

A meus pais.

Aos colegas do DER-Pe.

Aos colegas do CCT-UFPb e
amigos que comigo conviveram
durante a realização deste
trabalho.

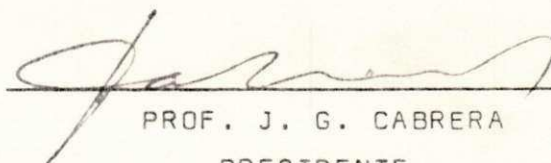
UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA - CCT

A DURABILIDADE DE SOLOS LATERÍTICOS
ESTABILIZADOS COM CIMENTO E ADITIVOS

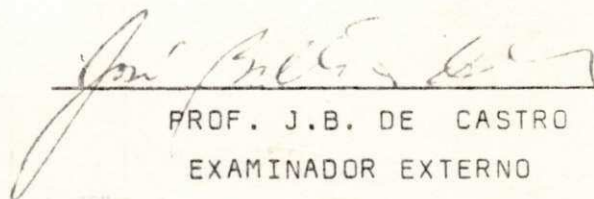
Raimundo Leidimar Bezerra
Engenheiro Civil

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

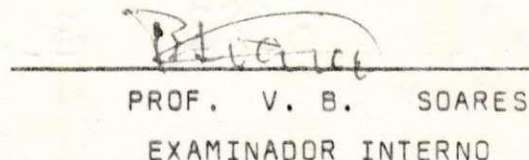
APROVADA POR:



PROF. J. G. CABRERA
PRESIDENTE



PROF. J.B. DE CASTRO
EXAMINADOR EXTERNO



PROF. V. B. SOARES
EXAMINADOR INTERNO

CAMPINA GRANDE
ESTADO DA PARAÍBA-BRASIL
FEVEREIRO-1976



B574d

Bezerra, Raimundo Leidimar.

A durabilidade de solos lateríticos estabilizados com cimento e aditivos / Raimundo Leidimar Bezerra. - Campina Grande, 1976.

96 f.

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

"Orientação : Prof. J. G. Cabrera".

Referências.

1. Mecânica dos Solos. 2. Solos Lateríticos. 3. Cimentos e Aditivos - Solos Estabilizados. 4. Dissertação - Ciências. I. Cabrera, J. G. II. Universidade Federal da Paraíba - Campina Grande (PB). III. Título

CDU 624.131(043)

THE DURABILITY OF LATERITIC SOILS
STABILIZED WITH CEMENT AND ADDITIVES

M.Sc. Dissertation

by

Raimundo Leidimar Bezerra

ABSTRACT

One of the major factors restricting the use of soil cement as an structural material, for the construction of bases and subbases in road pavement, is the uncertainty of its behaviour when exposed to cyclic traffic loads and cyclic volumetric changes arising from exposure to environmental conditions.

This dissertation investigates the behaviour of three lateritic soils from the State of Paraiba, Brazil stabilized with cement, with cement and 2 percent lime as an additive and with cement and 2 percent cutback bitumen as an additive.

The durability of the systems is measured in terms of changes of indirect tensile strength when these are exposed to a process of dry-wet cycles to induce volume changes.

Unconfined compression tests are carried out to study the influence of cement percentage and curing time, and for the determination of the minimum amount of cement required to attain an arbitrary value of unconfined compressive strength, which is used for the specimens prepared for the durability study.

The results obtained, show clearly that the actual brazilian method for the design of soil cement systems does not allow to assess the durability of these systems. It shows furthermore that lime and cutback bitumen are highly effective to improve the durability of the systems. Qualitative interpretations of the mechanisms by which lime and cutback bitumen improve the durability of the systems is offered:

A DURABILIDADE DE SOLOS LATERÍTICOS
ESTABILIZADOS COM CIMENTO E ADITIVOS

Tese de Mestrado

por

Raimundo Leidimar Bezerra

Resumo

Um dos fatores principais que restringem o uso do solo-cimento como um material estrutural para a construção de bases e sub-bases em pavimentos rodoviários, é a incerteza do seu comportamento quando exposto a cargas de tráfego cíclicas e trocas volumétricas cíclicas, provenientes da sua exposição às condições ambientais.

Esta dissertação investiga o comportamento de três solos lateríticos do Estado da Paraíba, Brasil estabilizados com cimento, com cimento e 2% de cal como um aditivo e com cimento e 2% de asfalto diluído como um aditivo.

A durabilidade dos sistemas é medida em termos de mudanças da resistência à tensão indireta quando estes são expostos a um processo de ciclos de secagem-molhagem para induzir mudanças de volume.

Testes de compressão simples são realizados para estudar a influência da porcentagem de cimento e tempo de cura, e para a determinação da quantidade mínima de cimento para atender um valor arbitrário de resistência a compressão simples, que é usada para os espécimes preparados para o estudo da durabilidade.

Os resultados obtidos, mostram claramente que o método atual Brasileiro para o projeto de sistemas solo-cimento não permite avaliar a durabilidade destes sistemas. Ele mostra além disso que cal e asfalto diluído são altamente efetivos para melhorar a durabilidade dos sistemas. Interpretações qualitativas do mecanismo pelo qual cal e asfalto diluído melhora a durabilidade dos sistemas é apresentada neste trabalho.

ÍNDICE

CAPÍTULO I	INTRODUÇÃO	1
CAPÍTULO II	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	3
	Introdução	3
	Mecanismo de estabilização de solos com cimento	3
	Estrutura do solo-cimento	5
	Fatores que influenciam as propriedades do solo-cimento	7
	Falhas e fraturas	9
	Causas de fraturas	10
	Importância do modelo de fraturas	12
	Estudo da contração	14
	Controle da contração	20
	Lateritas: definição e classificação	25
	Influência do cimento na estabilização solos lateríticos	27
CAPÍTULO III	OBJETIVO DA PESQUISA	30
CAPÍTULO IV	MATERIAIS	31
	Solos	31
	Cimento	40
	Cal	40
	Asfalto diluído	40
CAPÍTULO V	MÉTODOS DE ENSAIO	45
	Introdução	45
	Análise granulométrica	48
	Densidade real	48
	Ensaio de compactação	48
	Ensaio de compressão simples	50
	Ensaio de tensão indireta	50
	Procedimento para a cura e ciclagem dos espécimes	53

CAPÍTULO VI	APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	57
	Introdução	57
	Características de granulometria e compactação	57
	Resistência dos solos-cimento à compressão simples	60
	Resultados dos ensaios de tensão indireta	63
CAPÍTULO VII	ANÁLISE DOS RESULTADOS	68
	Introdução	68
	Compressão simples do sistema solo-cimento em função do teor de cimento	68
	Relação entre compressão simples e tensão indireta nos sistemas solo-cimento	69
	Durabilidade dos sistemas solo-cimento-aditivo	72
CAPÍTULO VIII	CONCLUSÕES	76
CAPÍTULO IX	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	78
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	79
	AGRADECIMENTOS	85
APÊNDICE A	CÁLCULO DA CONSTANTE PARA OBTENÇÃO INDIRETA	86
APÊNDICE B	TABELAS CONTENDO OS RESULTADOS DA ANÁLISE GRANULOMÉTRICA E ENSAIO DE COMPACTAÇÃO	88
APÊNDICE C	TABELAS CONTENDO OS RESULTADOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES	91
APÊNDICE D	TABELAS CONTENDO OS RESULTADOS DE RESISTÊNCIA À TENSÃO INDIRETA	

C A P Í T U L O I

INTRODUÇÃO

Solo-cimento é um material endurecido, formado pela cura de uma mistura fortemente compactada de solo pulverizado, cimento portland e água (1).

