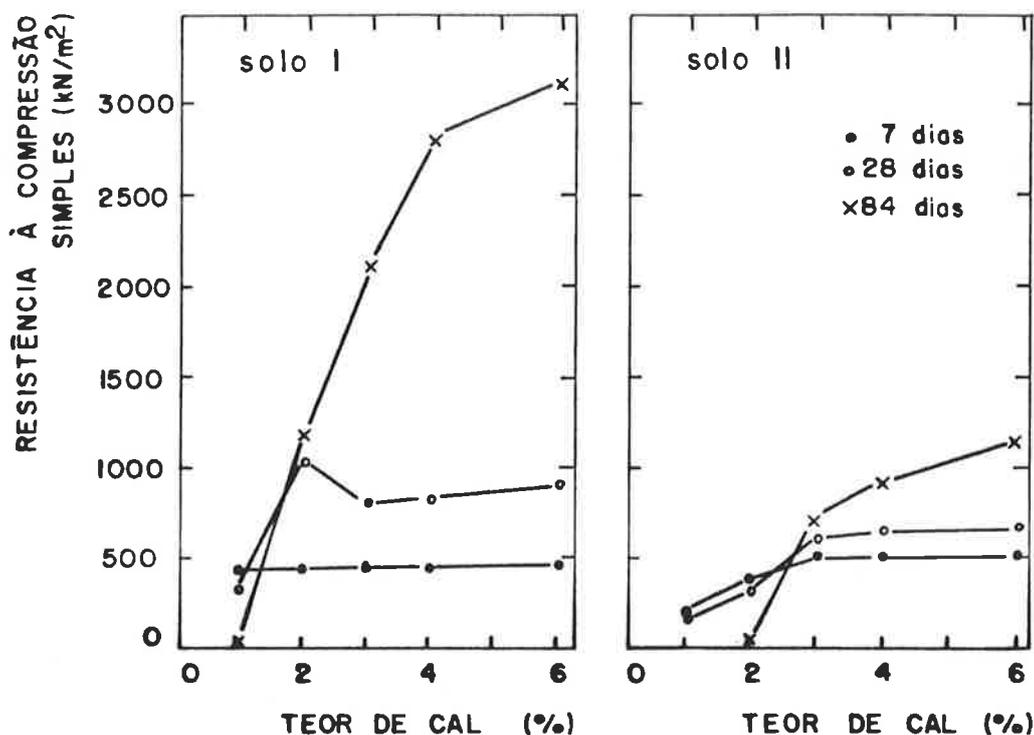


Figura II.18 - Resistência à compressão simples de misturas solo-cal em função do teor de cal para diversos tempos de cura (apud Pinto, 1962)

II.3.4.3 - Natureza da cal

Parece ser consenso que a natureza da cal tenha influência no processo de estabilização. Segundo Nóbrega (1985a), a cal influi no teor de umidade ótimo de compactação, no tempo de cura e no teor de cal adequados à estabilização, na natureza e na quantidade dos produtos neoformados e, portanto, na capacidade de suporte. Davidson e Handy (1960) consideram que as reações pozolânicas são muito sensíveis ao tipo de cal.

Cincotto (1985) conclui que, uma vez que o magnésio é menos reativo que o cálcio, as cales calcíticas são mais reativas que as dolomíticas. No entanto, Davidson e Handy (1960), baseados em resultados experimentais, afirmam que a cal mais eficiente para os solos por eles pesquisados foi a cal dolomítica mono-hidratada. Também Herrin e Mitchell (1968) citam pesquisa na qual as cales dolomíticas produziram resistências mais elevadas que as calcíticas, em misturas com solos plásticos; as diferenças entre as resistências obtidas com diferentes cales eram mais notáveis para teores elevados de cal.

Provavelmente o tipo de cal mais adequado depende do solo a ser estabilizado, ou seja, do material com o qual a cal irá reagir. Por exemplo, no estudo de cimentos pozolânicos, Abiko (1987a) verificou que a cal dolomítica reage melhor com resíduo cerâmico, e a cal calcítica, com cinza de casca de arroz.

II.3.4.4 - Natureza do solo

As características do solo estabilizado são indubitavelmente influenciadas pela natureza do solo. Por exemplo, a resistência ao cisalhamento do solo estabilizado é função do tipo de solo utilizado (Aehnberg et alii, 1989). A natureza do solo influi na reatividade à cal, na velocidade do processo e na natureza e na quantidade dos produtos neoformados; o efeito pozolânico depende da mineralogia e do grau de cristalinidade, do tamanho dos constituintes e de associações com outras substâncias (Nóbrega, 1985a).

Davidson e Handy (1960) consideram como características do solo que influem na estabilização a curva granulométrica, a plasticidade, os argilo-minerais, o tipo e quantidade de matéria orgânica, o pH do solo e o teor de sulfato. Nota-se certa

coincidência nas características citadas por Nóbrega e por Davidson e Handy, embora as formulações difiram, por estarem baseadas em diferentes experiências profissionais.

É opinião bastante difundida que só solos plásticos ou que apresentem pelo menos 10% de argilo-minerais possam ser estabilizados com cal, o que inclui todas as argilas, a maior parte das areias finas e até materiais grossos como cascalhos argilosos (Boynton, 1970). A experiência prática tem mostrado que o universo de solos que reagem com a cal é bem mais extenso (Mercado, 1966).

Como solos de diferentes texturas podem ser estabilizados com cal (Herrin e Mitchell, 1968), as pesquisas sobre a influência da natureza do solo têm se pautado preferencialmente nas características mineralógicas. Vieira (1988) cita o caso de duas argilas arenosas de Moji das Cruzes estabilizadas com cal de carbureto, em que ambos os solos apresentavam índices físicos e granulometrias muito semelhantes, e no entanto, um desenvolveu resistências de 9 000 kN/m² aos 28 dias e 15 000 kN/m² aos 182 dias, enquanto o outro apresentou resistência igual a 1 800 kN/m² aos 28 e aos 182 dias. A explicação para esta disparidade de resultados poderia ser a diferença na mineralogia dos solos.

Na Figura II.19 são mostradas as curvas de consumo de cal e de resistência à compressão simples em função do tempo de cura de dois solos de textura semelhantes, porém de mineralogias distintas. O solo C é composto de caulinita, argila micácea e vermiculita, e o solo K, de caulinita e argila micácea (Estéoule e Perret, 1979).

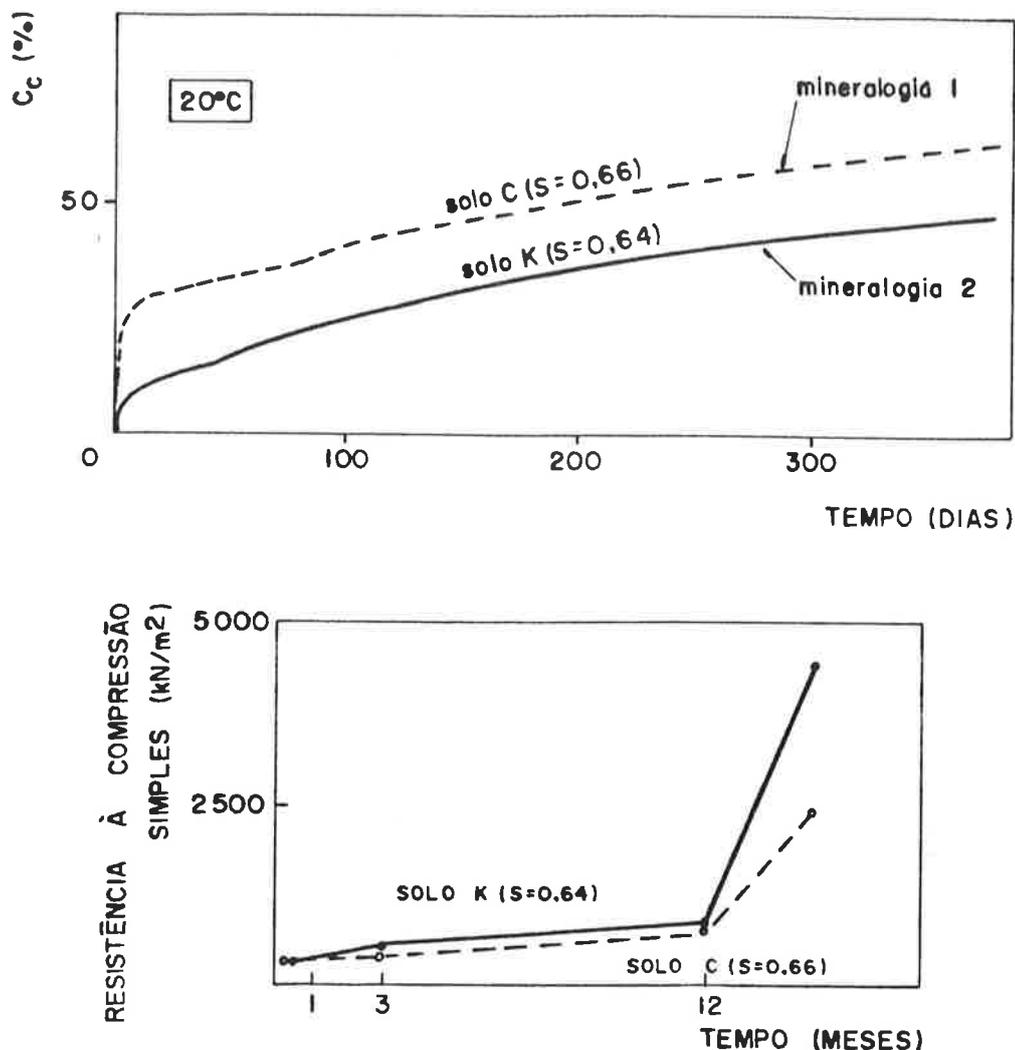


Figura II.19 - Curvas de consumo de cal e de resistência à compressão simples em função do tempo de cura (apud Estéoule e Perret, 1979) (apud Perret, 1979)

Segundo Estéoule e Perret (1979), para a mesma mineralogia, a estabilização será favorecida por um aumento da superfície específica. Entre diferentes mineralogias, caulinita, haloisita e illita reagem mais lentamente e a montmorilonita e a vermiculita são mais reativas.

Bell e Tyrer (1989), por sua vez, misturaram caulinita, quartzo e montmorilonita em diferentes proporções para formarem artificialmente três padrões de solos argilosos, caracterizados pelo mineral predominante na composição do solo. Os autores concluem que a mineralogia tem uma notável influência na resistência e no módulo de deformabilidade: ambos foram

drasticamente elevados com a adição de cal no caso do solo quartzoso e do solo caulínítico; e pouco se alteraram para o solo montmorilonítico. Os índices de Plasticidade dos solos quartzoso e caulínítico aumentaram com a adição de cal; o solo montmorilonítico apresentou uma redução de IP. Os três solos apresentaram redução do peso específico seco máximo e aumento do CBR no ensaio de compactação; porém, para o solo montmorilonítico, as alterações foram pouco significativas.

Nóbrega (1985a, 1985b) lembra que não só a mineralogia do solo tem influência marcante nas características geotécnicas da mistura; a microestrutura pode ser fator decisivo no desenvolvimento de resistências. Ao estabilizar com cal dois solos argilosos lateríticos de mesma mineralogia e diferentes microestruturas, obteve produtos bastante diferentes, o que foi constatado tanto por ensaios de capacidade de suporte como por microscopia eletrônica de varredura.

II.3.4.5 - Temperatura

Perret (1979) afirma que a temperatura só acelera as reações, sem modificá-las. Por outro lado, Davidson e Handy (1960) observaram que algumas misturas reagem bem a 60°C e são praticamente não reativas a temperaturas comuns. Também Nóbrega (1985b) considera que a temperatura modifica as reações, afirmando que há ocorrência de minerais de neoformação diferentes a diferentes temperaturas, com base nas experiências de Glenn, Wang e Ruff e Ho.

Entre os pesquisadores, no entanto, há consenso no fato de que o ganho de resistência é maior para maiores temperaturas, e neste sentido é dirigida a maioria dos estudos sobre a influência da temperatura na estabilização.

Para Anday (1961), a cura de 18 horas a 60°C ou de dois dias a

49°C forneceu resistências equivalentes a 45 dias de cura no campo à temperatura ambiente. Pinto (1965) cita um exemplo em que a resistência a 7 dias a 60°C é igual à obtida entre 100 e 200 dias à temperatura de 25°C. Lockett e Moore (1982) obtiveram resultados referentes a solos do sudoeste dos Estados Unidos, em que 72 horas de cura a 41°C forneceram a mesma resistência que 14 dias de cura à temperatura ambiente.

Aehnberg et alii (1989) compararam as resistências de corpos de prova curados em laboratório de duas formas distintas: a temperatura constante e igual a 8°C, e a temperaturas correspondentes às medidas in situ em colunas de solo-cal distanciadas de 1 m. A Figura II.20 mostra o número de dias de cura a temperaturas correspondentes às estimadas in situ, necessários para obter o mesmo resultado que com cura a 8°C. Estes valores foram ainda comparados com os obtidos com cura à temperatura de 20°C, conforme mostra a Figura II.21.

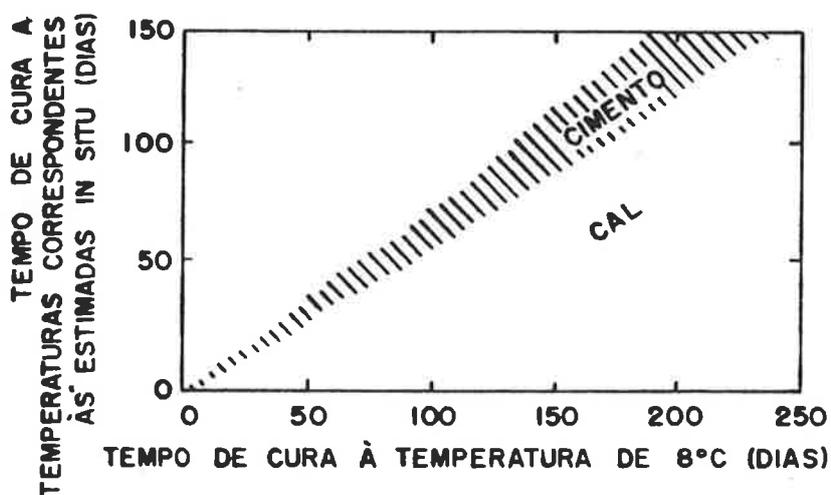


Figura II.20 - Exemplo do número de dias necessários para atingir igual resistência a diferentes temperaturas de cura. Resultados de ensaios de compressão simples (apud Aehnberg et alii, 1989).

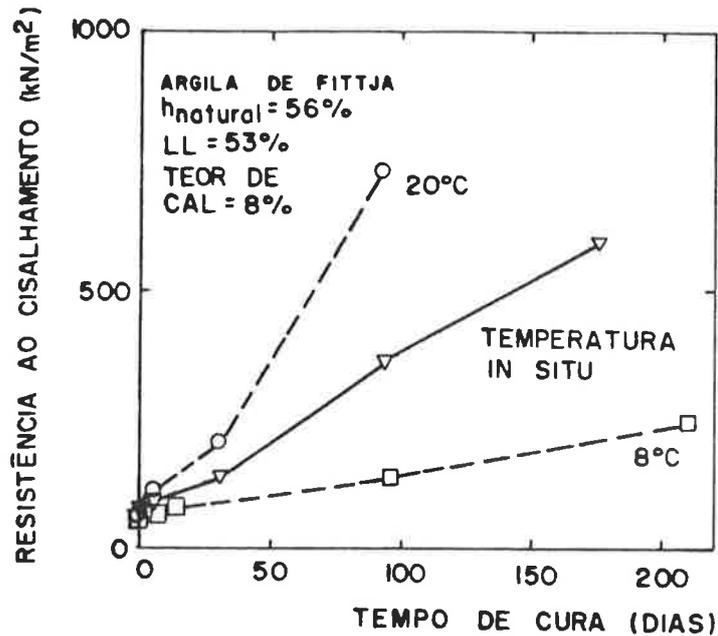


Figura II.21 - Diferentes aumentos de resistência devido à temperatura de cura (apud Aehnberg et alii, 1989).

Os autores ressaltam que o efeito da temperatura na taxa de crescimento da resistência varia muito com o tipo de solo. Apesar de que o meio mais preciso de se conhecer a resistência a determinadas temperaturas é justamente efetuar ensaios a estas temperaturas, os autores indicam o Número de Maturidade M_T como uma estimativa relativamente boa.

$$M_T = (20 + (T - 20)K)^2 (t)^{0.5}$$

onde T = temperatura de cura, °C

t = tempo após a estabilização, dias

K = fator variando com tipo de aditivo, de solo e com a temperatura

Na Suécia, valores empíricos de K para cal virgem são: aproximadamente 0,5 para temperaturas maiores que 20°C, e entre 0 e 0,5 para temperaturas entre 8°C e 20°C. Normalmente, com três

temperaturas e algumas idades de cura, é possível obter valores de K que forneçam uma única curva "resistência ao cisalhamento versus M_T ".

A Figura II.22 mostra o aumento de resistência à compressão devido a maior temperatura de cura para um solo suíço.

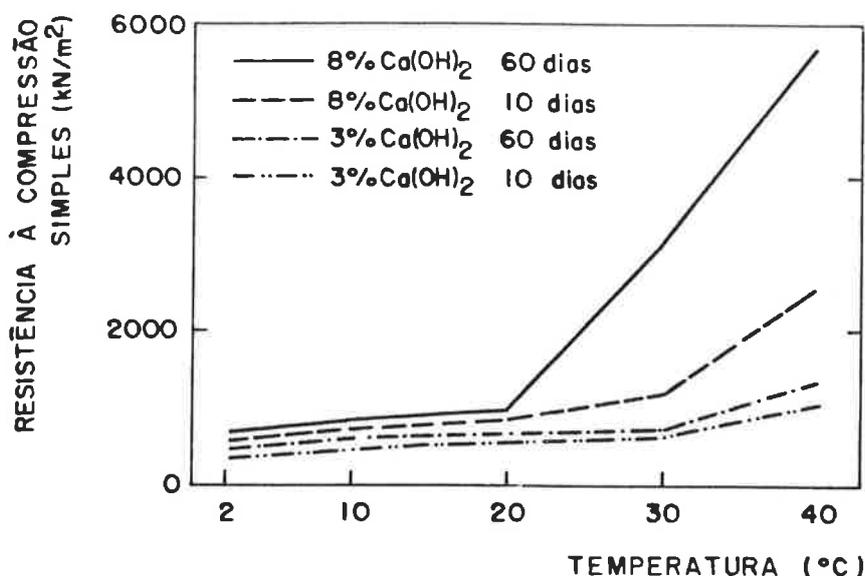


Figura II.22 - Variação da resistência à compressão simples em função da temperatura (apud Hirt, 1969)

II.3.4.6 - Tempo entre mistura e compactação

A compactação melhora a cimentação por causar um melhor contato entre os grãos. Se as reações começam a ocorrer em uma estrutura solta, os esforços de compactação serão gastos em parte para quebrar as ligações feitas. Quando as reações já se iniciam em um arranjo mais denso, espera-se conseqüentemente que se obtenha maior peso específico aparente e maior resistência. É presumível, portanto, que se a mistura de solo e cal não for rapidamente compactada, a cimentação desejada não ocorrerá (Herrin e Mitchell, 1968).

A Figura II.23 mostra o decréscimo do peso específico aparente seco em função do tempo entre mistura e compactação (Mitchell e

Hooper, 1961). Na Figura II.24 observa-se que maior energia de compactação é necessária para atingir determinado valor de peso específico aparente seco, quanto maior o tempo decorrido entre mistura e compactação, principalmente nas primeiras 24 horas (Hirt, 1969).

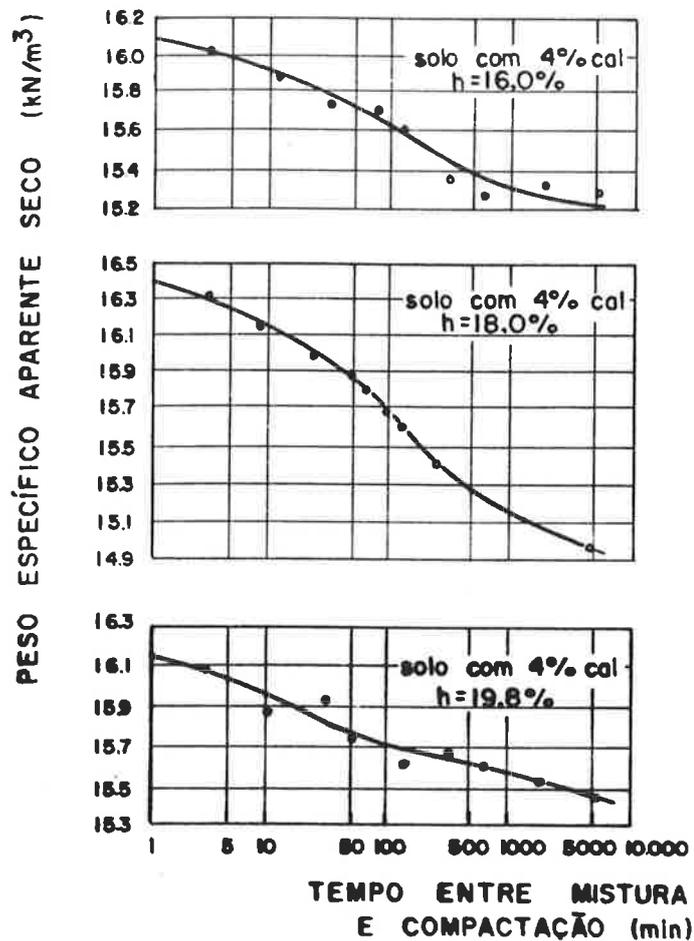


Figura II.23 - Variação da densidade com o tempo entre mistura e compactação (apud Mitchell e Hooper, 1961).