O conceito original de estabilização de solos com cimento parece datar de tentativas feitas por Brooke e Bradley no plano de Salisbury em 1917, contudo há poucos outros usos relatados até os primeiros trabalhos cientificamente controlados nos Estados Unidos em 1932, quando 17.000 m² aproximadamente, foram colocados perto Johnsonville, Carolina do Sul (2).

No Brasil a Associação Brasileira de Cimento Portland, desde a sua fundação em 1936 vem estudando o emprego de estruturas de pavimento de solo-cimento. O primeiro pavimento usando solo-cimento executado no Brasil foi construído no Aeroporto Santos Dumont, no ano de 1940. Tratava-se de uma pequena pista de circulação com cerca de 1600 m².

As dificuldades surgidas durante a segunda guerra mundial e a posterior escassez de cimento portland ocasionaram que o uso do solo-cimento não fosse desenvolvido, apesar dos bons resultados obtidos nas pavimentações realizadas (3).

As vantagens da estabilização do solo com cimento são que: praticamente qualquer solo pode ser estabilizado dando-se suficiente quantidade de cimento, e que a estabilização solo-cimento ter sido empregada com maior ou menor extensão em todos os países onde a construção rodoviária tem sido desenvolvida, havendo portanto bastante estudo do comportamento desse tipo de estabilização.

A principal desvantagem reside no fato de não se poder evitar fraturas que sempre ocorrem no pavimento, a qual por si só não é necessariamente um sério defeito, todavia poderá levar o pavimento ao fracasso. As causas principais dessas fraturas são devidas à contrações que ocorrem quando da hidratação do cimento e perda de umidade para o exterior, carre

gamentos devido ao tráfego existente e tensões oriundas das variações de temperatura.

Controle de fraturas apresenta-se como um problema crítico na estabilização solo-cimento, devendo-se tomar todos os cuidados necessários durante a sua execução, evitando-se assim a redução do seu tempo provável de projeto.

O problema do controle de fraturas tem sido motivo de investigação por pesquisadores de todos os países, no entanto sua solução que é crítica ao comportamento e economia de estruturas de solo-cimento estão ainda em etapa experimental. Por isso parece necessário que pesquisas na durabilidade em termos de controle de propagação de fraturas de solo-cimento deve ser conduzida num país como o Brasil onde o programa de construção de rodovias está sendo executado com dimensões sem paralelo em outros países.

C A P Í T U L O I I

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Introdução

Esta revisão bibliográfica apresenta uma análise dos fatores que influenciam as propriedades do solo-cimento, seu mecanismo de estabilização e as hipóteses que explicam a estrutura do solo-cimento. A seguir apresenta-se um estudo de falhas, suas ocorrências e seu modelo de fraturas. Finalizando dedica-se ao estudo da contração.

Mecanismo de Estabilização

A finalidade principal de toda estabilização com cimento é produzir um aumento na resistência. Embora as reações químicas que levam a este aumento na resistência não sejam claramente entendidas, acredita-se que ocorrem processos de hidratação primária e secundária (4).

Reação primária

Os principais compostos que formam o cimento portland são:

Silicato Dicálcio : $2 \text{ CaO} \cdot \text{SiO}_2$ (C_2S)

Silicato Tricálcio : $3 \text{ CaO} \cdot \text{SiO}_2$ (C_3S)

Aluminato Tricálcio: $3 \text{ CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$ (C_3A)

Os dois primeiros sobre hidratação produzem seus respectivos hidratos e cal hidratada ($\text{Ca}(\text{OH})_2$). Estes silicatos hidratados de cálcio são as maiores fontes de resistência no cimento e são conhecidas como gel Tobermorite. A cal é depositada simultaneamente como uma fase sólida cristalina separada. O aluminato tricálcio hidrata-se rapidamente para aluminato tetracálcio hidratado e proporciona muito da resistência inicial do cimento, embora, depois, esta contribuição seja relativamente negligenciada.

Como um resultado da hidratação primária o gel Tobermorite é vantajoso para cimentar as partículas do solo e a cal hidratada para favorecer a reação química com eles.

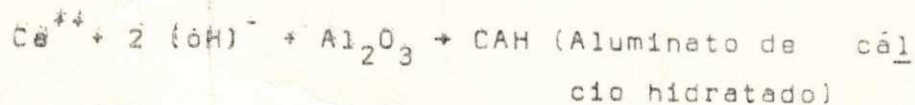
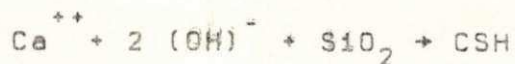
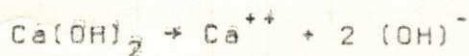
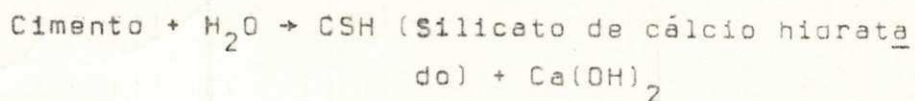
Reação secundária

O segundo estágio do processo de estabilização pode ser subdividido em efeito imediato e efeito a longo prazo.

O efeito imediato é a dissociação da cal hidratada em cátions de cálcio e ânions de hidroxilas. Alguns cátions de cálcio trocam de base com alguns íons existentes ligados às partículas dos argilo-minerais e outros ligam-se entre si, como cátions adicionais, resultando na neutralização das cargas negativas da argila. As partículas de argila estão assim capacitadas para flocular, mudando a estrutura do solo e reduzindo o seu índice de plasticidade.

O efeito a longo prazo resulta do incremento do valor do pH do solo pela cal. O alto pH leva à dissociação da sílica e alumina na argila as quais podem então combinar-se com cátions de cálcio da cal para formar silicatos e aluminatos hidratados secundários. Estes compostos secundários são cimentados e contribuem grandemente para a longa resistência do solo cimento. O tipo de composto secundário formado depende principalmente do argilo-mineral no solo. Argilas caulíníticas produzem aluminato tetracálcio e as argilas montmoriloníticas produzem Tobermorite.

O processo de formação foi sumariado por Moh ~~(5)~~ em quatro equações:



Estrutura do Solo-Cimento

Solo granular-cimento

Em um solo granular-cimento a cimentação é limitada à dada pelo produto primário, gel Tobermorite. Os grãos inertes de solo são cimentados nos seus pontos de contacto formando um tipo de estrutura tal como o concreto magro. A pasta de cimento não preencherá todos os vazios entre as partículas do solo e portanto uma melhor uniformidade implicará numa menor quantidade de vazios aumentando os pontos de contacto, acarretando assim uma ação cimentante mais eficaz (6).

Solo de grãos finos-cimento

1a. Hipótese Uma matriz contínua de produtos cimentados primários e secundários é formada, a qual encaixa os grãos de solo. Esta matriz efetivamente fixa as partículas, não permitindo o movimento de umas sobre as outras, reduzindo assim sua plasticidade e aumentando a resistência ao cisalhamento (6). A Figura 2.1 mostra esquematicamente esta hipótese.