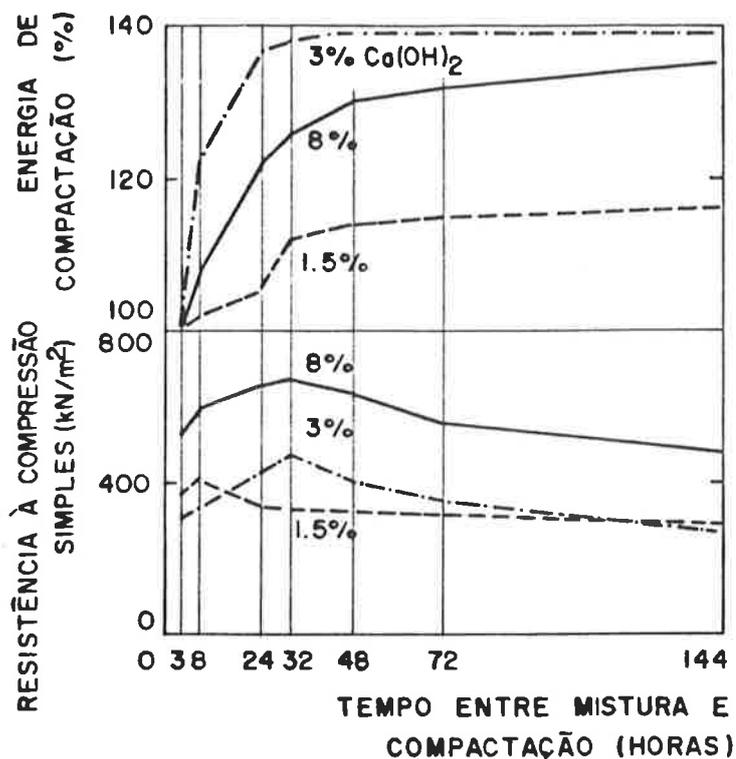


Figura II.24 - Aumento da energia de compactação necessária para atingir determinada densidade e desenvolvimento da resistência à compressão simples em função do tempo entre mistura e compactação (apud Hirt, 1969)

Este efeito, no entanto, depende muito do tipo de solo. Mercado (1966) observou que para alguns solos plásticos argentinos de Santa Fé a influência do tempo entre mistura e compactação na capacidade de suporte não é marcante: o CBR de um dos solos pesquisados aumentou de 6 (solo natural) para 55 com a adição de cal, tanto no caso de compactação imediata, como após 4 horas de demora; para 24 horas entre mistura e compactação, a redução do CBR ainda não era pronunciada, tornando-se realmente sensível somente após 7 dias.

II.4 - Solos Tropicais

Solos tropicais são solos que se formaram nas regiões tropicais e que sofreram no seu processo de formação a atuação intensa do intemperismo, com condições climáticas caracterizadas por altas temperaturas e elevada pluviosidade, e percolação de águas mornas ricas em ácidos orgânicos.

Os tipos mais expressivos de solos tropicais são os solos saprolíticos e os solos lateríticos.

II.4.1 - Solos saprolíticos e solos lateríticos

Solos saprolíticos são aqueles originados pela intemperização in loco de uma rocha, da qual conservam traços, tais como a macroestrutura, a mineralogia e a granulometria. Por ocorrerem sobre a rocha de origem, no próprio perfil onde foram formados, são também denominados solos residuais.

Constituem camadas subjacentes ao horizonte superficial e sobrejacentes à rocha matriz. Caracterizam-se pela presença de estruturas herdadas da rocha-mãe, grandes espessuras de ocorrência, mineralogia complexa com minerais em diversos graus de intemperismo e expressiva fração silte. Ocorrem em camadas de estrutura complexa, de grande heterogeneidade, havendo entretanto também camadas homogêneas e de estruturas simples (Nogami, 1985).

São os materiais mais abundantes do país, formando um grupo muito diversificado, com características dependentes da rocha matriz e da forma e da intensidade do intemperismo. Segundo Nogami (1985), frequentemente reagem bem com cal.

Denominam-se solos lateríticos os solos que sofreram durante sua formação o processo pedológico intenso denominado laterização, cujas características são: a lixiviação dos cátions alcalinos e

alcalino-terrosos (Na^+ , K^+ , Ca^{++} , Mg^{++}), o empobrecimento de sílica, a permanência dos minerais estáveis, a existência de argilo-minerais em graus avançados de transformação, o aumento do teor de óxidos de ferro e alumínio hidratados, a adesão dos mesmos à superfície das partículas de argila e a agregação destas (Bernucci, 1983; Cozzolino, 1987). Os solos lateríticos podem ser residuais ou transportados; se residuais, são denominados solos residuais maduros, para diferenciá-los dos saprolíticos, que são solos residuais jovens.

Constituem o horizonte superficial, de origem essencialmente pedogenética, recobrando normalmente áreas bem drenadas. Ocorrem sob forma de camadas de origem pedológica com limites graduais pouco perceptíveis (Nogami, 1985). O termo "laterítico" não é consensual; será adotada a definição de Nogami, que considera como lateríticos os solos que possuem "comportamento laterítico", caracterizado pelo autor no sistema MCT de classificação rodoviária de solos (Nogami e Villibor, 1981).

Os solos lateríticos apresentam como características principais a constituição mineralógica, a microestrutura, cor avermelhada, aparência homogênea e isotrópica porém com anisotropia vertical, elevado ângulo de atrito, baixo peso específico seco natural, baixa capacidade de troca catiônica, elevada resistência à erosão, elevada contração, boa adesividade aos materiais betuminosos e o fato de serem muito porosos, muito permeáveis, pouco expansíveis e pouco plásticos.

II.4.2 - Estabilização de solos tropicais com cal

Na estabilização de solos tropicais com cal têm sido observados, basicamente, os mesmos efeitos que nas misturas com outros tipos de solo: diminuição da plasticidade, do peso

específico aparente seco máximo e da sensibilidade à água (expansibilidade e perda de resistência por umedecimento) e aumento do teor de umidade ótimo, da resistência e da capacidade de suporte.

A bibliografia mostra que o interesse quanto a estabilização de solos tropicais com cal esteve concentrado nos solos lateríticos.

Alguns trabalhos procuram identificar os produtos resultantes das reações pozolânicas (Casanova, 1981) (Nóbrega, 1985b) (Barelli e Melios, 1985).

Queiroz de Carvalho (1981) classificou solos lateríticos da Paraíba quanto a reatividade à cal pelo critério de Thompson e concluiu que os grupos obtidos refletem a composição química e mineralógica, a fração argila e os componentes amorfos dos solos.

Outras experiências minimizam a importância da constituição mineralógica nas características geotécnicas do produto final. Barelli e Melios (1985) pesquisaram a estabilização de dois solos lateríticos, uma "terra roxa" e um solo "arenoso fino", constituídos por diferentes argilo-minerais, a gibbsita e a caulinita respectivamente, com diversos teores de cal calcítica. Os acréscimos de capacidade de suporte obtidos para os dois solos foram muito semelhantes, embora o comportamento quanto ao consumo de cal e os produtos neoformados diferissem consideravelmente entre os dois solos.

Quanto às modificações no comportamento geotécnico, Svenson (1981), ao pesquisar um solo "podzólico vermelho amarelo" areno-argiloso com predominância de caulinita, concluiu que a resistência ao carregamento repetido aumenta com o teor de cal, mas de maneira desordenada, e que a melhora da estabilidade à água é notável.

Ferro (1981) estudou o efeito de uma cal obtida de maneira rudimentar (cal de "sarnambi") sobre as propriedades de um solo

vermelho laterizado do Maranhão. O IP do solo estudado foi praticamente inalterado com a adição de cal, mas Ferro ressalta que o solo já tinha reduzida plasticidade. As propriedades de resistência foram consideradas melhoradas com a adição de apenas 3% de cal e as mudanças nas características de compactação foram as esperadas.

O solo continha pequena fração argila e mesmo assim apresentou notável aumento de resistência. Como a fração argila era constituída principalmente por caulinita, argilo-mineral pouco ativo, e em pequena quantidade, o autor sugere que a cal tenha reagido com os óxidos de ferro e alumínio.

Para Nóbrega (1985a), os elementos mais reativos à ação da cal nos solos lateríticos são:

- produtos amorfos de alumínio e silício
- hidróxidos de alumínio (gibbsita)
- argilo-minerais (caulinita e haloisita)

Nóbrega lembra que, nos solos lateríticos, os argilo-minerais associados aos óxidos e hidróxidos de ferro formam micronódulos muito estáveis. Estes solos são, portanto, menos expansivos e plásticos do que faria supor seu teor de argila. Para este tipo de solo interessaria mais o efeito pozolânico, o qual depende não só da textura e mineralogia dos argilo-minerais, como também do grau de cristalinidade, tamanho dos constituintes e associação com outras substâncias.

A autora estudou a influência da microestrutura (natureza, modo e grau de organização dos elementos constituintes do solo) na estabilização de solos lateríticos com cal através do estudo de dois solos, um Latossolo Roxo e um Latossolo Vermelho-escuro. Ambos apresentam 70% de fração argila composta principalmente de caulinita e óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio. No primeiro solo, a microagregação e porosidade interagregados foram

preservadas após a compactação. Os produtos neoformados alojaram-se nos espaços interagregados ("armação secundária de sustentação" da microestrutura solo/cal), aumentando sua capacidade de suporte. No segundo solo, a compactação destrói parcial ou totalmente a microagregação, formando-se estrutura contínua, com zonas mais densas (núcleos dos microagregados originais) envoltas por plasma amorfo e vazios. O plasma transformado tem aspecto esponjoso, onde a microporosidade é preenchida por cristais neoformados. Solos do mesmo grupo podem, portanto, formar estruturas diferentes.

Quanto aos solos saprolíticos com minerais argilosos expansivos, Nóbrega acredita que a reação da cal se dê com os argilo-minerais, embora não se aprofunde teoricamente a este respeito, nem apresente evidência experimental que suporte tal afirmação.

Boskov (1985) observou grande aumento na capacidade de suporte, medida através de ensaios mini-CBR, e sensível diminuição na sensibilidade à água, estimada através da expansão e perda de resistência por imersão, de um solo saprolítico silteoso micáceo estabilizado com cal. Como a fração argila era de apenas 4%, duas hipóteses foram aventadas: a cal reagiu com a matéria inerte do solo; ou parte da fração silte é composta de cristais de caulinita mal cristalizados, isto é, haveria presença de argilo-minerais em maior quantidade do que indicado pela análise granulométrica. Sobre a redução da sensibilidade à água, há também a explicação de Nóbrega (1985): os solos saprolíticos com expressiva fração silte de natureza micácea, quando compactados, se orientam e geram estrutura lamelar expansiva na presença de água. Com a adição de cal, as placas não se orientariam e diminuiria a expansibilidade. Outra possibilidade ainda é que, como a pressão de expansão deste solo é baixa, mesmo uma fraca cimentação reduziria a expansão. O fato de o solo não expandir seria suficiente para que o mini-CBR não diminuísse com a imersão.

III - INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL

III.1 - Procedimento geral

A proposta do presente trabalho é estudar e comparar o comportamento de dois solos típicos do Estado de São Paulo quando estabilizados com cal, selecionados por serem já conhecidos e utilizados no meio técnico, e por apresentarem limites de consistência e parâmetros de compactação muito próximos, curvas granulométricas similares, mesma classe no sistema de Classificação HRB, porém comportamentos geotécnicos bastante diferentes.

A investigação experimental compreendeu a pesquisa da variação da resistência à compressão simples dos dois solos em função do teor de cal, do tempo de cura, do grau de compactação, do teor de umidade de compactação e do tempo entre mistura e compactação.

O "pano de fundo" do estudo consistiu na determinação da resistência à compressão simples de corpos de prova moldados no teor de umidade ótimo e com grau de compactação de 100%, para os teores de cal de 3%, 6%, 9% e 12% e tempos de cura de 3, 7, 28, 84 e 336 dias.

A seguir determinou-se a resistência à compressão simples de corpos de prova moldados com teor de cal de 9%, desvios de umidade de -2%, 0% e 2%, graus de compactação de 90%, 95% e 100% e idades de 7, 28 e 84 dias. Para o cálculo da saturação utilizou-se a densidade dos grãos dos solos no estado natural.

Foi também investigada a variação da resistência à compressão simples em função do tempo entre mistura e compactação, com a ruptura de corpos de prova com teor de cal de 9% moldados após 30 minutos, 1, 2, 4 e 24 horas do término da mistura e curados durante 7 dias.

III.2 - Materiais utilizados

III.2.1 - Solos

Dois solos foram utilizados no presente trabalho, um silte arenoso saprolítico de granito e um solo "arenoso fino" laterítico, os mesmos pesquisados por Moura (1987). O silte saprolítico é proveniente de um corte no Km 28 da Rodovia Castelo Branco e o solo laterítico é oriundo de uma jazida existente no Km 330 da Rodovia Washington Luís.

Foi adotada a convenção de Moura (1987) em relação à denominação dos solos, os quais são referidos por, respectivamente, "solo saprolítico" ou "solo S" e "solo laterítico" ou "solo L".

Os dados da dissertação de mestrado de Moura (1987) relativos aos ensaios de caracterização e classificação dos dois solos estão reproduzidos a seguir.

As cores dos solos foram determinadas pela tabela de cores de Munsell para as condições de secagem ao ar e de teor de umidade próximo do ótimo.

As análises granulométricas, os ensaios de densidade dos grãos e de limites de consistência foram realizados segundo os métodos indicados pela ABNT (respectivamente, NBR 7181/84, NBR 6508/84, NBR 6459/84 e NBR 7180/84) com secagem prévia. Os limites de consistência foram obtidos com 30 minutos de espatulação pela ABCP, e com 10 e 30 minutos pelo LMS-EPUSP.

As análises mineralógicas foram efetuadas pela ABCP por análises termodiferenciais e termogravimétricas e por difratometria de raios X. As determinações das relações sílica-alumina e sílica-sesquióxidos foram feitas pela ABCP pelo método DNER ME 30-72.

Os ensaios de compactação foram feitos no equipamento reduzido para moldagem de corpos de provas solo-aditivo de 5 cm de diâmetro e 5 cm de altura, introduzido por Pinto (1965b).

Determinou-se a esfericidade dos grãos pelo índice de Lamar.

Para classificar os solos segundo o critério MCT proposto por Nogami e Villibor (1981), foram feitos os ensaios de Mini-MCV e de perda de peso em imersão.

Os resultados dos ensaios de caracterização e classificação estão expostos nas Tabelas III.1 (solo S) e III.2 (solo L). Na Figura III.1 estão apresentadas as curvas granulométricas dos dois materiais.

CARACTERÍSTICA	RESULTADO		
Cor - solo seco - solo úmido	róseo acinzentado (7,5 YR 7/2) bruno (7,5 YR 5/4)		
Granulometria - pedregulho+areia grossa ($\phi > 2\text{mm}$) - areia média ($0,42 < \phi < 2\text{mm}$) - areia fina ($0,05 < \phi < 0,42\text{mm}$) - silte ($0,005 < \phi < 0,05\text{mm}$) - argila ($\phi < 0,005\text{mm}$) - fração de $\phi < 0,075\text{mm}$	ABCP	LMS-EPUSP (1987) (1989)	
	0	0	0
	28	26	28
	22	29	34
	35	33	30
	15	12	8
	50	51	45
Densidade dos grãos (kN/m^3)	ABCP	LMS-EPUSP (1987) (1989)	
	26,6	26,9	27,0
Limites de consistência (%)	ABCP	LMS-EPUSP (1) (1987) (2) (1989)	
- LL	39	35	34
- LP	28	30	27
- IP	11	5	7
			11
Atividade segundo Skempton	ABCP	LMS-EPUSP (1) (2)	
	2,60	2,91	2,83
Mineralogia - minerais primários - minerais secundários	caulinita (55,2%), quartzo e mica feldspato		
Relação sílica-sesquióxidos	2,0		
Relação sílica-alumina	2,2		
Ensaio de compactação - peso específico aparente seco máximo (kN/m^3) - teor de umidade ótimo (%)	17,50 13,4		
Índice de Lamar (fração $0,30 < \phi < 0,60\text{mm}$)	0,53		
Parâmetros para classificação MCT - c' - d' - P_i	0,83 0,015 2,65		

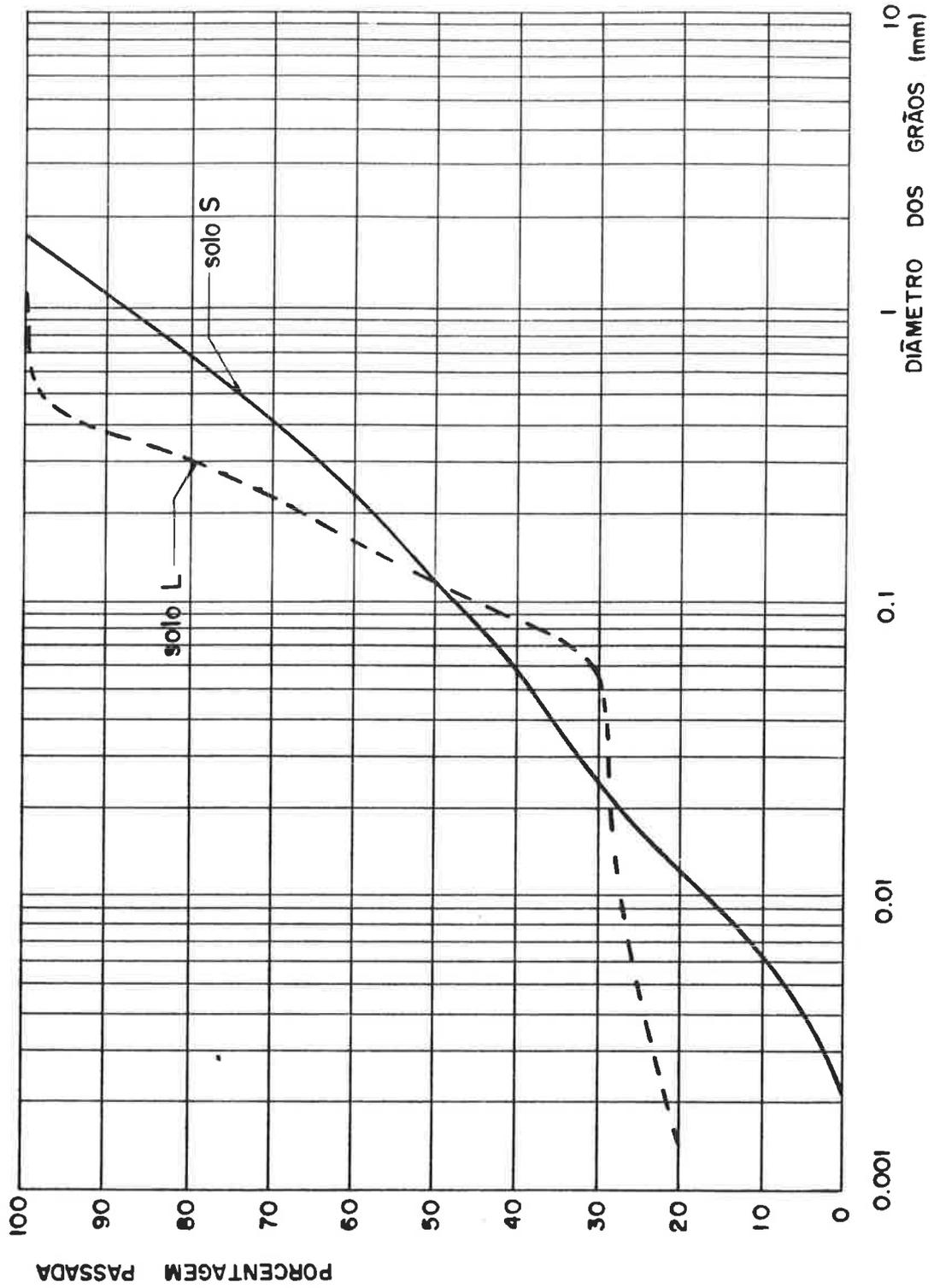
Observação: (1) 30 minutos de espatulação
(2) 10 minutos de espatulação

Tabela III.1 - Ensaios de caracterização e classificação do solo S (Capud Moura, 1987)

CARACTERÍSTICA	RESULTADO		
Cor - solo seco - solo úmido	vermelho amarelado (2,5 YR 4/6) vermelho (5 YR 5/6)		
Granulometria - pedregulho+areia ($\phi > 2\text{mm}$) - areia média ($0,42 < \phi < 2\text{mm}$) - areia fina ($0,05 < \phi < 0,42\text{mm}$) - silte ($0,005 < \phi < 0,05\text{mm}$) - argila ($\phi < 0,005\text{mm}$) - fração de $\phi < 0,075\text{mm}$	ABCP	LMS-EPUSP (1987) (1989)	
	0 4 56 4 36 43	0 4 62 3 31 41	0 5 65 5 25 38
Densidade dos grãos (kN/m^3)	ABCP 26,7	LMS-EPUSP (1987) (1989) 26,6 27,0	
Límites de consistência (%) - LL - LP - IP	ABCP 34 19 15	LMS-EPUSP (1) (1987) (2) (1989) 34 27 26 19 20 18 15 7 8	
Atividade segundo Skempton	ABCP 0,94	LMS-EPUSP (1) (2) 1,10 0,87	
Mineralogia - minerais primários - minerais secundários	quartzo e caulinita (45,6%) gibbsita (5,5%), hematita e hidróxidos hidratados de ferro		
Relação sílica-sesquióxidos Relação sílica-alumina	1,4 1,5		
Ensaio de compactação - peso específico aparente seco máximo (kN/m^3) - teor de umidade ótimo (%)	18,84 13,0		
Índice de Lamar (fração $0,30 < \phi < 0,60\text{mm}$)	0,73		
Parâmetros para classificação MCT - c' - d' - P_i	1,66 0,084 0		

Observação: (1) 30 minutos de espatulação
(2) 10 minutos de espatulação

Tabela III.2 - Ensaio de caracterização e classificação do solo L
(Capud Moura, 1987)



U.S.C.S.	Argilla	Silte	Areia fina	Areia média	A. grossa	Pedregulho
A.B.N.T.	Argilla	Silte	Areia fina	Areia média	A. grossa	Pedregulho

Figura III.1 - Curvas granulométricas dos solos S e L

O solo S pode ser classificado pela classificação HRB como A-4 com índice de grupo igual a 3 segundo dados de 1987 do LMS-EPUSP (para 10 minutos ou 30 minutos de espatulação), como A-6 com índice de grupo igual a 2 pelo LMS-EPUSP em 1989, e como A-6 com índice de grupo igual a 3 pela ABCP. Pela Classificação Unificada, trata-se de um solo ML segundo o LMS-EPUSP em 1987 (para 10 ou 30 minutos de espatulação), de um solo SM-ML segundo a ABCP e de um solo SC segundo o LMS-EPUSP em 1989. O solo é considerado não laterítico pelos critérios de Martin e Doyne e de Winterkorn e Chandrasekharan (Moura, 1987). Segundo a classificação MCT, trata-se de um solo NS (solo siltoso não laterítico).

O solo L pode ser classificado como A-6 pela classificação HRB, com índice de grupo igual a 3, segundo as determinações feitas pela ABCP e pelo LMS-EPUSP com 30 minutos de espatulação, e como A-4 com índice de grupo igual a 1, segundo o LMS-EPUSP para 10 minutos de espatulação em 1987 e segundo o LMS-EPUSP em 1989. Segundo a Classificação Unificada, trata-se de um solo SC segundo o LMS-EPUSP em 1987 e 1989 e segundo a ABCP. O solo é considerado como laterítico segundo os critérios de Martin e Doyne e de Winterkorn e Chandrasekharan (Moura, 1987). Pela classificação MCT, trata-se de um solo LG (solo argiloso laterítico).