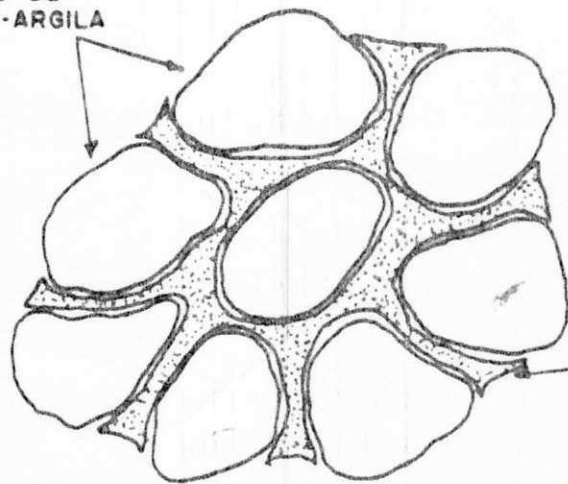
2a. Hipótese O solo e o cimento formam um sistema coloidal, sendo o solo a fase contínua. Nesta hipótese o solo-cimento está composto de partículas agregadas, cada uma das quais possui um núcleo de gel hidratado de cimento circundados por camadas de partículas argilosas. Assim os agregados são cimentados juntos por material cimentício adicional (7). A Figura 2.2 mostra esquematicamente esta hipótese.

Existe divergência quanto à hipótese mais aceitável para explicar a estrutura do solo de grãos finos-cimento. Cabrera (8) sugere, baseado em estudos realizados com o auxílio do microscópio eletrônico, ser a 2a hipótese mais aceitável, haja vista a mistura solo-cimento se apresentar heterogênea quando vista ao microscópio e não uma fase contínua como sugere a 1a hipótese.

Figura 2.1 Croquis da 1a hipótese da estrutura do solo de grãos finos-cimento.

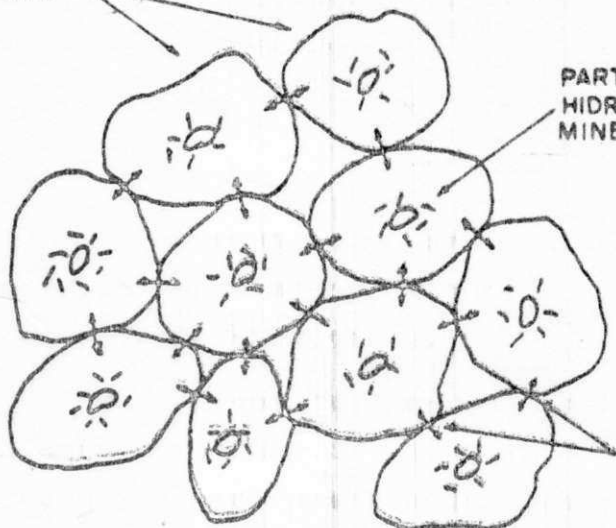
Figura 2.2 Croquis da 2a hipótese da estrutura do solo de grãos finos-cimento.

AGREGADOS DE
AREIA-SILTE-ARGILA



ESQUELETO DE PRODUTOS
DA HIDRATAÇÃO DO CIMENTO
E PARTÍCULAS DE ARGILO-MI-
NERAL.

AGREGADOS
SOLO-CIMENTO



PARTÍCULAS DE CIMENTO
HIDRATADO COM ARGILA
MINERAL ADERIDA

LIGAÇÕES ENTRE
AGREGADOS

Fatores que Influenciam as Propriedades do Solo-Cimento

Natureza do solo

Quanto maior a superfície específica de um solo, maior será a quantidade de cimento para estabilizá-lo.

A presença de argila no solo-cimento pode causar problemas na pulverização, mistura e compactação da mistura.

Os íons trocáveis do solo influenciam a reação do solo tratado. O cálcio é o mais desejável íon para a estabilização com cimento.

A matéria orgânica interfere na hidratação do cimento enfraquecendo assim a mistura solo-cimento (9).

Quantidade e tipo de cimento

Quanto maior a quantidade de cimento adicionado a um solo, tanto mais resistente resultará o solo-cimento. Por outro lado, o cimento com grande resistência inicial é usualmente mais efetivo do que o cimento comum.

A adequada escolha do tipo de cimento para a estabilização solo-cimento pode acarretar consideráveis economias no preço total do cimento a utilizar, como tem mostrado as pesquisas neste sentido.

Umidade

A presença da água em uma mistura solo-cimento é necessária para hidratar o cimento, melhorar a trabalhabilidade e facilitar a compactação.

A quantidade de umidade presente na mistura tem um efeito considerável sobre a resistência e o peso específico, obtidos. Para uma dada energia de compactação, há uma quantidade de umidade que produzirá um peso específico seco máximo.

É importante frisar que a umidade ótima para peso específico seco máximo não é necessariamente a mesma para se obter a máxima resistência. Para solos arenosos a umidade

ótima para a resistência máxima, geralmente tende estar sobre o lado seco do valor ótimo para o peso específico seco máximo e sobre o lado úmido para solos argilosos (11). Para os solos argilosos o valor ótimo para a máxima resistência é dependente não somente sobre a quantidade de argila presente no solo, mas também sobre o tipo de argilo-mineral.

Para finalidades práticas de projeto, a umidade usada é aquela que resultará em um peso específico seco máximo (11).

Mistura

Em geral, quanto mais íntima a mistura solo-cimento-água, maior será a resistência e durabilidade do solo-cimento resultante.

A intimidade da mistura não é uma função linear da energia de mistura utilizada; o melhoramento incremental no grau de mistura decresce com a continuação da mistura.

De muita importância para o solo-cimento é o fato da mistura após a hidratação do cimento causar efeitos prejudiciais ao solo-cimento resultante. Esta rutura do solo-cimento por mistura continuada é o motivo das especificações usualmente limitar o tempo utilizado entre a adição do cimento e a complementação da compactação (9).

Condições de compactação

A água de moldagem age de duas maneiras no solo-cimento: influencia as características de compactação e fornece a água para a hidratação do cimento.

As areias devem ser compactadas ligeiramente secas, enquanto as argilas ligeiramente úmidas daquela água de moldagem que dá o peso específico seco máximo.

Como um fato geral observa-se que quanto maior a densidade de compactação, melhor o solo estabilizado resultante (9):

Condições de cura

A resistência da mistura solo-cimento aumenta com a idade. O solo-cimento deve permanecer em período de cura durante os estágios iniciais de sua vida, a fim de que a hidratação do cimento se processe totalmente.

A temperatura tem um efeito marcante: quanto maior a temperatura, mais rápido se processará a cura (11).

Aditivos químicos

Os efeitos prejudiciais da matéria orgânica podem ser evitados pré-misturando cerca de 2% de cal hidratada ou 0,5% de cloreto de cálcio ao solo. Para solos altamente plásticos é comum adicionar pequenas quantidades de cal para facilitar a pulverização do solo e a posterior mistura com o cimento.

Quando o objetivo principal não é uma alta resistência inicial uma significativa redução na quantidade de cimento pode ser obtido pela adição de Fly Ash na mistura solo-cimento (11).

Falhas e Fraturas

Modos de falhas

As bases de solo-cimento das rodovias deterioram-se de três principais maneiras: por fratura, por deformação ou por desintegração do material em uma massa instável solta. Um quarto tipo comum de falha, o descascamento de finas camadas superficiais betuminosas sob a ação do tráfego é um caso especial de desintegração na qual somente o capeamento da camada estabilizada é afetada (2).