III.2.2 - Cal

A cal utilizada na investigação pode ser definida como uma cal hidratada calcítica comum. Previamente foi feita uma consulta ao IPT sobre as propriedades das cales nacionais disponíveis no mercado, a fim de se escolher uma marca que costumeiramente apresentasse características satisfazendo as especificações da ABNT. A cal foi então adquirida no mercado em embalagem comercial de papel "Kraft" e peso líquido de 20 Kg, tal como recomendado

pela norma, e armazenada em saco plástico, dentro de uma caixa de madeira, em local seco.

A norma NBR 7175 da ABNT - "Cal hidratada para argamassas - Especificação" fixa as características exigíveis no recebimento de cal hidratada destinada a ser empregada em argamassas para a construção civil. As exigências da norma dividem-se em químicas e físicas.

As exigências químicas estão apresentadas na Tabela III.3.

COMPOSTOS		LIMITES	
		TIPO "E"	TIPO "C"
anidrido carbônico (CO ₂)	na fábrica	<= 5%	<= 5%
	no depósito	<= 7%	<= 7%
óxidos não hidratados (em CaO) (*)		<= 10%	-
óxidos totais na base de não voláteis (em CaO + MgO) (*)		>= 88%	>= 88%

(*) cálculos definidos pela norma e apresentados no Anexo 1

Tabela III.3 - Exigências químicas da norma NBR 7175

Observações:

A cal hidratada é denominada tipo "E" quando é composta primordialmente por hidróxido de cálcio ou por hidróxidos de cálcio e magnésio.

A cal hidratada é denominada tipo "C" quando é composta primordialmente por hidróxidos de cálcio e magnésio e por óxido de magnésio.

As exigências físicas estão relacionadas a seguir:

- na determinação da finura segundo a NBR 9289, as porcentagens retidas acumuladas nas peneiras número 30 (0,600 mm de abertura) e número 200 (0,075 mm de abertura)

não devem exceder, respectivamente, 0,5% e 15,0%.

- submetido ao ensaio de estabilidade apresentado na NBR 9205, o corpo de prova não deve apresentar superfície com cavidades ou protuberâncias.

- a plasticidade, determinada de acordo com a NBR 9206, deve ser maior ou igual a 110.

- a retenção de água, obtida segundo a NBR 9290, deve ser maior ou igual a 80%.

- a capacidade de incorporação de areia, determinada segundo a NBR 9207, deve ser maior ou igual a 2,5.

O IPT realizou uma análise físico-química da cal utilizada. Os resultados dos ensaios químicos estão apresentados na Tabela III.4.

COMPOSTOS	RESULTADOS
anidrido carbônico (CO ₂)	12,4 %
óxidos não hidratados (em CaO) (*)	11,8 %
óxidos totais na base de não voláteis (em CaO + MgO) (*)	96,1 %

(*) cálculos definidos pela norma e apresentados no Anexo 1

Tabela III.4 - Resultados da análise química da cal utilizada, segundo a norma NBR 7175

Observa-se que as porcentagens de anidrido carbônico e de óxidos não hidratados ultrapassam os valores mínimos estipulados na norma.

Os resultados dos ensaios físicos estão expostos abaixo:

- as porcentagens de material retido acumulado nas peneiras de números 30 e 200 foram, respectivamente, iguais a 8,5% e 35,1%.

- no ensaio de estabilidade, a superfície do corpo de prova não apresentou cavidades ou protuberâncias.

- a plasticidade obtida foi igual a 125.

- a retenção de água determinada foi igual a 83,0%.

- a capacidade de incorporação de areia foi igual a 2,75.

O requisito de finura não foi atendido, uma vez que nas duas peneiras as porcentagens de material retido acumulado foram maiores que as mínimas estipuladas pela norma.

O relatório do IPT observa também que a amostra encontrava-se parcialmente carbonatada.

Outros dados obtidos nos ensaios encontram-se expostos no Anexo 1.

Na Tabela III.5 está apresentada a composição química calculada da cal utilizada.

COMPOSTOS	FÓRMULA QUÍMICA	PORCENTAGEM NA COMPOSIÇÃO
hidróxido de cálcio	Ca(OH)_2	45,0
hidróxido de magnésio	Mg(OH)_2	15,2
carbonato de cálcio	CaCO_3	28,1
sulfato de cálcio	CaSO_4	0,17
óxido de magnésio	MgO	8,80
impurezas (insolúveis + Fe_2O_3 + Al_2O_3)		2,74

Tabela III.5 - Composição química calculada da cal utilizada

Verifica-se na composição química calculada que a cal tem um teor elevado de matéria-prima não calcinada (28,1% de CaCO_3).

Quando estes resultados ficaram disponíveis, já era grande o número de ensaios efetuados, de modo que se prosseguiu utilizando a mesma cal. Deve-se considerar que os resultados obtidos na investigação serão influenciados pelas diferenças observadas na composição da cal em relação aos valores normalizados, o que

poderá prejudicar sua repetibilidade. A utilização de um teor de 9% desta cal, em razão da grande quantidade de matéria inerte, pode significar na realidade, a de um teor de 6,3% de uma cal que atenda às especificações das normas. O assunto será retomado oportunamente.

III.2.3 - Água

Em todos as misturas e ensaios foi utilizada água destilada em aparelho destilador marca FABE modelo 106.

III.3 - Método experimental

III.3.1 - Preparação das amostras

As amostras, deformadas, foram secas ao ar no laboratório até a umidade higroscópica e passadas na peneira número 10 (malha de 2 mm). O material retido na peneira foi destorroado no almofariz com mão de gral revestida de borracha e novamente peneirado. A parcela de solo retido após o destorroamento, praticamente nula, foi descartada. As amostras foram então homogeneizadas e armazenadas em caixas de madeira fechadas.

Ao início da investigação, não havendo solo S em quantidade suficiente no laboratório, foi feita uma nova coleta de amostra no mesmo local da anterior, utilizada por Moura (1987). Os ensaios de caracterização mostraram que as duas amostras eram muito similares, de modo que as duas partes (a existente no laboratório e a nova amostra) foram misturadas e considerou-se como solo S o produto resultante. Os resultados dos ensaios de caracterização da nova amostra encontram-se no Anexo 2.

III.3.2 - Densidade dos grãos

Para se estimar a densidade dos grãos dos solos foi feito o ensaio para determinação da densidade dos grãos segundo a NBR 6508/84.

III.3.3 - Dosagem e mistura

Foram investigadas misturas de solo e cal com teores de cal de 3%, 6%, 9% e 12%, entendendo-se por teor de cal a porcentagem do peso de cal em relação ao peso seco de solo.

Para o cálculo das quantidades de solo, cal e água de cada mistura levou-se em consideração a umidade higroscópica do solo e também certa perda d'água por evaporação durante a mistura.

O teor de umidade higroscópica dos solos pouco variou ao longo da investigação experimental, sendo igual a 1,3% para o solo S e a 1,6% para o solo L.

A perda por evaporação, no entanto, pareceu variar sensivelmente em função das condições ambientais, o que talvez justificasse os diferentes teores de umidade obtidos para misturas feitas com as mesmas quantidades dos elementos constituintes em diferentes ocasiões.

O solo seco ao ar e a cal eram pesados separadamente e misturados a seco, em bandejas de metal e com auxílio de espátulas, até a mistura apresentar um aspecto bem homogêneo. O volume de água necessário era medido em uma bureta graduada. Adicionava-se água aos poucos, efetuando-se concomitantemente cuidadosa mistura a mão. A mistura era então passada na peneira número 4 (malha de 4,76 mm) para que fosse destorroada. Procedia-se novamente à homogeneização e acondicionava-se a mistura em saco plástico. O teor de umidade era determinado ao fim da mistura.

Utilizou-se para as pesagens uma balança eletrônica de marca Marte com capacidade para 5000 g e sensibilidade de 0,01 g.

III.3.4 - Limites de consistência

Os limites de consistência foram feitos segundo os métodos da ABNT, NBR 6459/84 e NBR 7180/84, com secagem prévia, para o solo no estado natural e com os teores de cal de 3% e 12%.

III.3.5 - Ensaaios de compactação

Os ensaios de compactação foram feitos no equipamento reduzido para moldagem de corpos de prova solo-aditivo de 5 cm de diâmetro e 5 cm de altura, introduzido por Pinto (1965b).

Foram aplicados 5 golpes de cada lado, para que a energia de compactação fosse próxima da Energia Normal. Os corpos de prova com altura menor que 4,9 cm ou maior que 5,1 cm foram descartados.

As amostras foram preparadas segundo o item III.3.1 e as misturas, conforme o item III.3.3.

Foram determinadas as curvas de compactação de misturas solo-cal com teores de 3% e 12% de cal. Os valores do peso específico aparente seco máximo e do teor de umidade ótimo para os teores de 6% e 9% foram determinados por interpolação linear.

III.3.6 - Moldagem dos corpos de prova

Para o "pano de fundo" procurou-se proceder à compactação imediatamente após a mistura. Foi utilizado o equipamento reduzido acima referido para moldagem de corpos de prova solo-aditivo de 5 cm de altura e 5 cm de diâmetro.

Para que a energia de compactação fosse o mais próxima possível da Energia Normal, foram dados 5 golpes de cada lado do corpo de prova. Apenas no estudo da variação da resistência com o grau de compactação utilizou-se energia variável: os corpos de prova receberam tantos golpes quantos foram necessários para atingir a altura de 5 cm, estando fixado o peso de solo para que se atingisse o grau de compactação desejado.

Após a compactação o corpo de prova era extraído do molde, pesado, numerado e etiquetado.

A altura era determinada por meio de um paquímetro marca

SOMET, de 17 cm de comprimento e 0,01 cm de sensibilidade, ou de um arranjo composto de extensômetro e pedestal. O extensômetro utilizado, de marca CSE, tinha sensibilidade de 0,001 cm e 1,0 cm de alcance. Eram rejeitados os corpos de prova que não apresentassem altura entre 4,9 cm e 5,1 cm.

A seguir o corpo de prova era embalado em saco plástico com fita colante e acondicionado na câmara úmida pelo tempo de cura correspondente.

Nova determinação de umidade era efetuada após a moldagem de três corpos de prova consecutivos.

III.3.7 - Cura

Os corpos de prova foram curados na câmara úmida do Laboratório de Solos da EPUSP.

Não foi feita qualquer medição da umidade relativa do ar na câmara úmida, mas a máxima perda de umidade observada foi de 3,0% para o solo S e de 1,7% para o solo L, após um ano de armazenamento.

Moura (1987) registrou na câmara úmida temperaturas de 27 ou 28°C nos meses quentes e 23 ou 24°C nos meses frios. Certamente esta variação da temperatura ao longo do tempo de cura afeta a resistência dos corpos de prova, de modo que deverá ser considerada na análise dos resultados.

III.3.8 - Ruptura

Estando completo o tempo de cura, os corpos de prova eram desembalados, colocados em imersão por 4 horas (tempo considerado suficiente para atingirem a saturação) e levados à prensa para o ensaio de resistência à compressão simples. Determinava-se o peso

e a altura dos corpos de prova antes e depois da imersão.

O corpo de prova era colocado na prensa entre duas camisas preenchidas com óleo, para diminuir o atrito entre o solo e o metal.

Foi utilizada uma prensa CBR adaptada, de marca BENDER, número 2023, com capacidade de 5000 kg e velocidade de deformação controlável. Adotou-se velocidade de 2,5 mm/min, controlada por meio de um extensômetro John Bull de 25 mm de alcance e 0,01 mm de sensibilidade e um cronômetro Hanhart, com marcas a cada 0,2 s. A força foi lida através de um anel dinamométrico marca Kaesser de capacidade de 2300 kg e sensibilidade de 1,36 kg.

O critério para ruptura dos ternos adotado foi o sugerido por Pinto e David (1964).

IV - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

IV.1 - Ensaios preliminares

As curvas de compactação dos solos S e L sem aditivo e com os teores de 3% e 12% de cal encontram-se na Figura IV.1.

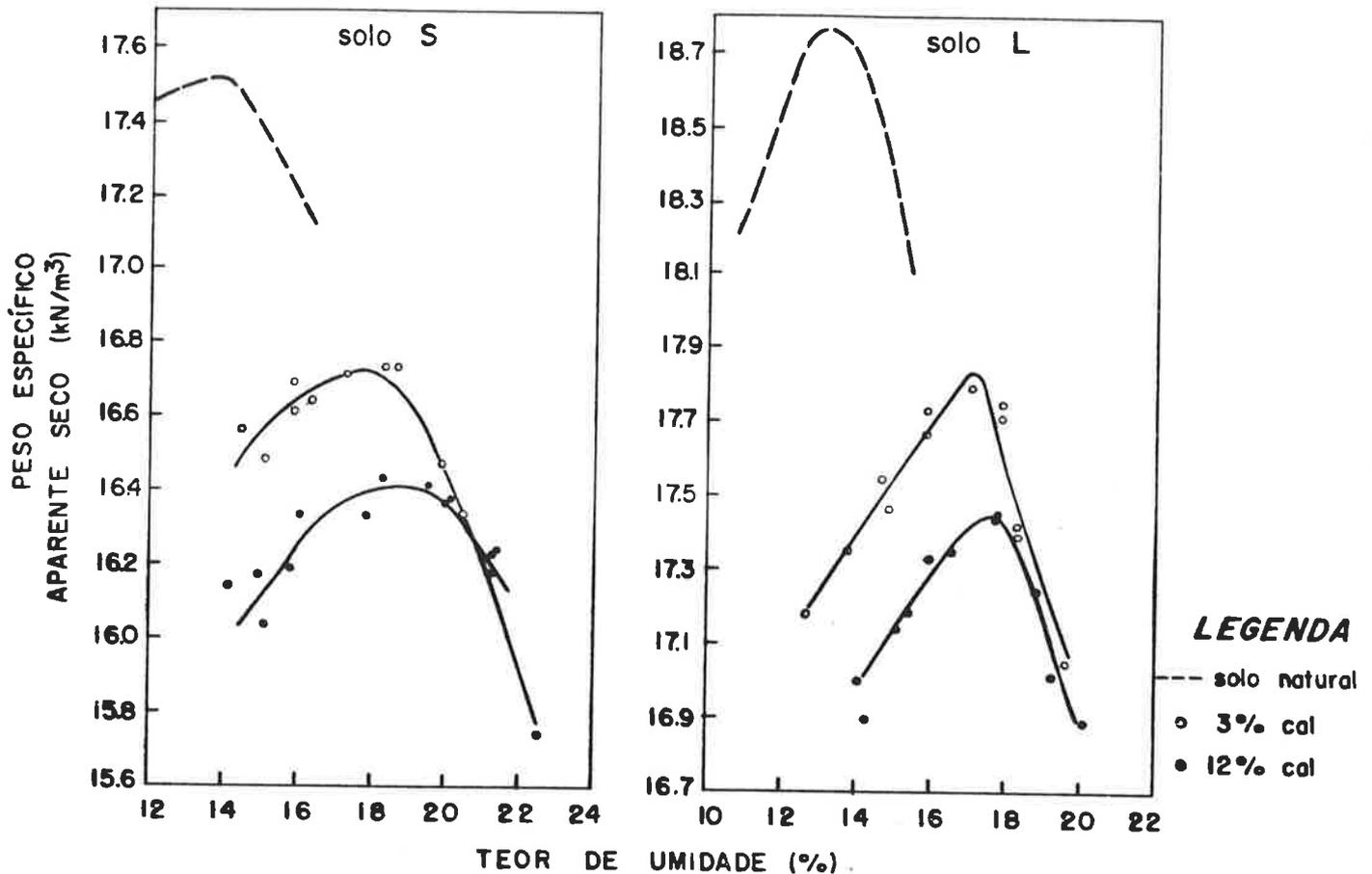


Figura IV.1 - Curvas de compactação dos solos S e L sem aditivo e com teores de 3% e 12% de cal

Os valores interpolados do peso específico aparente seco máximo e do teor de umidade ótimo para os teores de 6% e 9% para os dois solos estão apresentados na Tabela IV.1.

TEOR DE CAL (%)	PESO ESPECIFICO SECO MÁXIMO (kN/m ³)	TEOR DE UMIDADE ÓTIMO (%)
Solo S		
3	16,7	18,0
6	16,6	18,2
9	16,5	18,4
12	16,4	18,6
Solo L		
3	17,8	17,0
6	17,7	17,3
9	17,6	17,6
12	17,5	17,9

Tabela IV.1 - Características de compactação das misturas para diversos teores de cal

Os resultados dos ensaios de limites de consistência dos solos S e L e das misturas encontram-se na tabela IV.2.

TEOR DE CAL (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
Solo S			
0	32,3	21,4	10,9
3	36,8	29,9	7,0
12	36,9	28,4	8,5
Solo L			
0	26,4	13,6	8,8
3	27,5	20,5	7,0
12	28,1	20,5	7,6

Tabela IV.2 - Limites de consistência dos solos S e L e das misturas

A adição de cal acarreta diminuição do IP, causada principalmente devido a um aumento do LP, concordando com observações anteriores de Herrin e Mitchell (1968) e Hirt (1969) expostas no item II.3.3.1. O LL aumentou ligeiramente com o teor

de cal, principalmente no caso do solo S, fato que também já havia sido constatado para alguns outros solos pelos autores acima citados.

Os valores dos limites para misturas solo-cal com teores de 3% e 12% são muito próximos, o que leva à conclusão de que basta a adição de 3% de cal para diminuir a plasticidade destes solos. De fato, pela norma suíça SNV 640503 (1967), 1% ou 2% de cal já seriam suficientes para causar a floculação nos solos em um intervalo de tempo de 4 a 8 horas. Porém, como os solos L e S são pouco plásticos, dificilmente seria utilizada a estabilização com cal com este propósito.

O peso específico dos grãos dos solos S e L foi adotado igual a $27,0 \text{ kN/m}^3$, resultado obtido no LMS-EPUSP em 1989.

IV.2 - Análise estatística

Os resultados de ensaios estão sempre sujeitos a variações, devido a imprecisão dos instrumentos de medida, à falta de homogeneidade das amostras, a erros próprios da execução dos ensaios e, ainda, a fatores não previstos. Portanto, para haver maior confiabilidade dos resultados dos ensaios, foram moldados três corpos de prova para a determinação de cada ponto experimental e considerou-se como resultado final o valor médio dos três. Em algumas ocasiões, por haver sobrado material, foram moldados quatro corpos de prova.

Como a investigação compreende diversas variáveis, quando um terno apresenta resultados muito distintos, é difícil julgar se as observações estão dentro da variação experimental normal ou se algum valor deveria ser descartado como "aberração". O método de David, Davidson e O'Flaherty (1961) foi utilizado para a análise e a eliminação de observações.

A teoria estatística do método pressupõe a existência de um valor de coeficiente de variação único e constante para todo o universo de ternos. Entende-se como coeficiente de variação de uma observação a dispersão a que a ela está sujeita dividida pelo valor verdadeiro que ela supostamente estimará.

Para a avaliação do coeficiente de variação de todo o conjunto de ternos, calcula-se inicialmente o coeficiente r , definido abaixo, para cada terno:

$$r = \frac{X_{\max} - X_{\min}}{X_{\text{med}}}$$

X_{\max} ... maior valor do terno

X_{\min} ... menor valor do terno

X_{med} ... valor médio do terno

Em um nomograma proposto pelos autores, representam-se valores de r (escala A) em função da porcentagem de resultados menores ou iguais a r (escala B), obtendo-se a "linha CV". O coeficiente de variação geral é o valor da escala A correspondente a 24% na escala B.

A porcentagem desqualificadora da investigação, fator t , é o valor da escala A correspondente à intersecção entre a "linha CV" e uma horizontal traçada a partir do valor do número de ternos na escala D.

Para cada terno determina-se os valores U e V , dados, respectivamente, por :

$$U = \frac{X_{\max} - X_{\text{med}}}{X_{\text{med}}}$$

$$V = \frac{X_{med} - X_{min}}{X_{med}}$$

Dado um terno, se o valor de U exceder t, descarta-se X_{max} , e se V for maior que t, elimina-se X_{min} .

As "linhas CV" dos dois solos estão representadas na Figura IV.2. Na Tabela IV.3 encontram-se os valores de CV e t obtidos nesta pesquisa, assim como os apresentados por Moura (1987) para misturas dos mesmos solos com cimento.

SOLO	COM CAL		COM CIMENTO (*)	
	CV	t	CV	t
S	5,7%	0,125	4,0%	0,080
L	7,0%	0,150	8,0%	0,175

(*) (apud Moura, 1987)

Tabela IV.3 - Valores de CV e t para misturas dos solos S e L com cal e com cimento

No Anexo 3 estão apresentados os ternos com observações eliminadas. Embora a análise tenha sido feita com o objetivo inicial de determinar o valor do desvio que recomenda o descarte de resultados, observações complementares podem ser feitas a partir da estimativa dos coeficientes de variação de cada mistura.