Fratura é o tipo mais comum de falha, mas o simples aparecimento de fraturas visíveis não indica necessariamente falha no pavimento. Um certo grau de fratura é aceito como inevitável e em alguns casos é mesmo considerado ser evidência de hidratação correta do cimento. Fraturas podem ser toleradas desde que as cargas possam ser transferidas através delas, por interligação dos agregados na camada estabilizada ou por pontes

da superfície betuminosa. Para possibilitar este ajuntamento de pontes, a largura da fratura deverá ser pequena. Portanto o tamanho da fratura é de maior importância do que a presença da fratura (12).

Falhas por deformação, que usualmente ocorre no subleito antes que na base estabilizada é o resultado de fraturas invisíveis na parte inferior da base, levando uma sobrepressão ao subleito. Em adição, as fraturas podem permitir o ingresso da água que reduz a resistência do subleito. Deformação da própria base estabilizada pode ocorrer para altas quantidades de umidades mas é raro (13).

Desintegração em uma massa solta é devido a uma total deficiência de cimento na mistura ou pobre mistura, resultando em uma deficiência localizada (2).

Descascamento da superfície de capeamento resulta da desintegração da superfície da base de solo-cimento devido a uma sobretensão durante a compactação (14) ou devido ao enfraquecimento durante repetidos ciclos de molhagem-secagem quando a cura é feita em um clima árido (15).

Causas de Fraturas

Carregamento do tráfego

O repetido ciclo de carga aplicado a um pavimento de base solo-cimento por rodas passando, causa fratura devido a fadiga do pavimento. Cargas compressivas mantidas abaixo da máxima carga de rutura, causa rastejo nas fraturas, aumentando então o comprimento da fratura. Este incremento no comprimento poderá ser de tal magnitude que um crescimento instável toma lugar levando à falha de uma maneira similar à aquela devido ao carregamento. Entretanto como a resistência à tensão do solo-cimento é muito menor que a resistência a compressão, são as cargas de tensão que geralmente causam falhas (2).

O limite de tensão à fadiga tem sido investigado (16) por vários pesquisadores e visto ser da ordem de 40 a 50% da resistência estática de tensão. Os limites de tensão e resistência estática são consideradas muito baixos não sendo razoável projetar as espessuras dos pavimentos tal qual são obser

vados. Portanto o projeto deve considerar que as cargas do tráfego fraturará a camada de solo-cimento, que então agirá flexivelmente. Portanto o objetivo é permitir que os "agregados" formados pela carga de fratura sejam duráveis e que o revestimento seja capaz de ligar as fraturas e evitar o ingresso da água que poderá causar a deteriorização do subleito (16).

Tensões originadas por temperatura

Dois regimes de tensões são atribuídos aos efeitos da temperatura sobre uma base de solo-cimento. O primeiro é aquele induzido pela limitação da sub-base quando a base tenta aumentar de volume em resposta à mudança neste meio da temperatura. Forças compressivas são desenvolvidas sobre aquecimento e forças de tensão sobre esfriamento (17). Em uma base longa sem fraturas, as forças de tensão que se desenvolvem serão suficientes para fraturar a base. Uma vez a base esteja fraturada as forças de tensões devido a temperatura, cairão para um valor baixo. O problema portanto, pode ser controlado de duas maneiras, ou limitando a troca de temperatura ou por um pré-fraturamento da base dentro de um modelo aceitável de existência da fratura (2).

Gradientes de temperatura produzem ondulações em uma base de solo-cimento. Sob um dia quente de verão, devido a limitação do peso próprio da base e o peso do revestimento, tensões serão desenvolvidas na parte inferior da base e se de suficiente magnitude poderá ocasionar fraturas.

Contração

A contração levará o pavimento à fratura, se ela está limitada pela sub-base, de uma maneira similar a contração devido a temperatura.

A contração está associada com a hidratação do cimento e com a perda de umidade para o ambiente externo do solo-cimento compactado. Nenhuma dessas causas podem ser inteiramente eliminadas, portanto um certo grau de contração é sempre inevitável em pavimentos de solo-cimento. Essas contrações causarão fraturas e a finalidade deve ser impedir que essas fratu

ras sejam do tipo que ocasionarão a falha do pavimento (2).

A hidratação do cimento é a causa principal da contração em solos arenosos enquanto a perda de umidade é de maior significação em solos argilosos (13).

Importância do Modelo de Fraturas

Os modelos de fratura podem ser divididos em dois tipos principais; ou uma malha estreitamente espaçada de finas fraturas ou uma rede mais largamente espaçada de largas fraturas. Um modelo de largas fraturas é insatisfatório porque a camada de solo-cimento está partida como uma série de blocos rígidos que agem independentes um do outro. Não há transferência de cargas entre esses blocos e as fraturas são muito largas para que o revestimento consiga ligá-las permanentemente. Então as fraturas refletirão através do revestimento permitindo a penetração da umidade, enfraquecendo o subleito levando conseqüentemente a ocorrência de falhas ao pavimento (18).

Um modelo de fraturas estreitamente espaçadas é mais satisfatório, já que poderá agir de uma maneira flexível como uma camada de pedra britada, com interligamentos entre os agregados permitindo a transferência da carga mantendo a estabilidade. Este modelo permitirá o ligamento ao revestimento com sucesso evitando a penetração da água.

Os fatores críticos em uma base de solo-cimento em serviço são portanto os espaçamentos e as espessuras das fraturas oriundas da contração da estrutura.

Espaçamento de fraturas

Contração linear causa a placa de solo-cimento contrair e se está livre para se mover, nenhuma tensão resultará. Entretanto a fricção entre a placa e sub-base ou subleito, impedirá a liberdade de movimento e forças de tensão serão induzidas na placa.

O comprimento máximo para o qual as forças de tensão virão a ser crítico (19) é:

$$L_{\max} = \frac{2\sigma_u}{\mu\gamma}$$

onde:

σ_u = Resistência máxima à tensão da placa do solo-cimento

μ = Coeficiente de fricção de escorregamento

γ = Peso específico unitário da placa

L = Comprimento da placa

Largura da fratura

$$\delta_T = \epsilon_c L - \frac{\mu\gamma L^2}{4E_t}$$

onde:

ϵ_c = Contração total unidade de comprimento

L = Comprimento entre os espaçamentos de fraturas

E_t = Módulo de elasticidade do solo-cimento na tensão

δ_T = Largura da fratura.

Esta equação mostra que a largura da fratura é função principalmente da contração máxima mas é também influenciada pelo coeficiente de fricção, a densidade, o espaçamento de fratura e o módulo de elasticidade.

Análises dos parâmetros

Largura da fratura pode ser considerada o fator mais crítico em falhas no pavimento, porque se as fraturas são suficientemente estreitas seus espaçamentos não terão importância.

Os trabalhadores iniciais tinham pouco controle sobre a contração; exceto escolher um solo de baixa contração no instante inicial; e tentar controlar as fraturas reduzindo a resistência à tensão do solo-cimento, que decresce o espaçamento e larguras das fraturas (20).