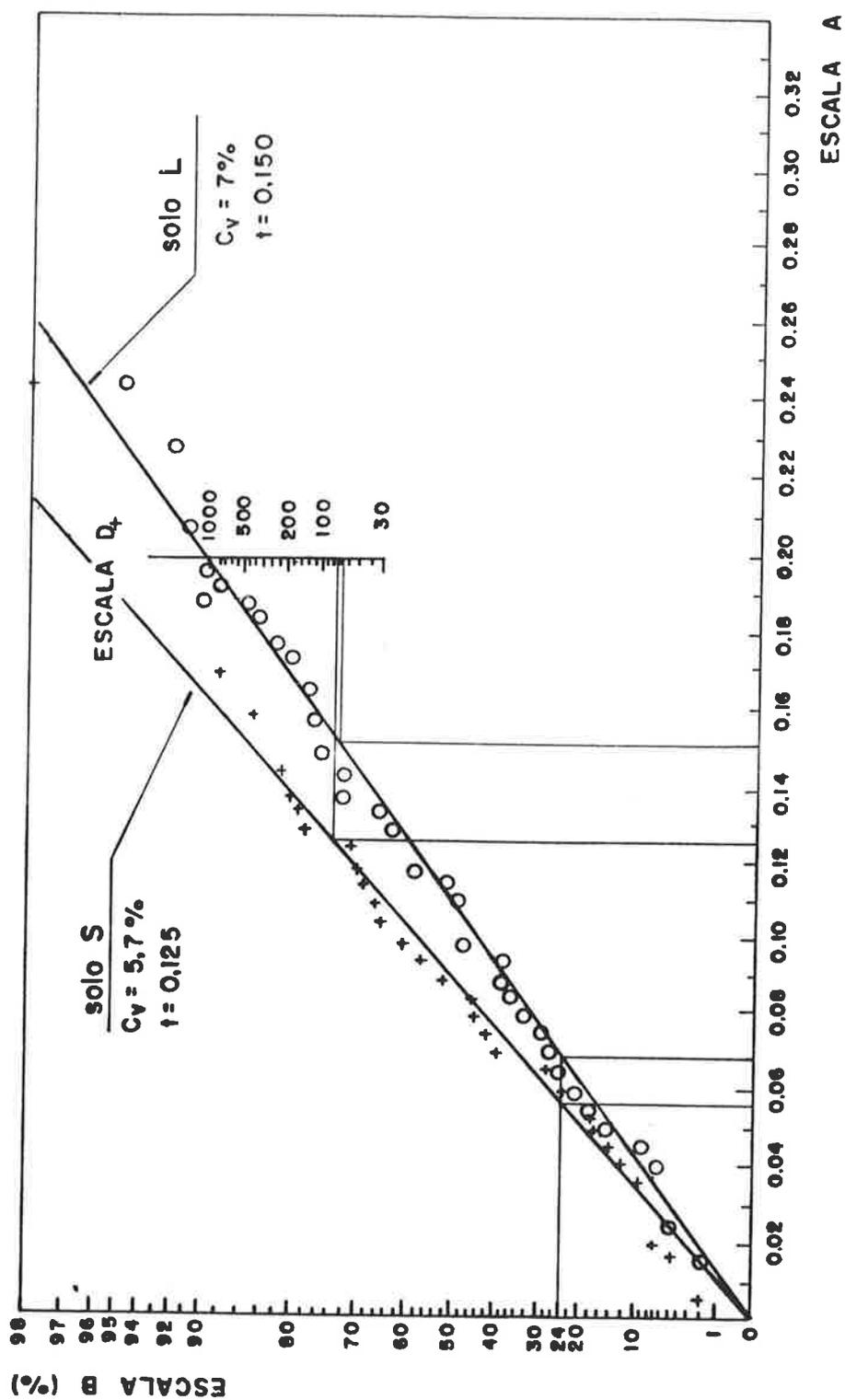


Figura IV.2 - "Linhas CV" dos solos S e L

Observa-se que o solo L misturado com cal apresenta coeficiente de variação um pouco maior que o solo S. No caso das misturas com cimento, esta diferença é mais acentuada. Não é recomendável, no entanto, se aprofundar no estudo das diferenças notadas entre os coeficientes de variação do solo-cal e do solo-cimento, devido a influências de operador e equipamento: as moldagens não foram realizadas no mesmo laboratório, nem executadas pelo mesmo pesquisador.

Os solos saprolíticos são tidos como mais heterogêneos que os lateríticos no estado natural, conforme citado na bibliografia (item II.4.1). Para a pesquisa, porém, os solos foram secos ao ar e homogeneizados, de modo que provavelmente outros fatores que a estrutura do solo passam a influir mais decisivamente na dispersão dos resultados .

Nas misturas de solo e cimento, constatou-se maior perda de resistência em função do tempo decorrido entre mistura e compactação no solo L que no solo S (Moura,1987), o que justificaria a maior dispersão do primeiro. Nas misturas solo-cal, a influência do tempo decorrido até a compactação na resistência só se faz notar depois de horas, conforme exposto no item IV.3.5. Como cada série de corpos de prova foi moldada em média em quinze minutos, o tempo de cura da mistura até a compactação não é uma explicação viável para a maior dispersão do solo L estabilizado com cal.

Uma explicação possível seria a de que a resistência das misturas de solo L com cal é mais sensível a variações do teor de umidade na compactação que a de misturas de solo S com cal, como discutido no item IV.3.4. Ao se moldar uma série, há pequenas diferenças de umidade entre os diversos corpos de prova, o que afeta mais a resistência do solo L que a do solo S.

IV.3 - Análise dos resultados

IV.3.1 - Resistência dos corpos de prova

Os dados de moldagem e os resultados referentes a cada corpo de prova no estudo da variação da resistência à compressão simples em função do tempo de cura para diversos teores de cal encontram-se no Anexo 4. Os valores médios em kN/m^2 estão indicados na Tabela IV.4.

TEOR DE CAL (%)	TEMPO DE CURA (DIAS)				
	3	7	28	84	336
Solo S					
3	440	550	710	830	690
6	440	650	1080	1760	2080
9	460	640	1210	2100	3780
12	460	640	1240	2060	5240
Solo L					
3	320	380	410	360	320
6	400	450	600	760	870
9	370	400	570	860	1440
12	360	400	620	1090	2550

Tabela IV.4 - Resistências médias em kN/m^2 em função do tempo de cura para diversos teores de cal

Observa-se que as resistências desenvolvidas pelos dois solos tratados com cal são relativamente baixas quando comparadas com $2\ 000\ \text{kN/m}^2$, valor mínimo de resistência à compressão simples esperado para bases de pavimentos, segundo comentado no item II.3.3.5. O solo S apresenta valores de resistência maiores ou iguais a $2\ 000\ \text{kN/m}^2$ a partir de idades de 84 dias, para teores de 9% ou 12%, ou a 336 dias de cura, para o teor de 6%. A resistência do solo L atinge $2\ 000\ \text{kN/m}^2$ para idades entre 84 e 336 dias, com teor de cal de 12%.

O solo S apresenta sistematicamente maiores resistências que o

solo L para iguais tempos de cura e teores de cal.

IV.3.2 - Resistência em função do tempo de cura

Os valores médios de resistência à compressão simples dos solos S e L em função do tempo de cura estão apresentados na Figura IV.3, com o tempo apresentado em escala logarítmica.

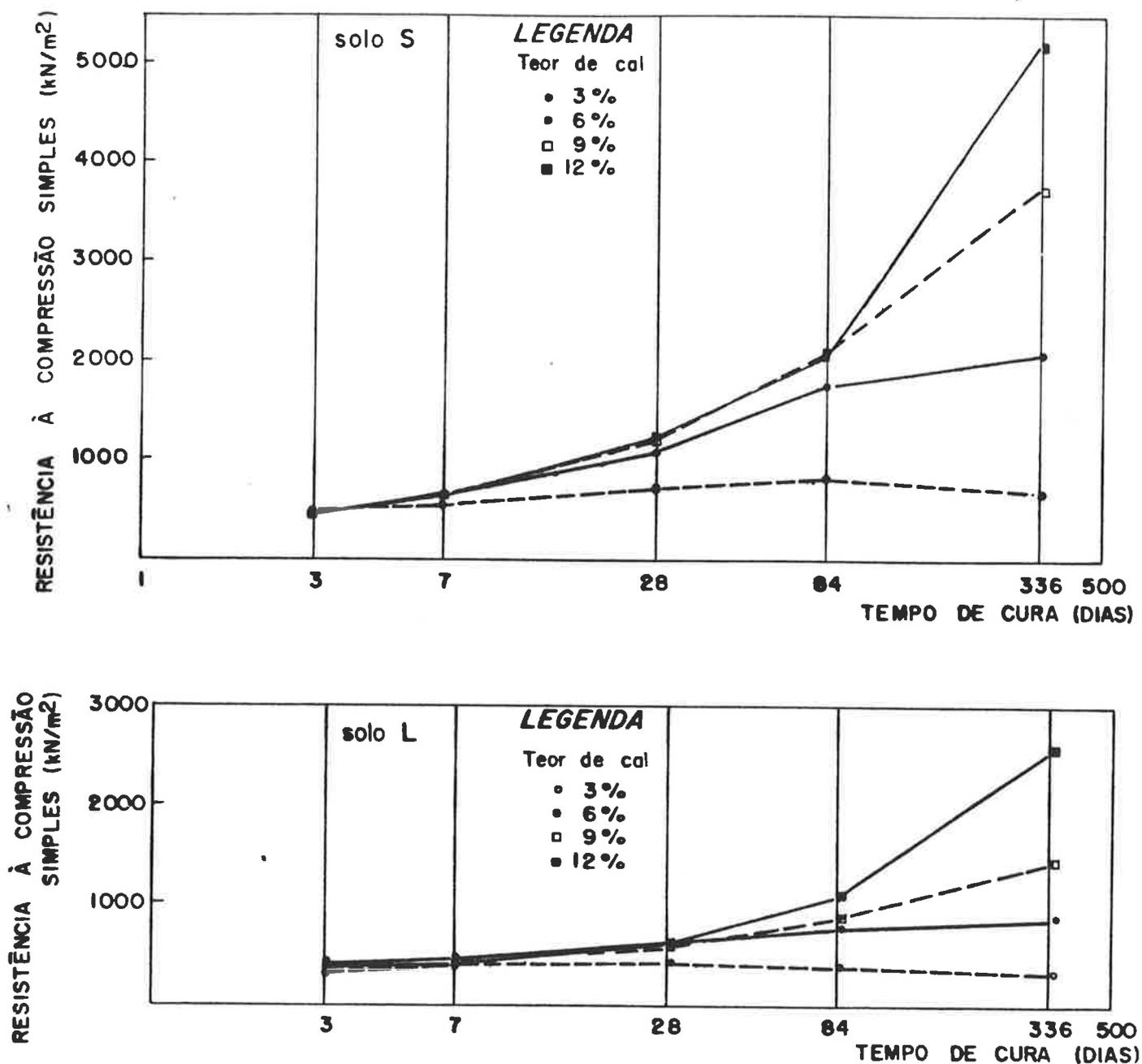


Figura IV.3 - Resistência à compressão simples das misturas solo S-cal e solo L-cal em função do tempo de cura (tempo em escala logarítmica)

Para o teor de 3%, os dois solos apresentam um suave acréscimo de resistência até determinado período de cura (84 dias para o solo S e 28 para o solo L) e queda de resistência para idades maiores. Para os demais teores, a resistência aumenta continuamente com o tempo de cura. Resultados semelhantes foram obtidos por Pinto, conforme apresentado no item II.3.4.1.

Na Tabela IV.5 estão apresentados os valores de resistência dos dois solos referidos aos de 3 dias de cura.

TEOR DE CAL (%)	TEMPO DE CURA (DIAS)				
	3	7	28	84	336
Solo S					
3	100	125	161	180	157
6	100	148	245	400	473
9	100	139	263	457	822
12	100	139	270	448	1139
Solo L					
3	100	119	128	113	100
6	100	113	150	190	218
9	100	108	154	232	389
12	100	111	172	303	708

Tabela IV.5 - Resistência à compressão simples, tomando-se como referência a resistência aos 3 dias de cura

O solo S apresenta maiores ganhos de resistência em função do tempo que o solo L. O ganho de resistência cresce com o tempo de cura, atingindo valores máximos da ordem de 11 vezes para o solo S e de 7 vezes para o solo L, nas condições de maior tempo de cura e maior teor de cal, isto é, para a idade de 336 dias com o teor de 12%.

Nos dois solos nota-se, no entanto, que para o teor de cal de 3%, o aumento de resistência evolui até certo período e decresce para intervalos de tempo superiores; no solo L, inclusive, o ganho de resistência aos 336 dias de cura volta a ser igual ao de 3 dias

de cura. Para o teor de 3% de cal o ganho máximo de resistência ao longo do período estudado foi de apenas 90% para o solo S e 30% para o solo L; o que sugere que pequenas quantidades de cal podem ser utilizadas para corrigir a plasticidade ou melhorar a trabalhabilidade dos solos, mas que para melhorar a resistência e garantir a durabilidade, maiores teores devem ser utilizados. Na prática rodoviária teores menores que 3% não são utilizados, já que a homogeneização da mistura nunca é perfeita, e utilizando-se baixos teores, porções do solo podem ficar sem cal.

Melhor visualização do ganho de resistência ao longo do tempo pode ser conseguida através da Tabela IV.6, onde estão apresentadas as taxas de crescimento de resistência por período, e da Figura IV.4, onde se pode observar o desenvolvimento da resistência em função do tempo em escala natural.

TEOR DE CAL (%)	PERÍODO (DIAS)				
	0-3	3-7	7-28	28-84	84-336
Solo S					
3	146,7	27,5	7,6	2,1	-0,6
6	146,7	52,5	20,5	12,1	1,3
9	153,3	45,0	27,1	15,9	6,7
12	153,3	45,0	28,6	14,6	12,6
Solo L					
3	106,7	15,0	1,4	-0,9	-0,2
6	133,3	12,6	7,1	2,9	0,4
9	123,3	7,5	8,1	5,2	2,3
12	120,0	10,0	10,5	8,4	5,8

Tabela IV.6 - Ganho de resistência por dia em kN/m^2 em função do tempo de cura

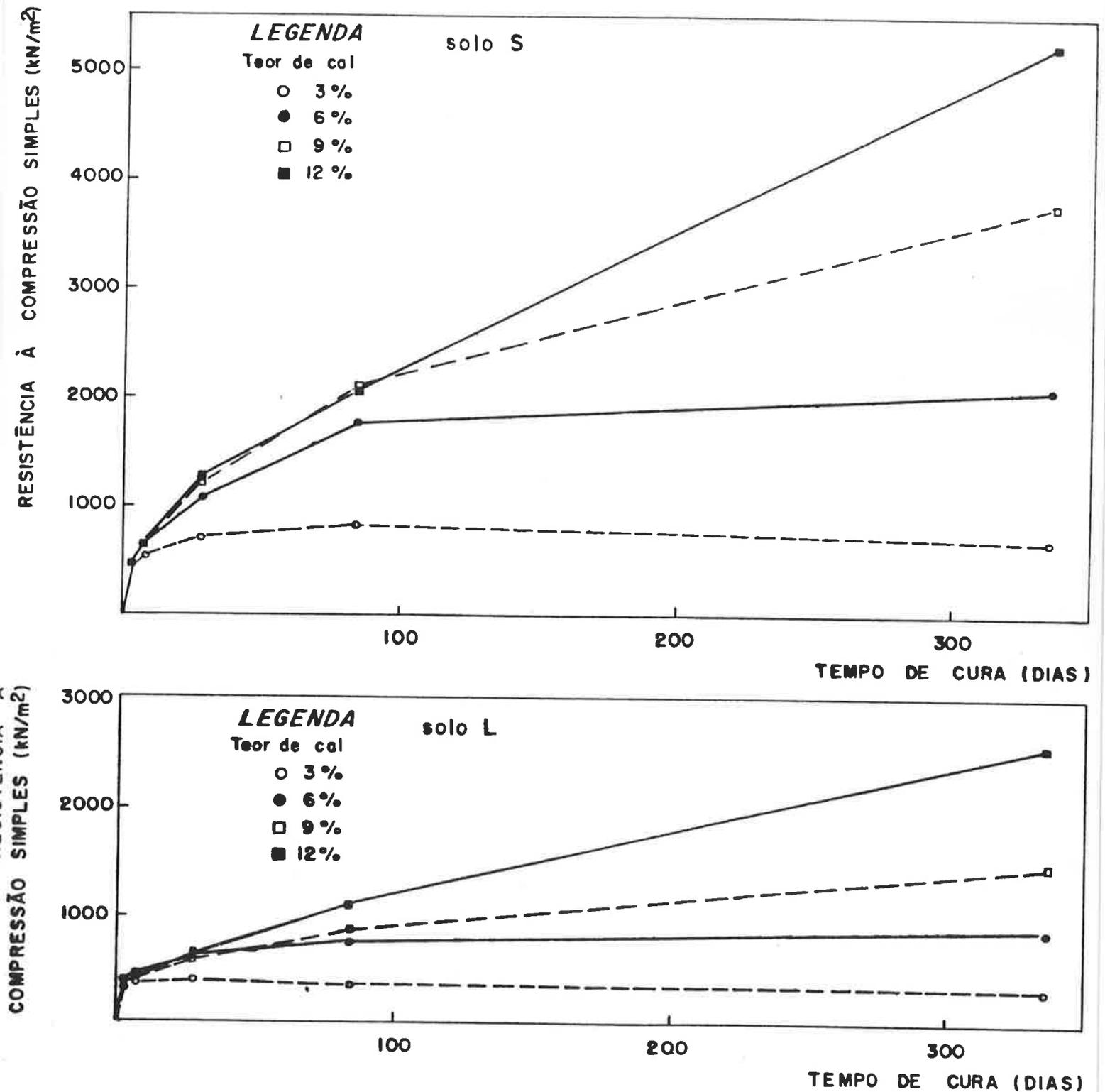


Figura IV.4 - Resistência à compressão simples das misturas solo S-cal e solo L-cal em função do tempo de cura (tempo em escala natural)

É interessante notar como a velocidade de acréscimo de resistência vai diminuindo ao longo do tempo, de modo que aparentemente a resistência tende a um valor final, o qual demorará tanto mais para ser atingido quando maior o teor de cal. Observa-se também que para elevados teores de cal há ainda uma velocidade elevada de acréscimo de resistência, mesmo depois do decorrer de 84 dias.

IV.3.3 - Resistência em função do teor de cal

Os valores médios de resistência à compressão simples dos solos S e L em função do teor de cal estão apresentados na Figura IV.5.

Como quadro geral para os dois solos, o teor de cal praticamente não influi na resistência à compressão simples para períodos de cura inferiores a 28 dias. A dependência da resistência em relação ao teor de cal vai se acentuando ao longo do tempo de cura, tornando-se mais evidente para a idade de 336 dias.

Para o solo S, a influência do teor de cal sobre a resistência torna-se mais nítida a partir da idade de 28 dias. Os teores de retenção de cal são: menor ou igual a 3% para 3 dias, igual a 6% para 7 dias e a 9% para 28 e 84 dias de cura. Para o período de 336 dias, o teor de retenção fica indefinido, pois a resistência cresce proporcionalmente ao teor de cal para os teores pesquisados.

Para o solo L, a variação da resistência em função do teor de cal se evidencia a partir da curva de 84 dias de cura. O ponto de retenção de cal, que para as idades de 3, 7 e 28 dias parece ser igual a 6%, a partir de 84 dias não fica definido, já que há aumento de resistência para cada aumento do teor de cal.

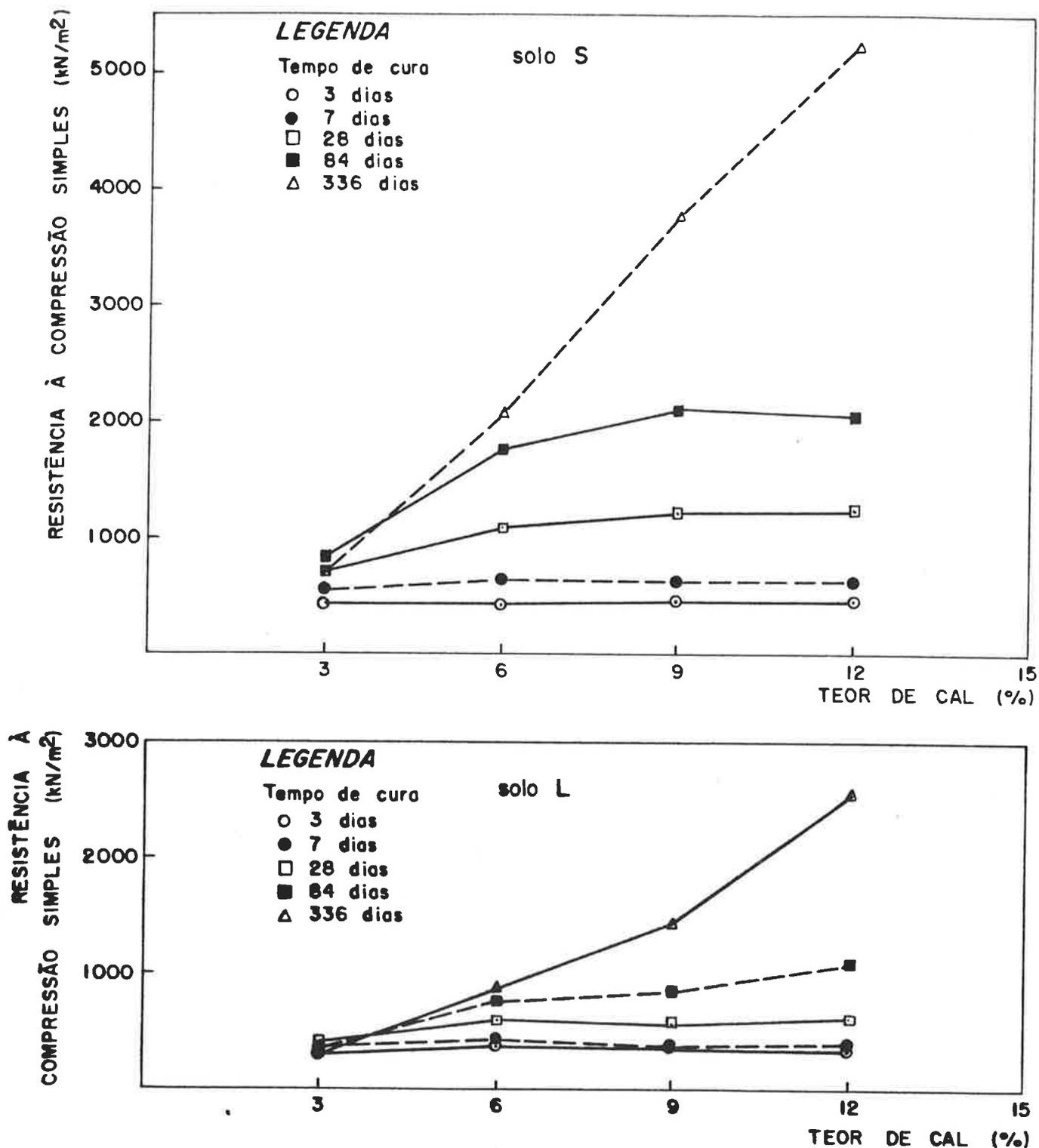


Figura IV.5 - Resistência à compressão simples das misturas solo S-cal e solo L-cal em função do teor de cal

Para melhor observação da influência do teor de cal no solo estabilizado, na Tabela IV.7 estão apresentados os valores de resistência em relação ao teor de 3% de cal.

TEOR DE CAL (%)	TEMPO DE CURA (DIAS)				
	3	7	28	84	336
Solo S					
3	100	100	100	100	100
6	100	118	152	212	301
9	105	116	170	253	548
12	105	116	175	248	759
Solo L					
3	100	100	100	100	100
6	126	118	146	211	272
9	116	105	139	239	450
12	113	105	151	303	797

Tabela IV.7 - Resistência à compressão simples, tomando-se como referência a resistência com teor de cal de 3%

Observa-se que, para os dois solos estudados, a utilização de maior quantidade de cal traz benefícios reais, mas que não se fazem notar de imediato. Até 7 dias de cura, não há ganhos notáveis de resistência, nunca superiores a 18% para o solo S e a 25% para o solo L. Para mais longos períodos de cura, o ganho de resistência é indubitavelmente crescente com o teor de cal, atingindo a ordem de 660% para o solo S e 700% para o solo L, para a idade de 336 dias e teor de cal igual a 12%.

Para auxiliar a análise conjunta dos dois solos, determinou-se o quociente $RCS(S)/RCS(L)$ para cada teor de cal e tempo de cura, ou seja, qual a razão entre as resistências das misturas solo S-cal e solo L-cal para mesmas condições experimentais. A Tabela IV.8 e a Figura IV.6 apresentam o quociente $RCS(S)/RCS(L)$ em função do teor de cal para cada idade.

TEOR DE CAL (%)	TEMPO DE CURA (DIAS)				
	3	7	28	84	336
3	1,4	1,4	1,7	2,3	2,2
6	1,1	1,4	1,8	2,3	2,4
9	1,2	1,6	2,1	2,4	2,6
12	1,3	1,6	2,0	1,9	2,1

Tabela IV.8 - Quociente $RCS(S)/RCS(L)$ em função do teor de cal para diversos tempos de cura

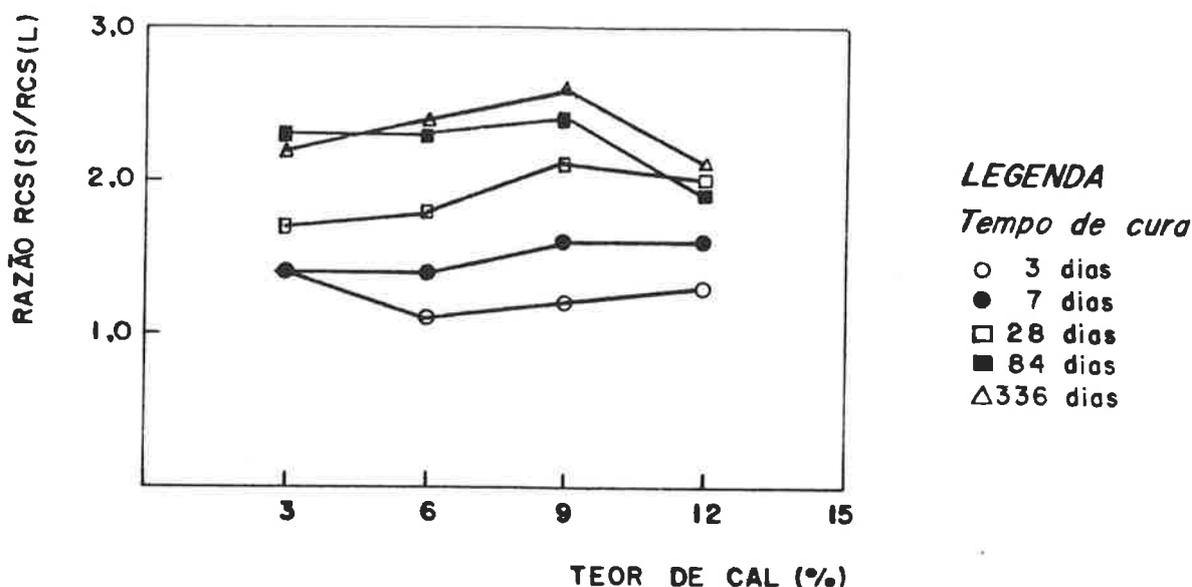


Figura IV.6 - Quociente $RCS(S)/RCS(L)$ em função do teor de cal para diversos tempos de cura

A razão $RCS(S)/RCS(L)$ é sempre maior que 1 e todos os valores obtidos estão compreendidos entre 1,1 e 2,6, o que comprova que a resistência da mistura solo S-cal é sempre maior que a da mistura solo L-cal.

O quociente $RCS(S)/RCS(L)$ é praticamente constante para os quatro teores de cal para a idade de 3 dias, acusando apenas um valor menor para o teor de 6%, o qual pode estar realmente traduzindo o comportamento dos materiais, ou ser apenas devido a variações experimentais. Até 28 dias de cura, observa-se a tendência a que a razão aumente com o teor de cal até o teor de 9%

e se estabilize entre os teores de 9% e 12%. Para curas mais prolongadas, parece haver a tendência a que a razão aumente com o teor de cal até o teor de 9% e diminua para o teor de 12%..

O tempo de cura parece exercer mais influência na razão $RCS(S)/RCS(L)$ do que o teor de cal. Isto ocorre porque a resistência do solo S aumenta ao longo do tempo mais intensamente que a resistência do solo L (Tabela IV.5), enquanto que a influência do teor de cal, entre os dois solos, não apresenta diferenças nítidas (Tabela IV.7).

As Figuras IV.7 e IV.8 apresentam uma visão conjunta da variação da resistência em função do teor de cal e do tempo de cura para os solos S e L respectivamente (tempo em escala logarítmica).

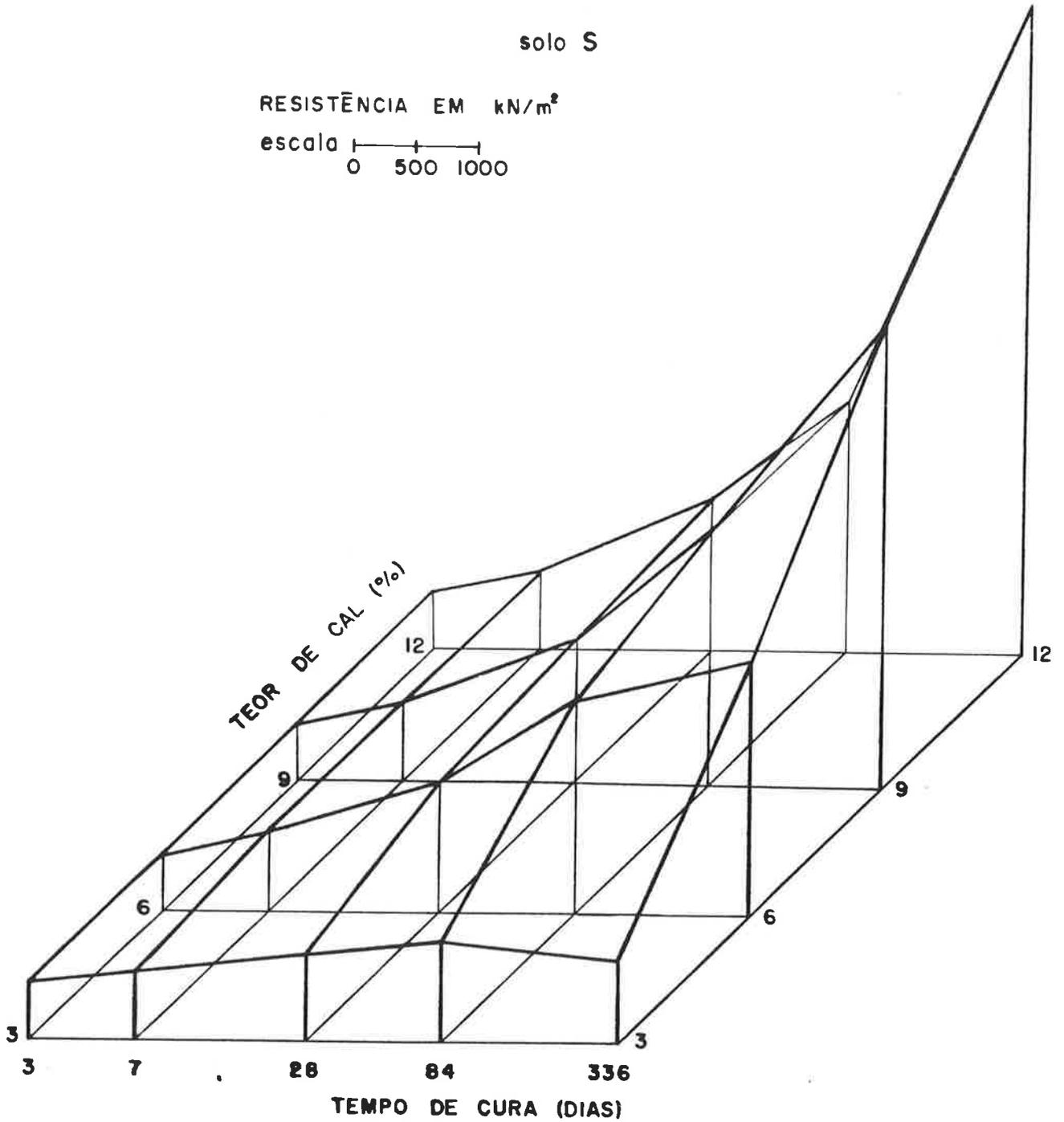


Figura IV.7 - Resistência à compressão simples de misturas solo S-cal em função do teor de cal e do tempo de cura (tempo em escala logarítima)

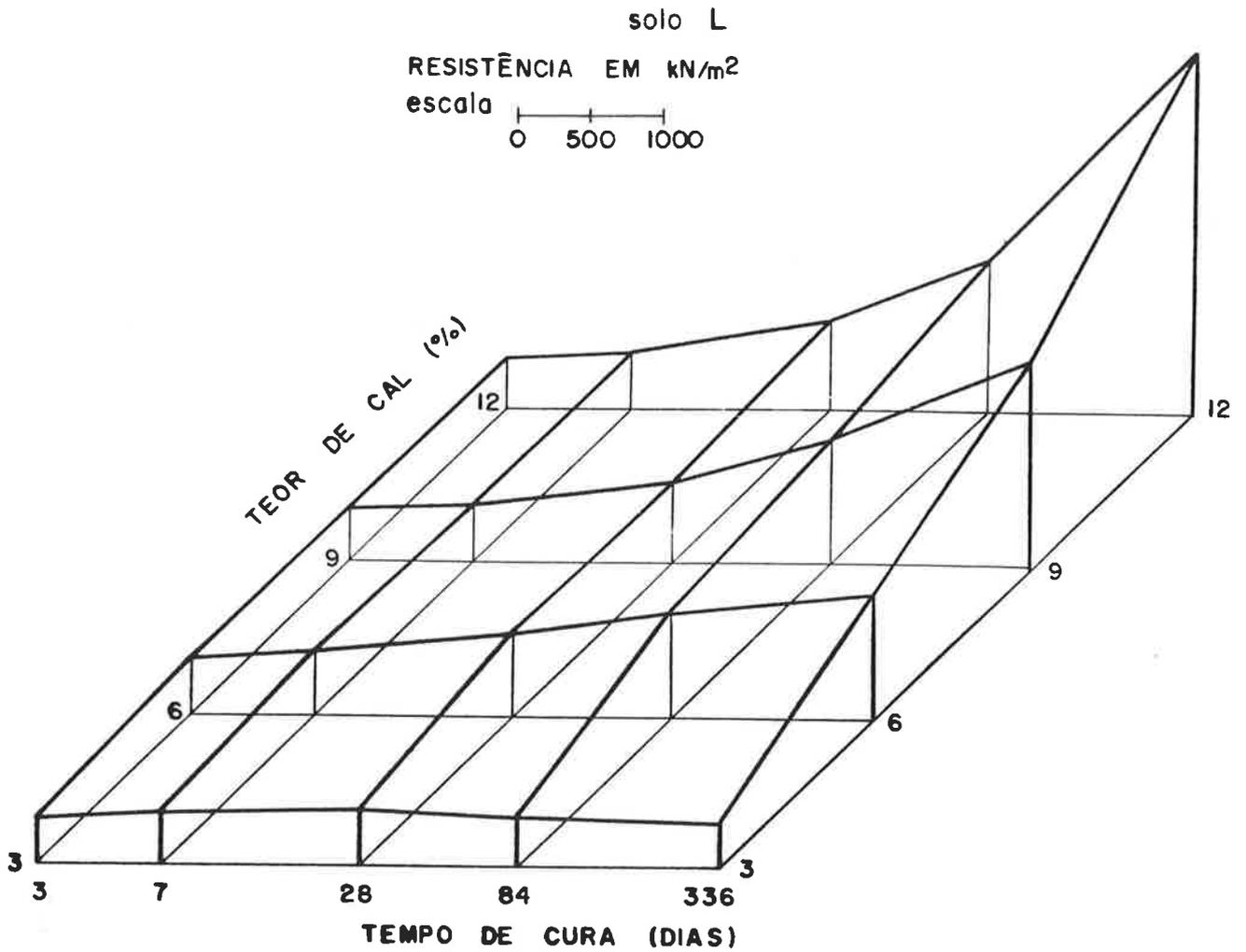


Figura IV.8 - Resistência à compressão simples de misturas solo L-cal em função do teor de cal e do tempo de cura (tempo em escala logarítima)

IV.3.4 - Resistência em função do grau de compactação e do desvio de umidade

Os resultados referentes a cada corpo de prova no estudo da variação da resistência à compressão simples em função do grau de compactação e do desvio de umidade encontram-se no Anexo 5. Os valores médios estão apresentados nas Figuras IV.9 e IV.10. Foram ensaiadas misturas de solo L e de solo S com teor de cal de 9% a 7, 28 e 84 dias de cura.

Para ambos os solos observa-se a tendência a que a resistência aumente com o grau de compactação e diminua com o aumento de umidade. Tentou-se estimar a variação da resistência com o grau de compactação e com o desvio de umidade através de uma regressão múltipla, da forma:

$$RCS = a - b * (100 - GC) - c * \Delta h$$

GC ... grau de compactação (em porcentagem)

Δh ... desvio de umidade (em porcentagem)

As expressões e cálculos referentes à regressão múltipla encontram-se no Anexo 6.

Com os parâmetros obtidos na regressão, os quais estão apresentados na Tabela IV.9 em kN/m^2 , foram traçadas curvas de igual resistência nos gráficos das Figuras IV.9 e IV.10. Na Tabela IV.9 constam também, para cada regressão calculada, o desvio padrão, o coeficiente t e o intervalo de confiança de 95% de cada parâmetro.

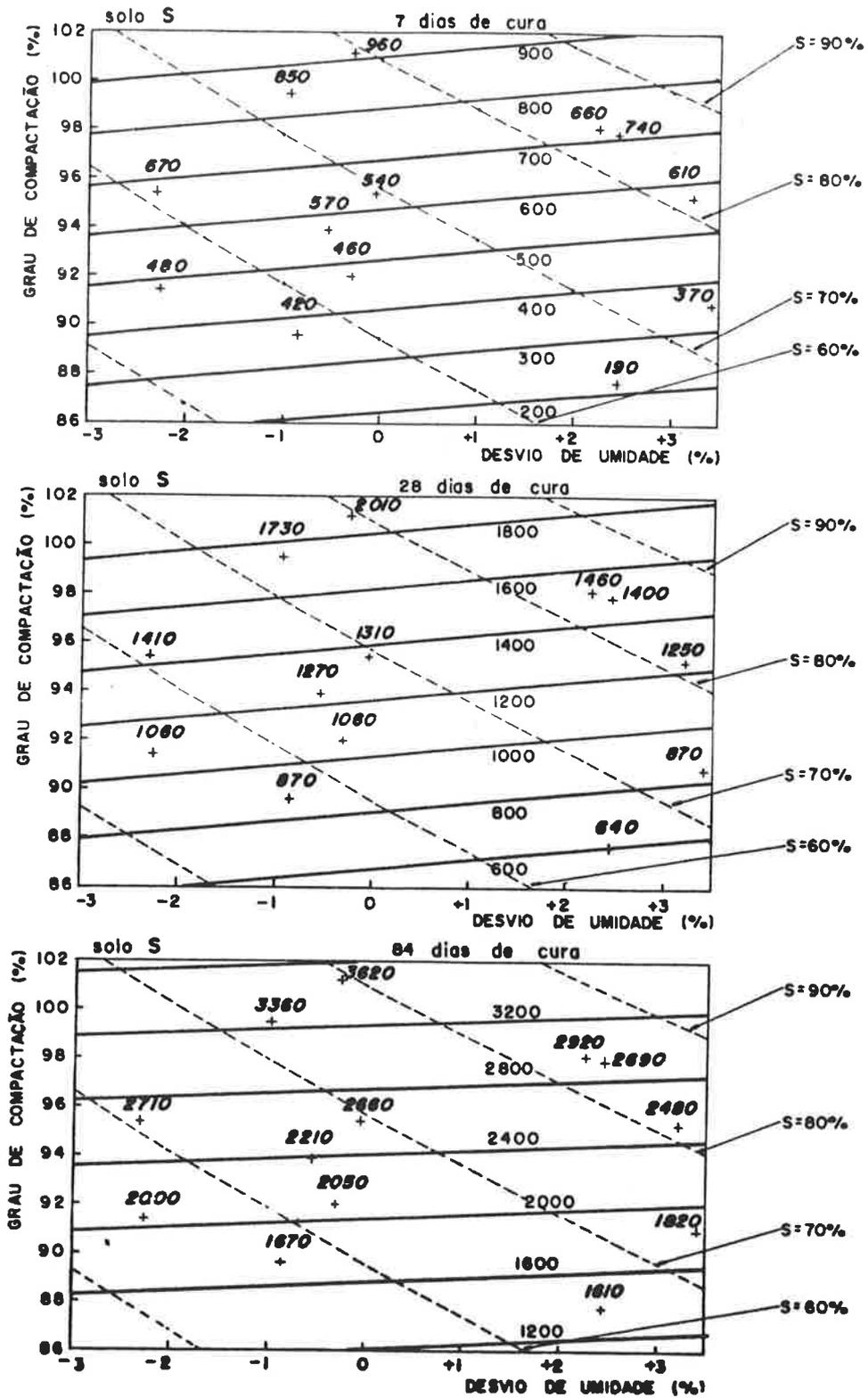


Figura IV.9 - Resistência à compressão simples de misturas solo S-cal em função do grau de compactação e do desvio de umidade

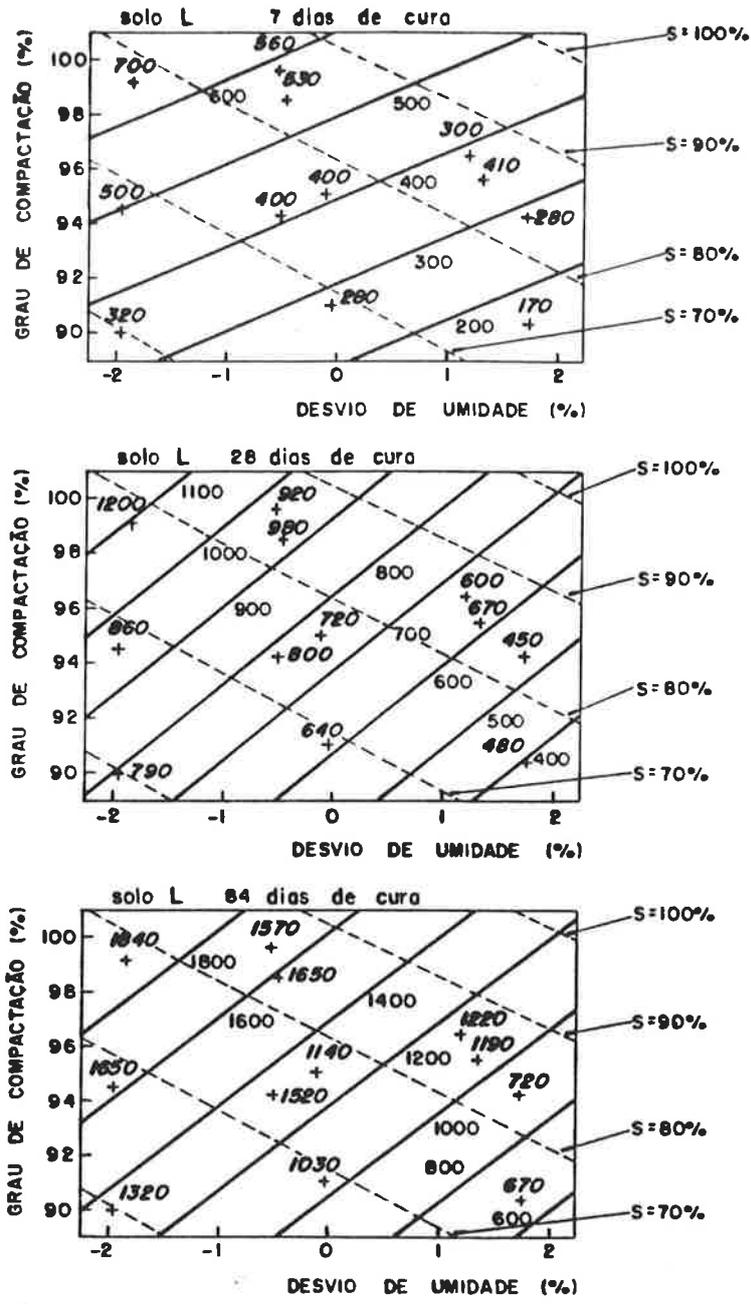


Figura IV.10 - Resistência à compressão simples de misturas solo L-cal em função do grau de compactação e do desvio de umidade

TEMPO DE CURA		TESTES ESTATÍSTICOS	PARÂMETRO "a"	PARÂMETRO "b"	PARÂMETRO "c"
Solo S	7 dias	estimativa s t IC 95%	852 22 39 50	48 3 16 7	18 7 2,6 16
	28 dias	estimativa s t IC 95%	1755 30 59 68	88 4 22 9	34 9 3,8 20
	84 dias	estimativa s t IC 95%	3291 66 50 149	151 10 15 23	27 20 1,4 45
Solo L	7 dias	estimativa s t IC 95%	567 24 24 55	33 4 8,3 9	57 9 6,3 21
	28 dias	estimativa s t IC 95%	921 42 22 97	34 7 4,9 16	112 16 7,0 37
	84 dias	estimativa s t IC 95%	1585 70 23 161	61 12 5,1 28	193 27 7,1 62

Tabela IV.9 - Parâmetros da regressão múltipla

Os valores de resistência dos pontos experimentais calculados através da regressão estão apresentados no Anexo 6. O erro máximo obtido foi igual a 26%. Erros superiores a 20% ocorreram apenas para os pares, (GC=94,2% ; $\Delta h=1,7\%$) e (GC=96,4% ; $\Delta h=1,2\%$), relativos ao solo L, que serão discutidos posteriormente. A maior parte dos desvios em relação aos valores de ensaio não excede 10%. Este fato também pode ser constatado pela boa adequação dos pontos experimentais às curvas de regressão apresentadas nas Figuras IV.9 e IV.10.

O parâmetro "a" indica a resistência que seria obtida nas condições ótimas de compactação, ou seja, para GC = 100% e $\Delta h=$

0%. Nos itens IV.3.1 e IV.3.3 foi observado que o solo S desenvolve sistematicamente resistências superiores às do solo L. A análise dos parâmetros "a" obtidos confirma estas observações: o parâmetro "a" do solo S é maior que o do solo L para todos os tempos de cura, e a razão entre eles é igual a 1,5 para 7 dias, 1,9 para 28 dias e 2,1 para 84 dias, comparando-se com os valores correspondentes da série principal que foram respectivamente 1,6, 2,1 e 2,4.

A influência do grau de compactação na resistência à compressão simples em termos absolutos, indicada pelo parâmetro "b", é maior para o solo S que para o solo L. A variação da resistência em função do grau de compactação é mais marcante para maiores tempos de cura, o que ocorre mais nitidamente com o solo S que com o solo L.