Rastejo e fraturas. O comportamento do solo-cimento sobre carga é visco-elástico, o que significa dizer, a relação tensão-deformação é influenciada pelo tempo. A influência do tempo é manifestada em dois fenômenos, rastejo e relaxamento. Eles tem sido definidos por Neville (21) como o tempo de deformação de um material sobre tensão constante e o decréscimo de tensão com o tempo, sobre deformação constantes respectivamente. Em um pavimento de solo-cimento que está contraindo, não é provável que exista nem um estado de tensão constante nem uma deformação constante e portanto o termo rastejo será usado para descrever o efeito combinado dos dois fenômenos.

O rastejo oferece auxílio à fraturas por contração reduzindo as tensões e aumentando o alongamento, mas a escala deste auxílio é discutida.

O efeito do rastejo depende das quantidades relativas de contração e rastejo para cada tipo particular de solo-cimento. Infelizmente o interrelacionamento de contração e rastejo é tal que alto rastejo é exibido usualmente por solo-cimento que também tem alta contração (2).

Não-uniformidade de fatores. As análises elástica e visco-elástica de modelos de fratura, assumem uma uniformidade de resistência de placa que é improvável ser encontrada na prática. A resistência de placa pode variar devido a não-uniformidade da composição do solo-cimento ou devido as variações de espessuras para qualquer secção atravessada. É portanto esperado que os espaçamentos de fraturas sejam determinados, para altas extensões, por variações da resistência através da secção e portanto seria possível as fraturas serem induzidas artificialmente, semelhante à aquelas juntas de temperatura, encontradas nos pavimentos de concreto.

Estudo da Contração

Contração é uma causa da redução não-elástica do comprimento. Os dois tipos de contração que ocorrem no solo-cimento são conhecidos como contração autogena (autogenous) e contração por secagem.

Contração autogena

Este tipo de contração ocorre sem que haja qualquer perda d'água do sistema e é devido a hidratação e assentamento da pasta de cimento. Não somente faz a pasta de cimento reduzir de volume quando se hidrata, mas além disso para se hidratar ela retira água do solo, ocasionando o solo também contrair. Para completa hidratação o cimento pode absorver cerca de 42% de água por peso e a remoção desta água do solo resulta em contração, o rigor da qual dependerá do tipo de solo (22).

Contração por secagem

Ocorre quando a umidade é perdida do sistema solo-cimento ou para a atmosfera ou para o solo do subleito. A contração por secagem é usualmente várias vezes a contração autogena e tende a ser mais rigorosa em solos finos.

Mecanismo de contração

Perda de umidade é a principal causa de contração e é necessário considerar os mecanismos pelos quais evaporação e contração estão ligados.

Tensão de capilaridade. A contração está relacionada à evaporação, mas o volume de água perdida sob secagem é sempre muito maior do que a contração volumétrica do solo-cimento em si. Tipicamente a contração volumétrica está somente entre 2,5 a 11% da perda d'água (23). Tal relação é usualmente tomada para indicar que a tensão de capilaridade está atuando. De acordo com isto a contração está associada com o aumento da tensão no menisco da água quando a evaporação continua. Há uma deficiência de pressão no menisco de:

$$P = T \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right)$$

onde:

P = Pressão

T = Tensão superficial do líquido

r_1 e r_2 = Raios das partes convexa e côncava do menisco, respectivamente.

Este decréscimo de pressão junta as partículas do solo formando o ajuntamento das paredes capilares e então toda a massa do solo contrai.

Fenômeno de adsorção líquida. A hipótese de adsorção líquida explica a outra forma de mecanismo de controle existente, uma vez que a quantidade de umidade foi reduzida para um valor baixo, que a teoria de capilaridade não pode ser aplicada. Uma camada fina de água adsorvida é mantida por forças superficiais associada com as partículas finas de argila e o gel de cimento. Uma mudança na espessura desta película pode afetar o espaçamento das partículas e portanto o volume total do solo-cimento (2).

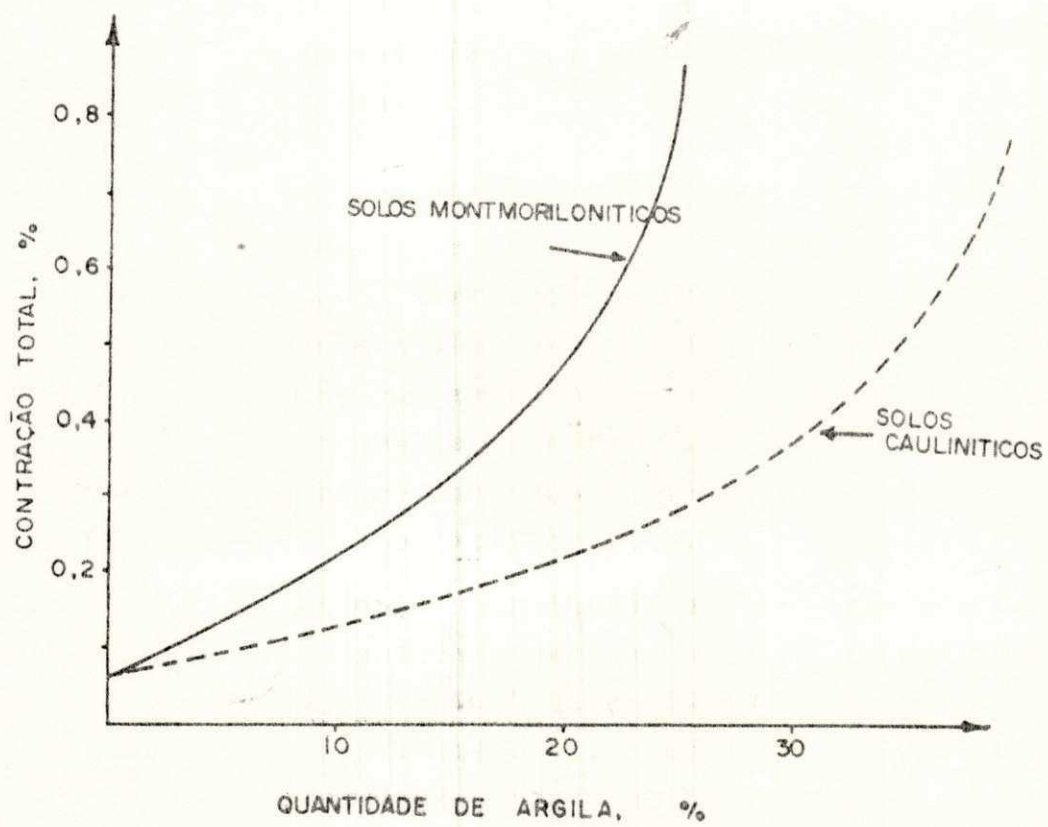
Contração "interior". As argilas montmoriloníticas tem um tipo de camada estrutural feitas de blocos triplos consistindo de uma camada de octaedro de alumínio entre duas camadas de tetraedro de sílica (24). Camadas d'água podem formar-se entre os blocos e como um resultado o espaçamento interior do mineral é aumentado. Tal aumento no espaçamento interior leva à uma expansão total da argila; reciprocamente é esperado contração se o espaçamento interior é reduzido pela perda d'água das camadas.

Fatores que influenciam a quantidade e taxa de contração

A quantidade total de contração dita as larguras de qualquer fratura por contração que possa ocorrer. Portanto como estreitas fraturas são aceitáveis mas largas fraturas não são, é necessário examinar as variáveis que afetam a contração total de um solo-cimento.