Para melhor verificar com qual parcela da resistência o grau de compactação contribui, na Tabela IV.10 apresenta-se o parâmetro "b" em relação ao parâmetro "a".

PARÂMETROS	b/a	c/a
TEMPO DE CURA	(%)	(%)
Solo S		
7 dias	-5,8	-2,1
28 dias	-5,0	-1,9
84 dias	-4,6	-0,8
Solo L		
7 dias	-5,8	-10,1
28 dias	-3,7	-12,2
84 dias	-3,8	-12,2

Tabela IV.10 - Parâmetros "b" e "c" em função do parâmetro "a"

Observa-se que a queda relativa de resistência com o grau de compactação é bastante próxima nos dois solos, sendo ligeiramente

maior no solo S, e parecendo decrescer com o tempo de cura. Em valores absolutos, a diminuição de 1% no grau de compactação causa uma diminuição de 48 kN/m² na resistência para o solo S e de 33 kN/m² para o solo L, a 7 dias de cura. Porém, proporcionalmente, a queda de resistência foi praticamente a mesma.

A influência do desvio de umidade na resistência à compressão simples em termos absolutos, estimada pelo parâmetro "c", é maior para o solo L que para o solo S. O solo S parece ser pouco sensível a variações de umidade, pois o parâmetro "c" é bastante baixo para todos os tempos de cura.

A queda relativa de resistência com o desvio de umidade é mais notável no solo L, em que a resistência decresce de 10 a 12% com o aumento de 1% no desvio de umidade. O efeito do desvio de umidade na resistência do solo L, que em valores absolutos é tanto maior quanto maior o tempo de cura, em termos relativos permanece na mesma ordem de grandeza. Para o solo S, um aumento de 1% no desvio de umidade causa uma alteração de aproximadamente 2% na resistência.

A grande variação de resistência em função do teor de umidade de moldagem dos solos lateríticos tem sido observada por diversos pesquisadores. Barros (1985), por exemplo, mostra que em ensaios Q, os solos lateríticos apresentam valores de tensão desviatória na ruptura muito mais sensíveis às condições de compactação (especificamente, umidade de moldagem) que os solos saprolíticos.

Deve-se fazer a ressalva de que o estudo apresentado se refere ao campo de umidades e densidades dos ensaios executados. É sabido que para pontos muito próximos da saturação, a supercompactação altera a tendência das curvas de igual resistência: para teores de umidade muito elevados, a resistência pode diminuir com o grau de compactação. Isto tem sido constatado na resistência dos solos em ensaios triaxiais (Seed et alii, 1960) e atribuído à estrutura do

solo compactado, que se torna mais dispersa nestas condições. Tal fato foi também observado para os mesmos solos S e L quando estabilizados com cimento (Moura, 1987). Esta poderia ser a explicação para a não adequação à regressão dos dois pontos experimentais anteriormente citados, quais sejam, os pares (GC=94,2% ; $\Delta h=1,7\%$) e (GC=96,4% ; $\Delta h=1,2\%$) relativos ao solo L.

Os resultados dos ensaios de resistência em função do teor de cal e tempo de cura ("pano de fundo") não puderam ser utilizados para comparação, por serem muito mais baixos que os resultados obtidos nesta fase da pesquisa, realizada 6 meses mais tarde. A Tabela IV.11 apresenta uma comparação entre os valores do "pano de fundo" com teor de cal de 9% e os que teriam sido obtidos nesta fase para os mesmos graus de compactação e desvios de umidade, calculados através da regressão.

TEMPO DE CURA	RESISTENCIA POR MEIO DE ENSAIO RCS_e (kN/m^2)	RESISTENCIA POR MEIO DE REGRESSAO RCS_r (kN/m^2)	RAZAO RCS_e/RCS_r
Solo S			
7 dias	640	818	1,3
28 dias	1210	1601	1,4
84 dias	2160	3209	1,5
Solo L			
7 dias	400	523	1,3
28 dias	570	865	1,5
84 dias	860	1487	1,7

Tabela IV.11 - Comparação entre valores do "pano de fundo" e da regressão linear

Uma causa possível para as resistências sistematicamente maiores desta fase do estudo seria a variação da temperatura durante a cura, conforme citado no item III.3.7. Um aumento na temperatura de cura definitivamente acelera o processo de estabilização e ocasiona um ganho de resistência. A primeira fase dos ensaios foi realizada durante os meses mais frios do ano, e a segunda, no verão. Verificou-se que a temperatura na câmara úmida varia em até 6 °C durante o ano, confirmando as observações de Moura (1987), de modo que os corpos de prova da segunda fase teriam sido curados a uma temperatura maior que os da primeira fase, justificando assim a disparidade entre os valores de resistência obtidos. A análise de cada etapa foi portanto desenvolvida independentemente.

IV.3.5 - Resistência em função do tempo entre mistura e compactação

Os resultados do estudo da variação da resistência à compressão simples em função do tempo entre mistura e compactação encontram-se no Anexo 7.

A figura IV.11 mostra a variação do peso específico aparente seco e da resistência à compressão simples em função do tempo entre mistura e compactação para os dois solos, estando o tempo apresentado em escala logarítmica.

Observa-se que a resistência dos solos praticamente não diminui nas primeiras quatro horas de demora entre mistura e compactação. Resultados diferentes foram obtidos por outros autores, como discutido no item II.3.4.6.

O solo saprolítico sofre certa queda de resistência para tempos mais longos, da ordem de 25% para 24 horas. A curva do peso específico aparente seco em função do tempo mostra um decréscimo

no grau de compactação, o que explicaria a queda na resistência.

O solo laterítico sofre pouca influência da demora, apresentando graus de compactação e valores de resistência praticamente constantes mesmo para mais prolongados tempos de espera.

Os mesmos solos misturados com cimento apresentaram comportamentos opostos: o peso específico aparente seco e a resistência do solo S foram pouco afetados pela demora antes da compactação, ao passo que, nas misturas de solo L, sofreram grande decréscimo (Moura, 1987).

Os resultados levam a crer que a provável demora que ocorre entre a mistura e a compactação de uma camada de solo-cal no campo não compromete sensivelmente a resistência esperada.

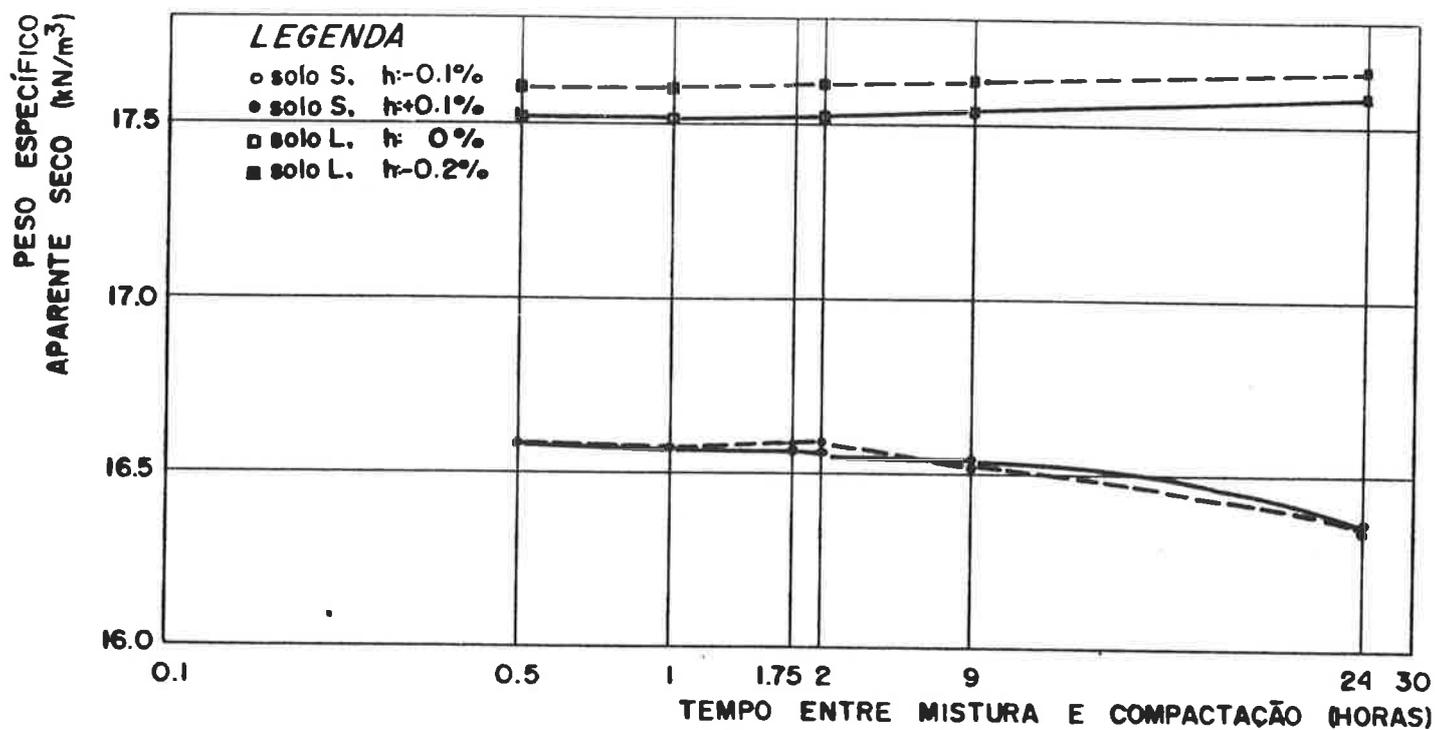
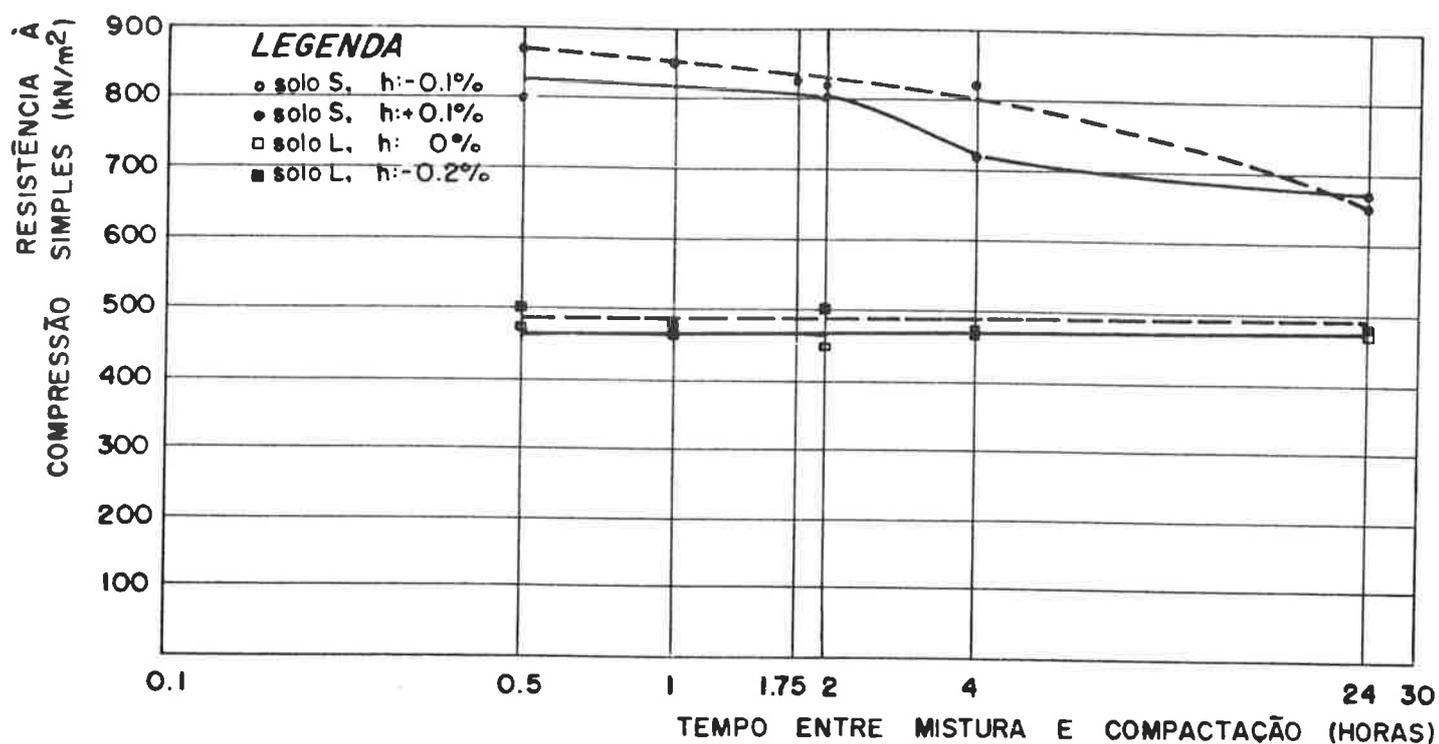


Figura IV.11 - Resistência à compressão simples e peso específico aparente seco em função do tempo entre mistura e compactação

V. CONCLUSÕES

Este trabalho tem como propósito contribuir para o conhecimento geotécnico de dois solos tropicais quando estabilizados com cal, através do estudo da variação da resistência à compressão simples das misturas em função de alguns fatores considerados relevantes pela bibliografia especializada.

Alguns comentários sobre aspectos interessantes dos resultados obtidos são apresentados a seguir.

V.1 - Resistência das misturas solo-cal

As misturas do solo saprolítico estudado com cal apresentaram sistematicamente maiores resistências que as do laterítico com cal para iguais teores e tempos de cura.

As resistências desenvolvidas pelos dois solos tratados com cal são baixas quando comparadas a 2000 kN/m^2 , mínimo valor desejável para bases de pavimentos (Pinto, 1960). Esta resistência pode no entanto ser atingida com a utilização de maiores teores de cal e após mais longos tempos de cura.

O solo saprolítico apresenta resistência maior ou igual a 2000 kN/m^2 a partir de 84 dias de cura para os teores de 9% e 12%, ou a 336 dias de cura para o teor de 6%. O solo laterítico atinge este valor para idades entre 84 e 336 dias, com o teor de 12%.

Deve-se observar que a cal utilizada só apresenta 60% de material ativo, porcentagem bem inferior aos 90% recomendados como mínima para aceitabilidade das cales nacionais. Portanto, os

teores pesquisados não correspondem às porcentagens reais de hidróxido de cálcio adicionado aos solos.

V.2 - Influência de cada fator estudado na resistência das misturas

V.2.1 - Resistência em função do tempo de cura

A resistência aumenta com o tempo de cura. Apenas para o teor de 3% de cal observa-se ganho de resistência até certa idade e decréscimo posterior, o que indica que com a utilização deste teor não há permanência da resistência adquirida.

A velocidade de acréscimo de resistência vai se reduzindo ao longo do tempo pesquisado, de modo que aparentemente a resistência tende a um valor final constante, o qual demorará tanto mais para ser atingido quanto maior o teor de cal.

A influência do tempo de cura na resistência é mais intensa para o solo saprolítico que para o laterítico.

V.2.2 - Resistência em função do teor de cal

O teor de cal praticamente não modifica a resistência à compressão simples para períodos de cura inferiores a 28 dias. A partir desta idade, a dependência da resistência com o teor de cal vai se evidenciando com o decorrer do tempo de cura.

A influência do teor de cal na resistência é semelhante para os dois solos.

V.2.3 - Resistência em função do grau de compactação e do desvio de umidade

Para ambos os solos observa-se a tendência a que a resistência aumente com o grau de compactação e diminua com o teor de umidade. Regressões múltiplas satisfatórias foram obtidas entre a resistência e estas duas variáveis para todos os tempos de cura estudados.

A influência relativa do grau de compactação na resistência é semelhante para os dois solos, sendo ligeiramente maior para o solo saprolítico, e parecendo decrescer com o tempo de cura.

A influência relativa do teor de umidade na resistência é mais notável para o solo laterítico, e aparentemente não se modifica ao longo do tempo de cura.

V.2.4 - Resistência em função do tempo entre mistura e compactação

A resistência dos solos praticamente não diminui em consequência do tempo decorrido entre mistura e compactação nas primeiras quatro horas.

O solo saprolítico sofre certa queda de resistência entre 4 e 24 horas, ao passo que o laterítico pode apresentar neste período resistências até mais elevadas que as obtidas por compactação imediata. Estas pequenas variações de resistência correspondem a variações análogas do peso específico aparente seco.

V.3 - Comentários adicionais

A adição de cal causa uma diminuição do peso específico aparente seco máximo e um aumento do teor de umidade ótimo, conforme repetidamente citado na bibliografia.

O solo misturado com cal apresenta menor índice de Plasticidade que o solo natural, principalmente devido a um aumento do Limite de Plasticidade. O Limite de Liquidez apresenta pequeno aumento com o teor de cal, mais aparente no solo saprolítico. A modificação dos limites de Atterberg é semelhante para os teores de cal de 3% e 12%, de onde se conclui que a adição de 3% de cal é suficiente para diminuir a plasticidade destes solos.

A análise estatística dos resultados de todos os ensaios efetuados, realizada com o intuito de determinar quais resultados devem ser descartados como incorretos, também permitiu que se estimasse o coeficiente de variação da resistência de cada solo. O solo laterítico misturado com cal apresentou coeficiente de variação um pouco maior que o do solo saprolítico. As amostras utilizadas foram secas ao ar, peneiradas e homogeneizadas, afastando-se assim a hipótese de que a estrutura dos solos pudesse influir na dispersão dos resultados. Parece aceitável a explicação de que a maior dispersão do solo laterítico se deva a sua sensibilidade ao teor de umidade de compactação.

V.4 - Conclusão geral

Comparando-se os dois solos tratados com cal, parece mais auspiciosa a utilização do solo saprolítico, por desenvolver maiores resistências e ter menor sensibilidade à umidade de

compactação. Acresce-se ainda a conveniência de que não perde muita resistência se houver demora entre mistura e compactação. Considera-se, portanto, promissora sua utilização em estradas vicinais e vias urbanas de tráfego leve, onde inclusive as resistências mais baixas relativas ao princípio da cura podem ser compatíveis com o reduzido tráfego inicial.

É importante mencionar que seria muito proveitoso acompanhar os estudos de laboratório com um trecho experimental, onde se poderia observar em escala real o comportamento dos solos.

V.5 - Sugestões para prosseguimento da pesquisa

A estabilização com cal envolve grande número de variáveis. A bibliografia especializada revela lacunas no conhecimento do tema, além de falta de consenso sobre os conceitos básicos envolvidos. É grande, portanto, o leque de pesquisas interessantes a serem efetuadas. Algumas sugestões estão apresentadas a seguir, relativas à continuação deste trabalho em particular.

- seria interessante repetir o estudo realizado para outros solos saprolíticos e lateríticos, com a finalidade de verificar se o comportamento geotécnico dos dois solos estudados pode ser generalizado.

- seria necessário acrescentar a variável temperatura ao estudo, dadas as altas temperaturas a que os pavimentos estão sujeitos nas regiões tropicais e a influência inquestionável que a temperatura exerce sobre a resistência das misturas solo-cal. Sugere-se a determinação de uma metodologia de laboratório que reflita o efeito das condições de temperatura a que as estradas

estão sujeitas.

- estabilizar os solos com outros tipos de cal e com associação de cal e cimento.

- estudar resiliência do material estabilizado. Como a norma ASSHO de pavimentação recomenda o uso do módulo de resiliência para dimensionamento, parece desejável que as próximas pesquisas se preocupem em incorporar este ensaio à investigação experimental.

VI - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABIKO, A.K. (1987a). Estabilização de solos com cimentos pozolânicos de cinza de casca de arroz e de resíduo cerâmico. Tese de doutoramento, 145 p., Escola Politécnica, USP, São Paulo.
- ABIKO, A.K. (1987b). Estabilização de solos com cimentos pozolânicos. EPUSP, Boletim BT-12/87, 16 p., São Paulo.
- AEHNBERG, H.; BENGTSSON, P.-E.; HOLM, G. (1989). Prediction of strength of lime columns. XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Proceedings, v.2, seção 18/1, p.1327-1330, Rio de Janeiro.
- AGOPYAN, V. (1985). A cal na Engenharia Civil. V Reunião Aberta da Indústria da Cal, Anais, p.27-34, São Paulo.
- AMBROISE, J.; BACOT, J.; MURAT, M.; PERA, J. (1985). Valorisation de la laterite en tant que materiau de construction dans un habitat economique. I International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, v.2, seção 6, p.395-406, Brasília.
- ANDAY, M.C. (1961). Accelerated curing for lime-stabilized soils. Highway Research Board, Boletim Nr.304, Washington, D.C.
- ARNOLD, W. (1985). Tropische Residualboeden. Tese de doutoramento, IGB, ETHZ, Zurique.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (1961). Normas de dosagem e métodos de ensaio. 67 p., São Paulo.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DOS PRODUTORES DE CAL (1977). I reunião aberta sobre calcinação de calcários e dolomitos para fabricação de cal virgem. Boletim Nr.2, 91 p., São Paulo.

BALASUBRAMANIAM, A.S.; BUENSUCESO JR., B.R. (1989). On the overconsolidated behavior of lime treated soft clay. XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Proceedings, v.2, seção 18/3, p.1335-1338, Rio de Janeiro.

BALDUZZI, F. (1968). Die Lebensdauer der Nationalstrasse, eine bodenmechanische Analyse. Neue Zuercher Zeitung, 17 April, Beilage "Technik", 13 p., Zurique.

BALDUZZI, F. (1973). Frost properties of cement stabilized bases. OECD, 18 p., Oslo.

BALDUZZI, F. (1985a). Bodenstabilisierung. Vorlesungsnotizen, IGB, ETHZ, Zurique.

BALDUZZI, F. (1985b). Tropische Boeden. Vorlesungsnotizen, IGB, ETHZ, Zurique.

BALDUZZI, F. (1987). Roads in developing countries. XVIII World Road Congress, Questão VI, 15 p., Bruxelas.

- BARELLI, N.; MELIOS, C.B. (1985). Soil-lime reactions: a comparison study between two Brazilian red soils. I International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, v.2, seção 4.2, p.271-282, Brasília.
- BARROS, J.M.C. (1985). Comparação entre a resistência ao cisalhamento de dois solos lateríticos e dois solos saprolíticos compactados do Estado de São Paulo. Dissertação de mestrado, 245 p., Escola Politécnica, USP, São Paulo.
- BELL, F.G.; TYRER, M.J. (1989). The enhancement of the properties of clay soils by the addition of cement or lime. XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Proceedings, v.2, seção 18/4, p.1339-1341, Rio de Janeiro.
- BERNUCCI, L.L.B. (1983). Contribuição ao estudo dos solos tropicais. Noções preliminares. Seminário, 30 p., Escola Politécnica, USP, São Paulo.
- BERNUCCI, L.L.B. (1987). Expansão e contração de solos tropicais compactados e suas aplicações às obras viárias. Classificação de solos tropicais com base na expansão e contração. Dissertação de mestrado, 184 p., Escola Politécnica, USP, São Paulo.
- BJERRUM, L. (1967). Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings. Géotechnique, v. XVII, Nr.2, p.83-118.
- BOSCOV, M.E. (1985). Estudo de um solo saprolítico estabilizado com cal. Relatório interno do Convênio ETHZ/EPUSP, IGB, ETHZ, Zurique.