A taxa de contração também afeta as larguras de fratura através de seu efeito sobre espaçamento de fratura. Uma alta taxa de contração reduz o espaçamento de fraturas em duas maneiras. Primeiro, permite menor rastejo e então maiores pressões ocorrem em um período inicial, quando a resistência do solo-cimento é baixa. Segundo, o valor total do coeficiente de atrito μ é mobilizado em um período inicial, que novamente produzem grandes limitações de tensões enquanto a resistência é baixa.

Figura 2.3 Relação entre a contração total e quantidade de argila para solos montmoriloníticos e caulíníticos.



Quantidade de cimento. Aumentos na quantidade de cimento considera-se levar automaticamente a um aumento na contração. Eles é claro produzem aumentos na resistência com o resultado que qualquer contração leva à largas fraturas com todos os problemas resultantes. Entretanto o efeito da quantidade de cimento sobre a contração total depende muito das proporções das contrações "autogenous" e por secagem, que são ditadas pelo tipo de solo (25).

A necessidade de cimento para um pavimento durável como determinado pelos procedimentos da A.S.T.M. é indicado sobre cada projeto e em todo caso é acima do ótimo para contração mínima. Portanto é sempre desejável para contração bem como por razões econômicas não exceder a quantidade mínima de cimento para durabilidade.

Quantidade e tipo de argilo-mineral. A contração do solo-cimento depende da quantidade de cimento e a quantidade de argilo-mineral, com o último exercendo maior influência em todos os solos, principalmente nos solos arenosos em virtude do maior impacto da contração por secagem. Quando a quantidade de argilo-mineral aumenta a contração aumenta. A Figura 2.3 mostra as tendências de aumento de contração para solos com proporção variável de caulinita e montmorilonítica.

A maior quantidade de contração para montmorilonita pode ser explicada parcialmente pelo mecanismo adicional da contração "interior" disponível. Um fator importante é a grande área superficial da montmorilonita que permite o fenômeno da adsorção líquida operar mais eficientemente (26).

A contração não somente aumenta com a quantidade de de argila, mas também aumenta em uma taxa mais rápida quando a quantidade de argila vir a ser maior. Isto deveria ser esperado, porque quando a quantidade de argila aumenta, aumentando assim a matriz de contração, a quantidade de agregado decresce e esses agregados agem como inclusões rígidas na matriz, reduzindo a contração (13).

Umidade de moldagem. Espera-se que a quantidade de água de moldagem exerça uma forte influência sobre contração do solo-cimento já que a contração é diretamente relacionada à perda de umidade. O efeito preciso de mudanças na quantidade de umidade é

dependente do tipo de solo.

O aumento de contração com a quantidade de umidade é considerado ser um efeito estrutural. A umidade adicional permite as partículas de argila formar uma estrutura dispersa antes que uma estrutura floculada, e sobre evaporação há uma maior contração devido à partículas mais fracas retidas na estrutura dispersa (26).

Peso específico seco aparente. Há uma grande deficiência de trabalhos sobre o efeito do peso específico seco aparente sobre contração. Portanto qualquer conclusão deve ser tentativa, todavia é claro que o efeito do peso específico seco aparente é pequeno quando comparado com aquele exercido pela quantidade de umidade e argilo-mineral (2).

Resultados de George (23) indicam que a contração pode ser reduzida melhorando-se a compactação. Entretanto o aumento na densidade deve ser acompanhado por uma redução marcante na porcentagem de umidade de moldagem.

Demora entre a mistura e compactação. O peso específico seco aparente de um solo-cimento diminui como um resultado de um processo de compactação demorada, esta diminuição acarreta portanto um aumento na contração. Além disso a redução na resistência à compressão e o decréscimo na durabilidade associados com a demora de compactação indica uma matriz estruturalmente pobre, que seria mais susceptível à mudanças de volume quando a umidade está sendo perdida.

Talvez o mais serio problema com a demora de compactação é que o solo-cimento é frequentemente exposto ao efeito adverso de uma alta taxa de evaporação durante a "demora", resultando em contrações diferenciais, levando zonas de fraqueza ao pavimento.

Cura. É o processo de evitar perda de umidade do solo-cimento (ou concreto) por um período de 7 a 28 dias no começo de sua vida, para permitir que haja bastante água para a hidratação total do cimento. Cura inadequada resulta em perda de resistência e contrações diferenciais nas camadas de revestimento. A contração devido à hidratação do cimento é inevitável, e a cura pode

somente evitar aquela contração devido a perda de umidade.

A cura não reduz a contração total, exceto nas circunstâncias de solos com alta quantidade de argila, a não ser que a técnica seja tal que secagem por evaporação ou sucção do solo seja evitada através da vida do pavimento de solo cimento.

Controle da Contração

Quantidade de cimento

A quantidade de cimento na mistura solo-cimento afeta a contração total e o espaçamento de fraturas (4,20).

O princípio empregado é colocar um limite de cerca de 3 a 5% de cimento, na quantidade de cimento da mistura. A contração total será reduzida, particularmente em solos arenosos, limitando então as larguras de fraturas. Além disso a resistência à tensão do pavimento será mais baixa e portanto os espaçamentos das fraturas serão mais próximos, que além disso aproximará as larguras das fraturas. Um controle simples que trabalha portanto de duas maneiras e produz resultados bastante satisfatórios. Todavia a resistência do pavimento será reduzida e ele terá um baixo limite à fadiga. Portanto não será dúvel sobre severas condições de ambiente e tráfego. O controle de cimento, em vista disso não é recomendado (27).

Quantidade de argila

Na maioria dos pavimentos de solo-cimento a quantidade de argila é um fator que não pode ser controlado, exceto na seleção inicial para ser estabilizado.

Mistura em usina pode permitir um controle direto da quantidade de argila, já que o solo original altamente argiloso pode ser misturado com uma areia, antes da adição do cimento, para produzir uma mistura que não somente tem uma reduzida especificidade para contrair mas também um melhoramento na sua granulometria (22).

Quantidade de umidade

A quantidade de umidade no solo-cimento deve ser suficiente para hidratar completamente o cimento e permitir que a máxima densidade seca seja alcançada com a usina disponível.

A contração é altamente sensível às umidades acima do ótimo e portanto a umidade do solo deve ser rigorosamente controlada naquele nível. A exceção para esta regra é o caso em que considerável demora seja esperada antes que a compactação do pavimento seja completada (23).

Densidade de compactação

O peso específico aparente seco máximo para a quantidade ótima de umidade, obtido com os meios de compactação em uso no campo, deve ser alcançado para obter um máximo de resistência e um mínimo de contração. Se a compactação é continuada para se obter uma maior densidade com a quantidade de umidade existente tendendo para um solo saturado, a estrutura do solo-cimento será enfraquecida, aumentando a contração e decrescendo a resistência (23).

Uso de aditivos

Os aditivos podem ser agrupados de acordo com o mecanismo principal que é responsável por suas efetividades.

Melhoradores da trabalhabilidade. Melhora a trabalhabilidade da mistura e por este meio aumenta a densidade obtida e/ou decresce a quantidade ótima de umidade; ambos resultam na redução da contração total. Os seguintes materiais são comumente usados:

Cloreto de cálcio. A substituição na taxa de 0,5% para 1% de cimento, reduz a contração nos solos argilosos de 10 a 30%. A substituição tem a desvantagem de produzir reduções na resistência à compressão (19).

Fly ash.

A substituição é particularmente benéfica em solos grosseiros, todavia sua efetividade em reduzir contrações decresce com a quantidade de argila existente. O fly ash age melhorando a classificação dos solos arenosos. Assim maiores densidades são obtidas com o mesmo esforço de compactação (21).

"Sulphonated lignin".

É um agente que permite a redução da água de compactação. A adição de 0,5% de lignin para várias misturas de solo-cimento produziu aumentos no peso específico aparente seco de 32-100 kg/m³, acompanhado por reduções na quantidade ótima de umidade de 0,3 a 2%. Ademais uma quantidade de lignin de 0,2% foi ótimo para reduzir a contração e esta quantidade não afetou apreciavelmente a resistência à compressão (19).

Cal.

Decresce a peso específico seco aparente e aumenta a quantidade de umidade ótima. Todavia é efetivo para a redução de contração, porque a ação flocculante da cal sobre as partículas do argilo-mineral produz uma estrutura mais rígida a qual contrai menos que a estrutura normal dispersa (2). A substituição de 2 a 3% para a mesma quantidade de cimento chegou a reduzir a contração de muitos tipos de solos de 30 a 40%. Além disso há usualmente um aumento na resistência à compressão (28).

Agentes expansivos. Principalmente os sulfatos de cálcio, sódio e magnésio expandem a estrutura do solo-cimento sobre hidratação e podem por este meio compensar totalmente ou parcialmente a contração.

Sulfato de cálcio.

A gipsita adicionada na taxa de 1%, expande o solo-cimento durante a cura, resultando que a contração depois da secagem ao ar será reduzida. Entretanto maiores taxas de adição de gipsita, além de não decrescer a contração, reduz a resistência (19).

Sulfato de sódio.

Em uma solução normal 1.5 produz reduções na contração com substancial melhoramento na resistência. Como um melhorador de resistência o sulfato de sódio tem sido particularmente efetivo em siltes e areias orgânicas (29).

Sulfato de magnésio.

Mostrou-se ser efetivo no controle da contração sem todavia ter efeitos benéficos sobre a resistência a compressão (2).

Melhoradores de viscosidade. Estes tem sido sugeridos como um meio de reduzir fraturas em solos estabilizados com cimento. A comparação das análises elástica e visco-elástica de fraturas, revelam que as larguras das fraturas são reduzidas, indicando que um decréscimo na viscosidade do solo-cimento levaria a nenhuma redução na contração. Esta não redução é o resultado do aumento do rastejo. A adição de betume na matriz do solo-cimento tem sido proposto como um meio de permitir rastejo sobre carga (27).

Retentor de umidade. Se a secagem do solo-cimento pudesse ser evitada a contração total da mistura seria consideravelmente reduzida. A aproximação clássica deste tipo de retenção de umidade é a cura. Uma outra aproximação é usar um aditivo químico para reter a umidade de moldagem do solo-cimento. Tal aditivo químico é o cloreto de sódio (sal comum). Uma adição de 3% de sal foi efetivo na eliminação da contração, independente de sua granulometria, em solos montmoriloníticos. Entretanto o sal grosseiro (100% retido na peneira nº 200) reduziu a resistência a compressão do solo-cimento (26).

Métodos de Controle de Fraturas

Por mais que medidas de controle de contração sejam empregadas alguma contração toma lugar e portanto fraturas podem ocorrer. O problema é conseguir que estas fraturas tomem a forma de uma malha estreitamente espaçadas com estreitas fraturas.

Contração diferencial

Se a placa de solo-cimento é permitida secar em lugar de cobri-la para evitar perda de umidade, rápida secagem do topo da camada levará à contrações diferenciais que produzirá um modelo de fraturas mais estreitamente espaçado do que se fosse curada normalmente. Entretanto a rápida secagem evitaria adequada hidratação do cimento no topo da camada que então exibiria pobre durabilidade sobre pesadas cargas de rodas. Portanto esta técnica deve ser considerada insatisfatória (2).

Limitação do subleito

O espaçamento das fraturas é ditado pelo balanço entre a resistência a tensão do material e a limitação devido ao subleito desenvolvido sobre contração. Se o atrito com o sub-leito for aumentado, o espaçamento das fraturas deverá ser reduzido. A evidencia para isto é a observação geral que misturas no local tende a exibir uma malha de fraturas mais estreitas do que misturas em usina (30).

Contração de tensões

A teoria elástica considera uma distribuição uniforme de tensões devido a contração limitada. Entretanto as falhas na matriz do solo-cimento e as variações da espessura tendem a causar contrações de tensões a partir da qual as fraturas se iniciarão. Se as falhas e as variações da espessura pudessem ser deliberadamente introduzidas então seria possível induzir um modelo satisfatório de fraturas (2).

Fraturas por carregamento externo

Se as forças de tensão oriundas da contração são insuficientes para causar um modelo de fraturas proximate espaçadas elas podem ser suplementadas por forças de tensão induzidas por carregamento externo. Cargas de roda causam forças de tensão desenvolvidas na parte mais baixa da base de um pavimento em um sistema de camadas elásticas e oferece uma maneira simples de aplicação do carregamento externo desejado. A resistência a tensão do solo-cimento aumenta uniformemente durante o período normal de 7 dias de cura e portanto dependendo do tempo de aplicação da carga de roda o espaçamento das fraturas pode ser variado; espaçamentos mais estreitos sendo obtidos com aplicações no período inicial (2).

No Japão (31) a permissão para o tráfego sobre um pavimento de solo-cimento imediatamente após a compactação resultou em pequena perda de resistência quando determinada por testes de compressão simples. Além do mais em comparação com um trecho normalmente curado a incidência de fraturas largas visíveis foi muito menor depois de transcorrido um período de 70 dias.

Reflexão de fraturas

Pequenas fraturas estreitamente espaçadas permitirão a transferência de cargas na base mas deve-se ter o cuidado para evitar o ingresso da água através delas para o subleito. Portanto as fraturas na base não devem ser refletidas no revestimento.

A reflexão de fraturas tem sido reduzidas na Austrália (32) interpondo uma fina camada de pedra entre o solo-cimento e o revestimento. Um outro controle tem sido o de demorar a colocação do revestimento até que o modelo de fraturas tenha sido totalmente desenvolvido (33).

Lateritas: definições e classificação

O termo "laterita" originariamente foi utilizado por Buchanan para caracterizar a argila existente no sul da Índia que tinha a propriedade de endurecer quando exposta

ao ar, após ter sido talhada em blocos com forma de tijolos. Daí o nome laterita (do latim: later-tijolo) dada a esta argila e não ao ferro existente em camadas e veios destacados (34).

A partir de então o termo laterita passou a assumir significados diferentes e por vezes conflitantes. Várias definições tem sido propostas, no entanto ainda não existe uma definição precisa e universalmente aceita de laterita (35).

Melo e outros (36) indicam que no Brasil há a tendência de se adotar os conceitos por Novais Ferreira (34), que são baseados nas definições dadas por Du Preez e Pendleton (34) e pelos laboratórios de Engenharia Portugueses. Contudo, as especificações do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (D.N.E.R.) (37) define os solos vermelhos produzidos por laterização como segue: "Solo Laterítico: o solo cuja fração coloidal (abaixo de 2 microns) apresenta relação Sílica/Sesquióxido menor que 2 e, em conjunto as seguintes características: presença apreciável de sesquióxido de ferro, tendência para o concrecionamento e endurecimento solo exposição ao sol, baixa expansibilidade e baixo teor de matéria orgânica".