- BOYNTON, R.S. (1970). Erfahrungen mit der Kalk-Bodenverfestigung in den USA. Zement-kalk-Gips Nr.11, p.522-529.
- CASANOVA, F.J. (1981). Um estudo difratométrico (RX) da interação pozolânica: argilominerais do solo e hidróxido de cálcio. Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, COPPE/UFRJ-CNPq-ABMS, Anais, seção 2, p.453-468, Rio de Janeiro.
- CASANOVA, F.J. (1988). Mesa Redonda sobre Emprego de Solo Estabilizado para Execução de Paredes. Programa THABA, CEPED-FINEP, Relatório, p.1-2, Salvador.
- CINCOTTO, M.A. (1985). Conceitos básicos sobre a tecnologia da cal. V Reunião Aberta da Indústria da Cal, Anais, p.15-26, São Paulo.
- CINCOTTO, M.A. (1988). Mesa Redonda sobre Emprego de Solo Estabilizado para Execução de Paredes. Programa THABA, CEPED-FINEP, Relatório, p.7-8 e 9-10, Salvador.
- CINCOTTO, M.A.; HELENE, P.R.L.; UEMOTO, K.L.; VAIDERGORIN, E.L. (1980). Estudo das cales comercializadas em alguns estados do Brasil. Associação Brasileira dos Produtores de Cal, Boletim Nr.11, São Paulo.
- COZZOLINO, V.M.N. (1987). Solos Tropicais. Notas de aula, Escola Politécnica, USP, São Paulo.
- DAVID, H.T.; DAVIDSON, D.T. ; O'FLAHERTY, C.A. (1961). Detecting outliers in soil-additive strength tests. Materials Research and Standards, p.947-950, Philadelphia.

DAVIDSON, D.T.; HANDY, R.L. (1960). Lime and lime-pozzolan stabilization. Highway Engineering Handbook, editado por K.B. Woods, p.21-98 a 21-108, McGraw-Hill, New York.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM - SÃO PAULO (1977). Pavimentação econômica: solo arenoso fino. Revista Nr.124, 58 p., São Paulo.

DIAMOND, S.; KINTER, E.B. (1965). Mechanisms of soil-lime stabilization. An interpretative review. Highway Research Board, Highway Research Record Nr.92, p.83-102.

DUNLOP, R.J. (1980). A review of the design and performance of roads incorporating lime and cement stabilized pavement layers. Australian Road Research, v.10, Nr.3, p.12-25.

ESTÉOULE, J.; PERRET, P. (1979). Etude expérimentale des phénomènes de stabilisation des sols fins par la chaux. Laboratoire des Ponts et Chaussées, Boletim Nr.99, p.99-109, Paris.

FERRO, J.G.O. (1981). Estudo do comportamento de um solo vermelho estabilizado com cal. Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, COPPE/UFRJ-CNPq-ABMS, Anais, seção 2, p.469-483, Rio de Janeiro.

FETZ, L. (1976). Bodenstabilisierung im Strassenbau. Neue Zuercher Zeitung, 12 Mai, Nr.110, Beilag "Forschung und Technik", 2 p., Zurique.

- GUIMARÃES, J.E.P. (1971). Estabilização de solos. Nova e importante aplicação da cal. Seus conceitos e suas vantagens. Associação Brasileira dos Produtores de Cal, Boletim Nr.1, 68 p., São Paulo.
- GUIMARÃES, J.E.P. (1985). Dimensões do universo da cal. V Reunião Aberta da Indústria da Cal, Anais, p.1-14, São Paulo.
- GUJARATI, D. (1978). Basic econometrics. Editado por McGraw-Hill, p.98-120 e p.142-166, New York.
- HARTY, J.R.; THOMPSON, M.R. (1973). Lime reactivity of tropical and subtropical soils. Highway Research Board, Highway Research Record Nr.442, p.102-112.
- HERRIN, M.; MITCHELL, H. (1968). Lime-soil mixtures. Highway Engineering Series Nr.6, p.99-12.
- HIGHWAY RESEARCH BOARD (1962). Stabilization of soils with Portland cement: design, testing, properties, admixtures. Boletim Nr.353, Washington, D.C..
- HIRT, R. (1969). Experimentelle Untersuchungen zur Bodenstabilisierung mit Kalk, insbesondere fuer deren Anwendung im Wald- und Gueterstrassenbau. Tese de doutoramento, 60 p., ETHZ, Zurique.
- INGLES, O.G.; METCALF, J.B. (1972). Soil Stabilization: Principles and Practice. Editado por Butterworths, 374 p., Sidney.

- JOHNSON, A.W. (1960). Cement treated soil mixtures. Highway Engineering Handbook, editado por K.B. Woods, p.21-7 a 21-98, Mcgraw-Hill, New York.
- LE ROUX, A. (1969). Traitements des sols argileux par la chaux. Laboratoire des Ponts et Chaussées, Boletim Nr.40, p.59-96, Paris.
- LIMA, D.C. (1981). Algumas considerações relativas a aspectos da estabilização dos solos, em particular à estabilização solo-cal. Dissertação de mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos.
- LOCKETT, L.W.; MOORE, R.K. (1982). Lime-soil mixture design considerations for soils of Southeastern United States. Transportation Research Board, Transportation Research Record Nr.839, p.20-25.
- MACHADO, E.C.C. (1988). Mesa Redonda sobre Emprego de Solo Estabilizado para Execução de Paredes. Programa THABA, CEPED-FINEP, Relatório, p.6-7, Salvador.
- MERCADO, J.I.L. (1966). Suelo estabilizado con cal. Teoria y practica. Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 189-GTPv-66-11, 91 p., São Paulo.
- MITCHELL, J.K.; HOOPER, D.R. (1961). Influence of time between mixing and compaction on properties of a lime-stabilized expansive clay. Highway Research Board, Boletim Nr.304, Washington, D.C..

- MOURA, P.R.M. (1987). Estudo comparativo de solo-cimento feito com um solo laterítico e um solo saprolítico. Dissertação de mestrado, 95 p., Escola Politécnica, USP, São Paulo.
- NÓBREGA, M.T. (1985). As reações dos argilo-minerais com a cal. V Reunião Aberta da Indústria da Cal, Anais, p.57-78, São Paulo.
- NÓBREGA, M.T. (1985). Aspectos geoquímicos e mineralógicos da estabilização de solos com cal. Comportamento de solos com adição de cal nas regiões tropicais - aspectos técnicos e geoquímicos. Exame de qualificação, Instituto de Geociências, USP, São Paulo.
- NÓBREGA, M.T. (1988). Mesa Redonda sobre Emprego de Solo Estabilizado para Execução de Paredes. Programa THABA, CEPED-FINEP, Relatório, p.2-3, Salvador.
- NOGAMI, J.S. (1976). Constituição e ocorrência de solos. Notas de aula, Escola Politécnica, USP, São Paulo.
- NOGAMI, J.S. (1985). Características dos solos tropicais. V Reunião Aberta da Indústria da Cal, Anais, p.47-56, São Paulo.
- NOGAMI, J.S.; VILLIBOR, D.F. (1981). Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias. Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, COPPE/UFRJ-CNPq-ABMS, Anais, p.442-452, Rio de Janeiro.
- NOGAMI, J.S.; VILLIBOR, D.F. (1983). Os solos tropicais lateríticos e saprolíticos e a pavimentação. XVIII Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, v.2, p., Porto Alegre.

- PERRET, P. (1979). Application pratique des nouvelles données expérimentales relatives à la stabilisation des sols fins par la chaux. Laboratoire des Ponts et Chaussées, Boletim Nr.99, p.110-118, Paris.
- PETTRY, D.E.; RICH, C.I. (1971). Modification of certain soils by calcium hydroxide stabilization. Soil Science Society of America, Proceedings, v.35, p.834-838, Washington, D.C..
- PINTO, C.S. (1960). Curso de especialização de pavimentação: solo-cimento, métodos de dosagem e fatores que influem em suas características. RODOVIA, v.LXXXI, Nr.240, p.43-52, Rio de Janeiro.
- PINTO, C.S. (1961). Stabilization of montmorillonitic soils with lime-cement mixtures. Dissertação de mestrado, 141 p., Iowa State University of Science and Technology, Ames, Iowa.
- PINTO, C.S. (1962). Estudo das propriedades estabilizadoras do cimento Portland e da cal hidratada. III Reunião Anual de Pavimentação, Anais, 30 p., Rio de Janeiro.
- PINTO, C.S. (1964). Estudo da variação da capacidade de suporte de um solo pela adição de pequena quantidade de cal ou cimento. Instituto de Pesquisas Tecnológicas, Boletim Nr.3549, 16 p., São Paulo.
- PINTO, C.S. (1965a). Estudo de solo-cal com solos brasileiros. I Simpósio Brasileiro de Pesquisas Rodoviárias, Publicação IPR, 17 p., Rio de Janeiro.

- PINTO, C.S. (1965b). Equipamento reduzido para moldagem de corpos de prova de solo-aditivo. VI Reunião Anual de Pavimentação, Anais, 13 p., Rio de Janeiro.
- PINTO, C.S. (1985). Estabilização de pavimentos com cal. V Reunião Aberta da Indústria da Cal, Anais, p.79-112, São Paulo.
- PINTO, C.S. (1988). Mesa Redonda sobre Emprego de Solo Estabilizado para Execução de Paredes. Programa THABA, CEPED-FINEP, Relatório, p.13-21, Salvador.
- PINTO, C.S.; DAVID, H.T. (1964). Statistical allocation of soil specimens to eliminate inaccuracies in differential molding time. American Society for Testing and Materials, Proceedings, v.64, p.1068-1074.
- PINTO, C.S.; DAVIDSON, D.T.; LAGUROS, J.G. (1962). Effect of lime on cement stabilization of montmorillonitic soils. Highway Research Board, Boletim Nr.353, p.64-83, Washington, D.C..
- QUEIROZ DE CARVALHO, J.B. (1981). Classificação de solos lateríticos baseada no processo de estabilização com cal. Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, COPPE/UFRJ-CNPq-ABMS, Anais, seção 2, p.442-452, Rio de Janeiro.
- SABRY, M.A.; REED, L.W.; PARCHER, J.V. (1981). Mineralogy of compacted clay-lime mixtures. Soil Science Society of America, Journal, v.45, p.144-150, Washington, D.C..

SCHNITTER, G.; JENATSCH, R. (1962). Schweizerische Erfahrungen mit zementstabilisierten Tragschichten im Gueterwegebau. Strassen und Verkehr, Nr.4, 12 p., Solothurn.

SCHWEIZERISCHE NORMENVEREINIGUNG (1967). Bodenstabilisierung mit Kalk. Norma SNV 640503, 5 p., Zurique.

SCHWEIZERISCHE NORMENVEREINIGUNG (1971). Bodenstabilisierung mit Kalk. Bestimmung der Dosierung. Norma SNV 670370, 8 p., Zurique.

SEED, H.B.; MITCHELL, J.K.; CHAN, C.K. (1960). The strength of compacted cohesive soils. American Society of Civil Engineers, Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, p.877-964, Colorado.

SILVA, E.A.B. (1988). Mesa Redonda sobre Emprego de Solo Estabilizado para Execução de Paredes. Programa THABA, CEPED-FINEP, Relatório, p.6, Salvador.

SVENSON, M. (1981). Estudo de mistura solo-cal sob carregamento dinâmico. Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, COPPE/UFRJ-CNPq-ABMS, Anais, seção 2, p.385-414, Rio de Janeiro.

TAVARES, I.F. (1990). Estabilização de solos com cal para produção de tijolos. Dissertação de mestrado em elaboração, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos.

THOMPSON, M.R. (1966). Lime reactivity of Illinois soils. American Society of Civil Engineers, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, v.92, SM 5, p.67-92.

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD (1976). State of the art: lime stabilization. Circular Nr.180, 31 p., Washington, D.C..

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD (1987). Lime stabilization. Reactions, properties, design and construction. State of the Art Report Nr.5, 59 p., Washington, D.C..

VAIL, J.W. (1971). Soil stabilization reactions with dolomitic lime. National Institute for Road Research, RR 139, 8 p., Pretória.

VAN GANSE, R.P. (1974). Immediate amelioration of wet cohesive soils by quicklime. Transportation Research Board, Transportation Research Record Nr.501, p.42-50.

VENDRAMINI, C.A.; PINTO, C.S. (1974). CBR em função do processo de compactação. V Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, Anais, v.2, p.71-84, .

VIEIRA, R. (1988). Mesa Redonda sobre Emprego de Solo Estabilizado para Execução de Paredes. Programa THABA, CEPED-FINEP, Relatório, p.10, Salvador.

VILLIBOR, D.F.; CORRÊA, F.C.; NOGAMI, J.S. (1974). Os "solos arenosos finos" - estado atual de sua utilização em bases de rodovias paulistas. V Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Fundações, Anais, v.2, p.53-63, São Paulo.

WONNACOTT, R.J.; WONNACOTT, T.H. (1982). Introductory statistics for business and economics. Editado por John Wiley & Sons, p. 331-378, New York.

ABREVIACÕES

- ABCP Associação Brasileira de Cimento Portland
- ABMS Associação Brasileira de Mecânica dos Solos
- ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas
- ABPC Associação Brasileira dos Produtores de Cal
- ABPv Associação Brasileira de Pavimentação
- AASHO ... American Association of State Highway Officials
- ASTM American Society for Testing Materials
- CBR California Bearing Ratio
- CCE Centro de Computação Eletrnica
- CEPED ... Centro de Pesquisas e Desenvolvimento do Estado da Bahia
- CNPq Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico
- COPPE ... Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia
- EPUSP ... Escola Politécnica da USP
- ETHZ Eidgenoessische Technische Hochschule Zuerich
- FINEP ... Financiadora de Estudos e Projetos
- HRB Highway Research Board
- IGB Institut fuer Grundbau und Bodenmechanik
- IPR Instituto de Pesquisas Rodoviárias
- IPT Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo
- LMS Laboratório de Mecânica dos Solos
- MCT Sistema de classificação de solos tropicais proposto por Nogami e Villibor (1981) (de Miniatura, Compactado, Tropical)
- MCV Moisture Condition Value
- NBR Norma Brasileira Registrada

SNV Schweizerische Normenvereinigung

THABA ... Tecnologia de Habitação da Bahia

UFRJ Universidade Federal do Rio de Janeiro

USP Universidade de São Paulo

NOTAÇÃO E SIMBOLOGIA

A notação e simbologia utilizadas têm seu significado indicado no próprio texto, com exceção dos símbolos abaixo:

c' ... intercepto de coesão efetivo obtido em ensaio triaxial

ϕ' ... ângulo de atrito efetivo obtido em ensaio triaxial

E ... módulo de deformabilidade

σ_3 ... pressão de confinamento em ensaio de compressão triaxial

O termo "pavimentação econômica" foi utilizado com o sentido de pavimentação de baixo custo.

A classe de uma rodovia é definida pelo volume diário de tráfego aplicável a um período de 10 anos, geralmente considerado o quinto ano de vida da estrada após entrar em operação. As classes foram definidas segundo portaria do antigo Ministério de Viação e Obras Públicas. Quanto maior o número da classe, menos intenso é o volume de tráfego associado à rodovia.

O termo "solos tropicais" engloba os solos saprolíticos e os solos lateríticos, segundo a terminologia utilizada pelo Comitê de Solos Tropicais no Primeiro Congresso Internacional de Geomecânica dos Solos Tropicais Lateríticos e Saprolíticos, realizado em Brasília em 1985. Os demais tipos de solos encontrados nestas regiões são chamados de "solos não tropicais".

ANEXO 1

ANÁLISE FÍSICO-QUÍMICA DA CAL UTILIZADA

Referente ao Certificado Interno 7477 do IPT (11/07/1988)

Material Entregue: Cal hidratada

Natureza do Trabalho : Ensaio especificados pela NBR 7175

1.1 - Material ensaiado

1.1.1 - Material declarado e indicações apresentadas pelo interessado

Amostra de cal hidratada Itacal.

1.1.2 - Quantidade de material recebido

Aproximadamente 20 kg.

1.2 - Ensaio realizados e métodos utilizados

1.2.1 - Ensaio químicos

. Perda ao fogo, insolúveis em ácido clorídrico, óxidos de ferro e de alumínio, óxido de cálcio e óxido de magnésio - NBR 6473 - Cal virgem e cal hidratada - Análise química.

. Anidrido carbônico - Determinação gasométrica em aparelho tipo Orsat, após aquecimento da amostra a 1000°C.

1.2.2 - Ensaio físicos

- . Finura - Projeto de Norma ABNT 18:5.11-001/85 (*)
- Cal hidratada para argamassas - Determinação de finura.
- . Estabilidade - NBR 9205 - Cal hidratada para argamassas - Determinação de estabilidade.
- . Plasticidade - NBR 9206 - Cal hidratada para argamassas - Determinação de plasticidade.
- . Retenção de água - Projeto de Norma ABNT 18:5.11-004/85 (**) - Cal hidratada para argamassas - Determinação da retenção de água.
- . Incorporação de areia - NBR 9207 - Cal hidratada para argamassas - Determinação da capacidade de incorporação de areia no plastômetro de Voss.

(*) atualmente, NBR 9289.

(**) atualmente, NBR 9290.

1.3 - Resultados

1.3.1 - Resultados da análise química

. Perda ao fogo	28,0%
. Insolúveis em ácido clorídrico	1,81%
. Óxidos de ferro e alumínio	0,93%
. Óxido de cálcio	49,9%
. Óxido de magnésio	19,3%
. Anidrido sulfúrico	0,10%
. Anidrido carbônico	12,4%

1.3.2 - Valores calculados a partir dos resultados da análise química

$$1.3.2.1 - \text{Óxidos não hidratados (em CaO)} =$$

$$= (\% \text{ CaO} + d) - (a + b + c)$$

Define-se:

$$a = \% \text{ SO}_3 * 0,70$$

$$b = \% \text{ CO}_2 * 1,27$$

$$c = \% \text{ H}_2\text{O} * 3,11$$

$$d = \% \text{ MgO} * 1,39$$

$$\% \text{ H}_2\text{O} = \% \text{ perda ao fogo} - \% \text{ CO}_2$$

$$\text{Óxidos não hidratados (em CaO)} = 11,8\%$$

$$1.3.2.2 - \text{Óxidos totais, na base de não voláteis}$$

$$(\text{CaO} + \text{MgO})$$

$$(\% \text{ CaO} + \text{MgO}) * 100$$

$$100 - \% \text{ perda ao fogo}$$

$$\text{Óxidos totais, na base de não voláteis (CaO} +$$

$$\text{MgO)} = 96,1\%$$

1.3.3 - Resultados dos ensaios físicos

Finura

PENEIRA NÚMERO	ABERTURA DA MALHA (mm)	MATERIAL RETIDO	
		INDIVIDUAL	ACUMULADO
30	0,600	8,5%	8,5%
200	0,075	26,6%	35,1%

Estabilidade

A superfície do corpo de prova não apresentou cavidades ou protuberâncias.

. Fator água/cal, em massa 0,593 g/g

. Consistência obtida na pasta 21,0 mm

Plasticidade

. Fator água/cal, em massa	0,593 g/g
. Consistência obtida na pasta	21,0 mm
. Plasticidade	125

Retenção de água

. Fator água/cal, em massa	0,776 g/g
. Consistência obtida na argamassa ..	213 mm
. Retenção de água	83,0 (%)

Capacidade de incorporação de areia no plastômetro de Voss

. Capacidade de incorporação de areia	
Traço, em massa (cal:areia)	1,00:2,75
. Fator água/cal, em massa	0,730 g/g
. Consistência obtida na argamassa ..	213 mm
. Altura da argamassa não extrudada ..	1,7 cm

Observações:

- A amostra encontrava-se parcialmente carbonatada.
- A cal tem um teor elevado de matéria-prima não calcinada (28,1% de CaCO_3).

1.4 - Composição química calculada

. Hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2)	45,0%
. Hidróxido de magnésio (Mg(OH)_2)	15,2%
. Carbonato de cálcio (CaCO_3)	28,1%
. Sulfato de cálcio (CaSO_4)	0,17%
. Óxido de magnésio (MgO)	8,80%
. Impurezas (Insolúveis + Fe_2O_3 + Al_2O_3)	2,74%

ANEXO 2

ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DA NOVA AMOSTRA DE SOLO S

2.1 - Limites de consistência

$$LL = 28,2\%$$

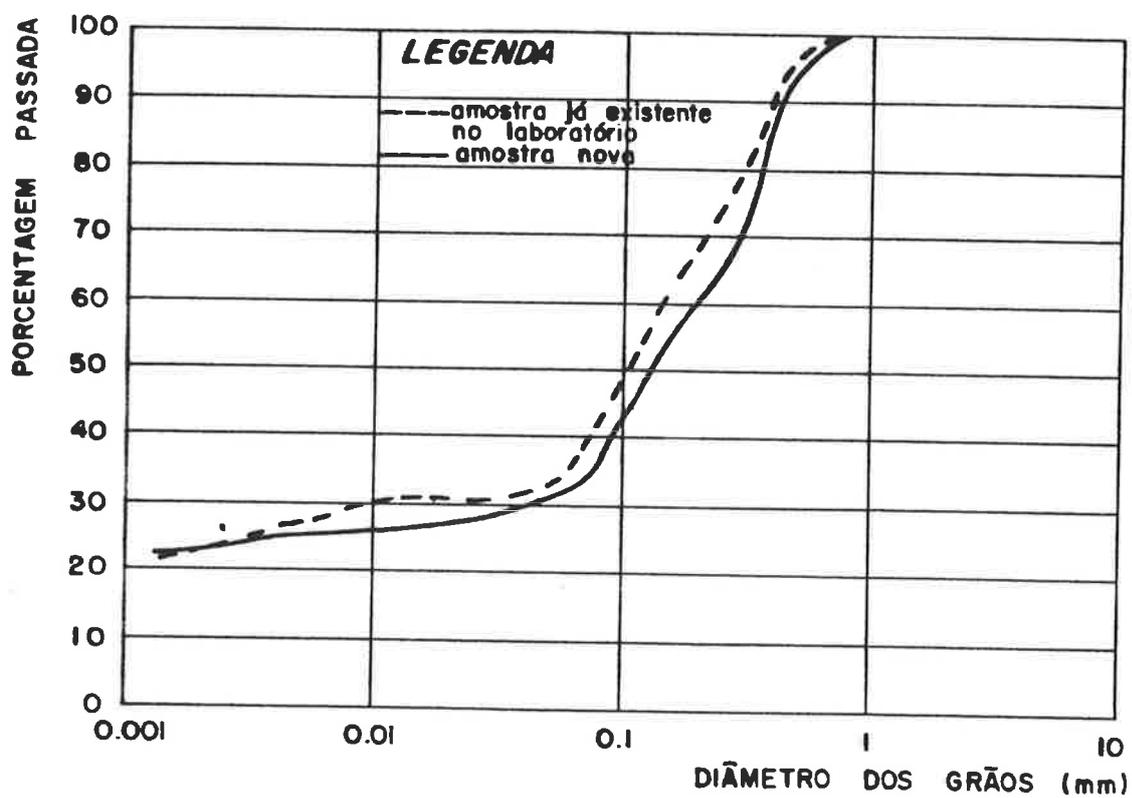
$$LP = 16,4\%$$

$$IP = 11,8\%$$

2.2 - Peso específico dos grãos

$$\delta = 26,2 \text{ kN/m}^3$$

2.3 - Curva granulométrica



ANEXO 3

OBSERVAÇÕES ELIMINADAS

SOLO	Z_i	Z_{med}	Z_i elim.	U	V	NOVO Z_{med}
S	235 194 125	185	235 125	0,273	 0,323	194
L	3186 2674 2577 2383	2705	3186	0,178		2545
L	984 665 637	762	984 637	0,291	 0,164	665
L	748 693 651 513	651	 513	0,212		697
L	222 180 166 139	177	222 139	0,254	 0,215	173

Z_i uma das observações que compõem um terno (grupo)

Z_{med} média das observações de um terno (grupo)

Z_i elim. observação eliminada de um terno (grupo)

U definido na página 80

V definido na página 81

novο Z_{med} ... média das observações de um terno (grupo)
após a eliminação de uma das observações

Observação: a palavra grupo refere-se aos ternos em que, por
sobra de material, foi feito um corpo de prova
adicional

ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES
EM FUNÇÃO DO TEMPO DE CURA E DO TEOR DE CAL
(kN/m^2)

4.1 - Solo S

CORPO DE PROVA	TEOR DE CAL (%)	h_m (%)	γ_s (kN/m^3)	TEMPO DE CURA (DIAS)				
				3	7	28	84	336
J 1	3	10,1	1,661	416				
J 2			1,667					
J 3			1,666					
J 4			1,663					
J 5			1,666					
J 6			1,667					
J 7			1,667					
J 8			1,666					
J 9			1,667					
J10			1,665					
F 1	17,7	17,7	1,655	443				
F 2			1,655					
F 4			1,655					
F 6			1,657					
F 8			1,652					
F 9			1,654					
F10			1,652					
K 1	6	10,3	1,655	485				
K 2			1,655					
K 3			1,653					
K 4			1,655					
K 5			1,655					
K 6			1,652					
K 7			1,652					
K 8			1,652					
K 9			1,652					
K10			1,653					
G 1	19,5	19,5	1,649	402				
G 2			1,654					
G 4			1,649					
G 6			1,649					
G 8			1,647					
G 9			1,642					
G10			1,643					
G11			1,642					

CORPO DE PROVA	TEOR DE CAL (%)	h _m (%)	γ _s (kN/m ³)	TEMPO DE CURA (DIAS)										
				3	7	28	84	336						
L 1	0	10,3	1,645	471	651	1108								
L 2			1,642											
L 3			1,641											
L 4			1,645											
L 5			1,642											
L 6			1,646						485					
L 7			1,648											
L 8			1,642						443					
L 9			1,645						610					
L10			1,642											
H 1		19,6	1,637	443			2050							
H 2			1,641											
H 4			1,643											
H 6			1,645											
H 8			1,643											
H 9			1,645											
H10			1,650											
													2258	4017
													2161	3920
													1926	3408
M 1	12	20,2	1,631	443	637	1261								
M 2			1,633											
M 3			1,631											
M 4			1,632											
M 5			1,631											
M 6			1,634						485					
M 7			1,632						665					
M 8			1,638											
M 9			1,632											
M10			1,627						478					
I 1		19,7	1,632	443			2084							
I 2			1,634											
I 4			1,633											
I 6			1,631											
I 8			1,631											
I 9			1,631											
I10			1,633											
													2147	5472
													1926	4433
													2106	5818

ANEXO B

ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES EM FUNÇÃO
DO GRAU DE COMPACTAÇÃO E DO DESVIO DE UMIDADE

(kN/m²)

5.1 - Valores médios

Solo S

Teor de cal = 9%

GC (%)	Δh (%)	TEMPO DE CURA (DIAS)		
		7	28	84
95,4	-0,1	540	1310	2660
93,9	-0,5	570	1270	2210
95,3	3,2	610	1250	2480
89,6	-0,9	420	870	1670
90,9	3,4	370	870	1820
87,7	2,5	190	640	1610
98,1	2,3	660	1460	2920
99,5	-1,0	850	1730	3360
97,9	2,4	740	1400	2690
91,4	-2,3	480	1060	2000
92,0	-0,3	460	1060	2050
95,4	-2,3	670	1410	2710
101,2	-0,3	960	2010	3620

Solo L

Teor de cal = 9%

GC (%)	Δh (%)	TEMPO DE CURA (DIAS)		
		7	28	84
95,0	-0,1	400	720	1140
94,2	1,7	280	450	720
94,2	-0,5	400	800	1520
91,0	0,0	280	640	1030
90,0	-2,0	320	790	1320
90,4	1,8	170	480	670
95,5	1,3	410	670	1190
99,1	-1,8	700	1200	1840
98,5	-0,5	530	980	1650
94,5	-2,0	500	860	1650
96,4	1,2	300	600	1220
99,6	-0,5	560	920	1570

5.2 - Relação dos resultados referentes aos corpos de prova

Solo S

Teor de cal = 9%

CORPO DE PROVA	h_m (%)	γ_s (kN/m^3)	NÚMERO DE GOLPES	TEMPO DE CURA (DIAS)				
				7	28	84		
BB 1	18,3	1,595	3x3	610	1247	2743		
BB 2		1,570	3x2					
BB 3		1,568	3x2					
BB 4		1,570	3x2					
BB 5		1,573	3x2					
BB 6		1,572	3x2				485	
BB 7		1,573	3x2				526	
BB 8		1,569	3x2					
BB 9		1,591	3x3				540	1261
BB10		1,562	3x2					
BC 1	17,9	1,546	3x2	561	1302	2161		
BC 2		1,553	3x2					
BC 3		1,560	3x2					
BC 4		1,555	3x2					
BC 5		1,546	3x2					
BC 6		1,547	3x2				568	
BC 7		1,552	3x2				540	2147
BC 8		1,550	3x2					
BC 9		1,547	3x2				610	1247
BC10		1,544	3x2					
BD 1	21,6	1,570	3x2	623	1288	2563		
BD 2		1,570	3x2					
BD 3		1,572	3x2					
BD 4		1,568	3x2					
BD 5		1,571	3x2					
BD 6		1,572	3x2				582	
BD 7		1,573	3x2				610	2452
BD 8		1,571	3x2					
BD 9		1,575	3x2				630	1219
BD10		1,576	3x2					

Solo S
Teor de cal = 9%

CORPO DE PROVA	h_m (%)	γ_s (kN/m^3)	NÚMERO DE GOLPES	TEMPO DE CURA (DIAS)			
				7	28	84	
BE 1	17,6	1,482	2x1	443	914	1593	
BE 2		1,475	2x1				
BE 3		1,483	2x1				
BE 4		1,478	2x1				
BE 5		1,478	2x1				
BE 6		1,479	2x1				416
BE 7		1,477	2x1				436
BE 8		1,481	2x1				887
BE 9		1,477	2x1				402
BE10		1,478	2x1				
BF 1	21,8	1,499	2x1	381	900	1801	
BF 2		1,491	2x1				
BF 3		1,494	2x1				
BF 4		1,498	2x1				
BF 5		1,508	2x1				
BF 6		1,504	2x1				395
BF 7		1,504	2x1				346
BF 8		1,505	2x1				803
BF 9		1,495	2x1				339
BF10		1,501	2x1				
BG 1	20,9	1,442	1x1	235	623	1593	
BG 2		1,450	1x1				
BG 3		1,447	1x1				
BG 4		1,443	1x1				
BG 5		1,453	1x1				
BG 6		1,447	1x1				125
BG 7		1,446	1x1				104
BG 8		1,458	1x1				623
BG 9		1,443	1x1				

Solo S
Teor de cal = 0%

CORPO DE PROVA	h_m (%)	γ_c (kN/m ³)	NÚMERO DE GOLPES	TEMPO DE CURA (DIAS)		
				7	28	84
BH 1	20,7	1,622	4x5	665	1441	2632
BH 2		1,619	4x3			
BH 3		1,616	4x3			
BH 4		1,618	4x3			
BH 5		1,615	4x3			
BH 6		1,616	4x3			
BH 7		1,616	4x3			
BH 8		1,621	4x3			
BH 9		1,624	4x3			
BH10		1,611	4x3			
BI 1	17,4	1,643	5x5	887	1648	3255
BI 2		1,644	5x5			
BI 3		1,641	5x5			
BI 4		1,637	5x5			
BI 5		1,641	5x5			
BI 6		1,644	5x5			
BI 7		1,640	5x5			
BI 8		1,643	5x5			
BI 9		1,640	5x5			
BJ 1	20,8	1,606	4x4	748	1358	2360
BJ 2		1,614	4x4			
BJ 3		1,621	4x4			
BJ 4		1,612	4x4			
BJ 5		1,612	4x4			
BJ 6		1,619	4x4			
BJ 7		1,620	4x4			
BJ 8		1,619	4x4			
BJ 9		1,613	4x4			
BJ10		1,619	4x4			

Solo S
Teor de cal = 9%

CORPO DE PROVA	h _m (%)	γ _s (kN/m ³)	NÚMERO DE GOLPES	TEMPO DE CURA (DIAS)		
				7	28	84
BL 1 BL 2 BL 3 BL 4 BL 5 BL 6 BL 7 BL 8 BL 9 BL10	16,2	1,510 1,507 1,516 1,508 1,505 1,508 1,511 1,505 1,510 1,503	3x1 2x2 2x2 2x2 2x2 2x2 2x2 2x2 2x2 2x2	485 492 485 443	 1060 1053 1067	 2106 1884 1995
BM 1 BM 2 BM 3 BM 4 BM 5 BM 6 BM 7 BM 8 BM 9 BM10	18,1	1,516 1,515 1,511 1,513 1,515 1,522 1,518 1,522 1,524 1,518	1x1 1x1 1x1 1x1 1x1 1x1 1x1 1x1 1x1 1x1	402 513 443 471	 1067 1025 1094	 2050 1995 2106
BN 1 BN 2 BN 3 BN 4 BN 5 BN 6 BN 7 BN 8 BN 9 BN10	16,1	1,580 1,577 1,581 1,573 1,589 1,580 1,575 1,570 1,570 1,589	4x3 4x3 4x3 4x3 4x3 4x3 4x3 4x3 4x3 4x3	623 679 720 665	 1427 1358 1441	 2771 2549 2798
BO 1 BO 2 BO 3 BO 4 BO 5 BO 6 BO 7 BO 8 BO 9 BO10	18,1	1,570 1,568 1,573 1,573 1,566 1,566 1,573 1,574 1,574 1,562	7x6 7x7 7x7 7x7 7x7 7x7 7x7 7x7 7x7 7x7	914 970 984 956	 1995 2064 1967	 3546 3893 3422

Solo L
Teor de cal = 9%

CORPO DE PROVA	h _m (%)	γ _s (kN/m ³)	NÚMERO DE GOLPES	TEMPO DE CURA (DIAS)				
				7	28	84		
AC 1	17,4	1,675	3x3	416	748	1136		
AC 2		1,671	3x3					
AC 3		1,670	3x3					
AC 4		1,670	3x3					
AC 5		1,667	3x3					
AC 6		1,672	3x3				402	
AC 7		1,671	3x3				402	
AC 8		1,669	3x3					
AC 9		1,663	3x3				388	679
AC10		1,670	3x3					
AD 1	19,3	1,651	4x4	277	443	727		
AD 2		1,649	4x5					
AD 3		1,658	4x4					
AD 4		1,654	4x4					
AD 5		1,656	4x4					
AD 6		1,658	4x4				291	
AD 7		1,658	5x3				305	
AD 8		1,656	4x4					
AD 9		1,658	4x4				242	471
AD10		1,662	4x4					
AE 1	17,1	1,660	3x3	416	803	1441		
AE 2		1,660	3x3					
AE 3		1,660	3x3					
AE 4		1,658	3x3					
AE 5		1,662	3x3					
AE 6		1,663	3x3				402	
AE 7		1,660	3x3				388	
AE 8		1,647	3x3					
AE 9		1,648	3x3				831	

Solo L
teor de cal = 9%

CORPO DE PROVA	h _m (%)	γ _s (kN/m ³)	NÚMERO DE GOLPES	TEMPO DE CURA (DIAS)		
				7	28	84
AF 1	17,6	1,590	3x1	277		
AF 2		1,579	2x2		575	
AF 3		1,593	2x2			1053
AF 4		1,601	2x2		637	
AF 5		1,600	2x2			997
AF 6		1,602	2x2	277		
AF 7		1,605	2x2			1025
AF 8		1,613	2x2	291		
AF 9		1,606	2x2		693	
AF10		1,602	2x2	284		
AG 1	18,7	1,589	3x2	360		
AG 2		1,589	3x2		803	
AG 3		1,581	3x2			1274
AG 4		1,586	3x2		762	
AG 5		1,580	3x2			1330
AG 6		1,581	3x2	305		
AG 7		1,570	3x2			1344
AG 8		1,583	3x2	305		
AG 9		1,576	3x2		803	
AH 1	19,4	1,619	2x2	222		
AH 2		1,576	2x1		485	
AH 3		1,623	2x2			984
AH 4		1,573	2x1		423	
AH 5		1,573	2x1			637
AH 6		1,581	2x1	180		
AH 7		1,582	2x1			665
AH 8		1,586	2x1	139		
AH 9		1,577	2x1		540	
AH10		1,682	2x1	166		

Para uma dada amostragem, $[y] = [X] \cdot [\hat{\beta}] + [u]$, de onde:

$$[\hat{\beta}] = ([X'] \cdot [X])^{-1} \cdot [X'] \cdot [y]$$

6.2 - Intervalos de confiança e testes estatísticos

6.2.1 - Desvio padrão do parâmetro β ($s_{\hat{\beta}}$)

Pode ser determinado por meio da matriz $[\text{var-cov}(\hat{\beta})]$

(matriz variância-covariância de β).

$$[\text{var-cov}(\hat{\beta})] = \begin{bmatrix} \text{var}(\hat{\beta}_1) & \text{cov}(\hat{\beta}_1, \hat{\beta}_2) & \dots & \text{cov}(\hat{\beta}_1, \hat{\beta}_k) \\ \text{cov}(\hat{\beta}_2, \hat{\beta}_1) & \text{var}(\hat{\beta}_2) & \dots & \text{cov}(\hat{\beta}_2, \hat{\beta}_k) \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \text{cov}(\hat{\beta}_k, \hat{\beta}_1) & \text{cov}(\hat{\beta}_k, \hat{\beta}_2) & \dots & \text{var}(\hat{\beta}_k) \end{bmatrix}$$

Esta matriz pode ser obtida pela expressão:

$$[\text{var-cov}(\hat{\beta})] = \sigma^2 \cdot ([X'] \cdot [X])^{-1}$$

6.2.2 - Intervalos de confiança

A fórmula para o intervalo de confiança de 95% é:

$$\beta = \hat{\beta} \pm t_{0.025} \cdot s_{\hat{\beta}}$$

Com k regressores, o número de graus de liberdade de t é:

$$\text{g.l.} = n - k - 1$$

6.2.3 - Valor t

A razão t para testar $\beta = 0$ é:

$$t = \frac{\hat{\beta}}{s_{\hat{\beta}}}$$

6.3 - Equações de regressão múltipla obtidas

6.3.1 - Solo S

7 dias: $RCS = 852 - 48*GC - 18*\Delta h$

28 dias: $RCS = 1755 - 88*GC - 34*\Delta h$

84 dias: $RCS = 3291 - 151*GC - 27*\Delta h$

6.3.2 - Solo L

7 dias: $RCS = 567 - 33*GC - 57*\Delta h$

28 dias: $RCS = 921 - 34*GC - 112*\Delta h$

84 dias: $RCS = 1585 - 61*GC - 193*\Delta h$

6.4 - Comparação entre os valores de resistência à compressão simples obtidos por meio de ensaios e por meio da regressão múltipla

SOLO S		7 DIAS DE CURA			28 DIAS DE CURA			84 DIAS DE CURA		
GC (%)	Δh (%)	RCS_{\bullet} $\left(\frac{kN}{m^2}\right)$	RCS_r $\left(\frac{kN}{m^2}\right)$	DESVIO (%)	RCS_{\bullet} $\left(\frac{kN}{m^2}\right)$	RCS_r $\left(\frac{kN}{m^2}\right)$	DESVIO (%)	RCS_{\bullet} $\left(\frac{kN}{m^2}\right)$	RCS_r $\left(\frac{kN}{m^2}\right)$	DESVIO (%)
95.4	-0.1	540	533	17	1307	1357	4	2655	2601	-2
93.9	-0.5	570	566	-1	1265	1237	-2	2207	2380	7
95.3	3.2	611	567	-7	1251	1231	-2	2475	2486	0
89.6	-0.9	424	367	-14	868	876	-1	1667	1747	5
90.9	3.4	365	354	-3	873	844	-3	1819	1825	0
87.7	2.5	194	217	12	642	599	-7	1612	1372	-17
98.1	2.3	655	718	10	1457	1508	4	2918	2935	1
99.5	-1.0	850	844	-1	1727	1743	1	3362	3239	-4
97.9	2.4	738	708	-4	1399	1489	6	2687	2907	8
91.4	-2.3	476	478	0	1060	1080	2	1995	2056	3
92.0	-0.3	457	470	3	1062	1062	0	2050	2084	2
95.4	-2.3	672	672	0	1408	1432	2	2706	2661	-2
101.2	-0.3	956	915	-4	2009	1870	-7	3620	3479	-4

SOLO L		7 DIAS DE CURA			28 DIAS DE CURA			84 DIAS DE CURA		
GC (%)	Δh (%)	RCS _• $\left(\frac{kN}{m^2}\right)$	RCS _r $\left(\frac{kN}{m^2}\right)$	DESVIO (%)	RCS _• $\left(\frac{kN}{m^2}\right)$	RCS _r $\left(\frac{kN}{m^2}\right)$	DESVIO (%)	RCS _• $\left(\frac{kN}{m^2}\right)$	RCS _r $\left(\frac{kN}{m^2}\right)$	DESVIO (%)
95.0	-0.1	402	408	2	718	761	6	1141	1207	12
94.2	1.7	279	279	0	453	530	17	718	808	20
94.2	-0.5	402	404	1	797	778	-2	1515	1324	-14
91.0	0.0	282	273	-3	635	616	-3	1025	1039	1
90.0	-2.0	323	350	8	790	797	1	1316	1347	2
90.4	1.8	173	153	-12	483	397	-18	665	660	-1
95.5	1.3	407	342	-16	665	616	-7	1187	1049	-13
99.1	-1.8	697	641	-8	1198	1095	-9	1842	1882	2
98.5	-0.5	533	545	2	983	922	-6	1653	1583	-4
94.5	-2.0	497	498	0	859	952	11	1653	1624	-2
96.4	1.2	303	382	26	596	666	12	1219	1137	-7
99.6	-0.5	559	583	4	919	965	5	1565	1659	6

RCS_• ... valor de resistência obtido por meio de ensaio

RCS_r ... valor de resistência obtido por meio da regressão

DESVIO ... calculado por meio da expressão

$$\text{DESVIO} = \frac{\text{RCS}_r - \text{RCS}_\bullet}{\text{RCS}_\bullet} \cdot 100\%$$

ANEXO 7

ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES EM FUNÇÃO
DO TEMPO ENTRE MISTURA E COMPACTAÇÃO

Solo S
Teor de cal = 9%
7 dias de cura

CORPO DE PROVA	h_m (%)	γ_s (kN/m^3)	TEMPO	RCS (kN/m^2)
Z 1	18,3	1,661	30 min	852
Z 2		1,658	30 min	720
Z 3		1,655	30 min	817
Z 4		1,654	1h45min	817
Z 5		1,655	1h45min	810
Z 6		1,659	1h45min	859
Z 7		1,658	2 h	831
Z 8		1,653	2 h	817
Z 9		1,655	2 h	803
Z10		1,653	4 h	720
Z11		1,653	4 h	741
Z12		1,653	4 h	706
Z13		1,634	24 h	679
Z14		1,637	24 h	665
Z15		1,633	24 h	637
Y 1	18,5	1,650	30 min	831
Y 2		1,657	30 min	859
Y 3		1,657	30 min	921
Y 4		1,660	1 h	887
Y 5		1,656	1 h	776
Y 6		1,653	1 h	873
Y 7		1,660	2 h	797
Y 8		1,657	2 h	831
Y 9		1,659	2 h	762
Y10		1,655	4 h	859
Y11		1,649	4 h	790
Y12		1,651	4 h	803
Y13		1,634	24 h	596
Y14		1,633	24 h	706
Y15		1,634	24 h	651

Solo L
 Teor de cal = 9%
 7 dias de cura

CORPO DE PROVA	h_m (%)	γ_s (kN/m ³)	TEMPO	RCS (kN/m ²)
Z 1	17,6	1,755	30 min	478
Z 2		1,753	30 min	471
Z 3		1,749	30 min	457
Z 4		1,753	1 h	457
Z 5		1,749	1 h	450
Z 6		1,752	1 h	471
Z 7		1,748	2 h	443
Z 8		1,756	2 h	443
Z 9		1,752	2 h	457
Z10		1,748	4 h	471
Z11		1,761	4 h	478
Z12		1,754	4 h	457
Z13		1,758	24 h	478
Z14		1,759	24 h	471
Y 1	17,4	1,759	30 min	485
Y 2		1,758	30 min	513
Y 3		1,763	30 min	499
Y 4		1,759	1 h	416
Y 5		1,759	1 h	499
Y 6		1,763	1 h	513
Y 7		1,760	2 h	526
Y 8		1,761	2 h	540
Y 9		1,763	2 h	443
Y10		1,759	4 h	485
Y11		1,766	4 h	457
Y12		1,761	4 h	443
Y13		1,764	24 h	499
Y14		1,768	24 h	485
Y15		1,765	24 h	484