As dificuldades em aceitar uma classificação única de solos lateríticos, devido a sua grande variedade, tem se refletido nos estudos de engenharia.

A classificação que no momento parece de certa utilidade na engenharia civil é a que foi apresentada pela United States Agency for International Development (U.S.A.I.D.) (38) em seu estudo sobre solos lateríticos da África. Esta classificação está baseada numa correlação estatística entre a classificação simplificada de D'Hoore (38) e as propriedades de engenharia dos solos lateríticos obtidos pela USAID. Aquele autor divide os solos tropicais vermelhos em três grupos principais, que por sua vez podem apresentar subgrupos (39), são eles:

Solos ferruginosos. Solos tropicais laterizados que ocorrem em regiões áridas, em áreas com pronunciada estação seca. Formam-se sobre todo tipo de rocha, sendo comum encontrar coureças ferruginosas nas regiões onde ocorrem estes solos, sendo estas duras e duráveis. Estes solos exibem baixos limites de Atterberg, altos valores de densidade e CBR. Não ocorrem os argilos minerais halobita e alofano e a gipsita também não ocorre ou

é pouco comum nestes solos.

Solos ferralíticos. Solos tropicais laterizados que ocorrem em regiões úmidas e em áreas com vegetação densa. Estes solos são também formados sobre todo tipo de rocha. São relativamente comuns as couraças ferruginosas, no entanto, não apresentam a mesma dureza e durabilidade daqueles de regiões ferruginosas, devido não terem sido submetidos a uma completa desidratação. Esta desidratação é normalmente impedida pela densa cobertura vegetal. Estes solos apresentam uma plasticidade mais alta e valores de densidade e CBR mais baixos do que os solos ferruginosos. A gipsita e outras formas de alumina hidratada são bastante comuns. A haloisita é comum sobre rochas vulcânicas.

Ferrisolos. Ocorrem sobre qualquer tipo de rocha em áreas de média a alta precipitação pluviométrica, onde a erosão tem ocorrido simultaneamente ao desenvolvimento do perfil. A caulinita é o argilo-mineral predominante, todavia a goetita pode ocorrer. Os materiais argilosos possuem alto grau de hidratação, daí a similaridade com os solos ferralíticos. Estes solos apresentam uma plasticidade mais alta e valores de densidade e CBR mais baixos do que os solos ferruginosos.

Estabilização de Solos Lateríticos com Cimento

Os solos lateríticos são amplamente usados na África como base para pavimentos rodoviários. Quando estes solos não podem ser utilizados em sua forma natural comumente usa-se o cimento como aditivo para alterar as propriedades físicas, aumentar a resistência e durabilidade dos solos lateríticos, dando ao pavimento uma fundação satisfatória. O cimento tem sido usado como aditivo para estabilização de solos lateríticos em Ghana, Gambia, Sierra Leone, Ivory Coast, Nigeria, Kenya, Uganda, Tanzânia, Zambia e outros (38).

Influência do cimento sobre os limites de Atterberg de solos lateríticos estabilizados.

O cimento quando adicionado aos solos lateríticos, de uma maneira geral, assim como ocorre com a adição de

cal (35), apresenta um acréscimo no limite de liquidez e um decréscimo no índice de plasticidade. Este decréscimo no índice de plasticidade é de menor intensidade na estabilização com cimento quando comparada com a estabilização de solos lateríticos com a cal.

Influência do cimento nas características de compactação de solos lateríticos estabilizados.

Arman e Saifon (40), e Mitchell e Hooper (41) mostraram que a densidade e resistência tem um decréscimo considerável quando há uma demora entre mistura e compactação maior que 2 horas.

A densidade decresce com o aumento da porcentagem de cimento. O mais significativo decréscimo toma lugar com a adição de 2% de cimento, sendo que a medida que se vai aumentando a quantidade de cimento o decréscimo proporcional da densidade vai diminuindo.

Influência do aumento nas características de resistência de solos lateríticos estabilizados.

O CBR e a resistência a compressão simples são os testes mais comumente usados para avaliar a variação da resistência em solos estabilizados.

Geralmente os solos lateríticos mostram um grande aumento na resistência com relativamente pequeno incremento na quantidade de cimento. O ganho na resistência não é somente dependente da quantidade de cimento, mas também varia com as propriedades do solo.

O CBR medido em solos lateríticos estabilizados com cimento, apresentam usualmente altos valores com baixas porcentagens de cimento. O valor do CBR geralmente aumenta linearmente com o aumento da quantidade de cimento. Sherwood e Sullivan (42) observaram quando testando um solo laterítico de Gambia que havia aumentos pequenos da resistência quando o solo era estabilizado com 4 a 6% de cimento. Eles mostraram que o decréscimo na taxa de incremento da resistência foi devido a água insuficiente para hidratar completamente o cimento. Quando o solo foi testado para uma maior quantidade de umidade, a re

sistência a compressão simples aumentou linearmente com um in
cremento na quantidade de cimento.

C A P Í T U L O III

OBJETIVO DA PESQUISA

Os solos lateríticos apesar de não atenderem as especificações padrões dos diversos departamentos que os utilizam como solos para pavimentos, tem sido largamente empregados nos pavimentos rodoviários com bastante sucesso.

Tem-se procurado criar especificações (37) para um adequado uso dos solos lateríticos, com o intuito de proporcionar um melhor controle dos pavimentos executados, evitando assim, fracassos com perdas onerosas para os departamentos que utilizam este tipo de solo.

Este trabalho objetiva principalmente:

1. Observar a influência do tempo de cura nas características de resistência de 3 solos lateríticos obtidos das jazidas de Sapé-Mari, Cuité e Nova Floresta.
2. Desenvolver um modelo de deteriorização que permita o estudo do comportamento dos 3 solos quando exposto à condições cíclicas de intemperismo.
3. Observar o comportamento da durabilidade e resistência dos sistemas solo-cimento, solo-cimento-cal e solo-cimento-asfalto diluído.

C A P Í T U L O I V

MATERIAIS

Solos

Origem e formação

O Centro de Ciências e Tecnologia da UFPb. está desenvolvendo um estudo sobre propriedades de solos vermelhos do estado da Paraíba. Para o presente trabalho, que faz parte deste estudo, foram selecionados três ocorrências de solos lateríticos, denominadas jazida Sapé-Mari, jazida Cuité e jazida Nova Floresta.

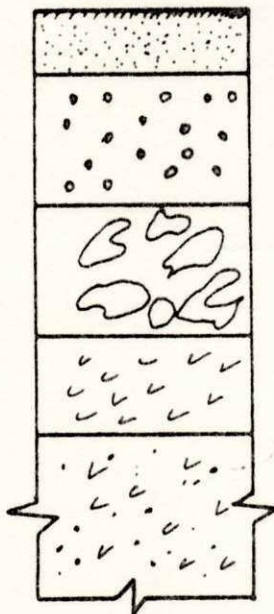
* A jazida Sapé-Mari está situada na zona semi árida que é geralmente classificada como zona "Agreste/Caatinga Litorânea" (1).

As precipitações nesta região, geralmente ocorrem entre os meses de março a julho, tendo sido registrada, para um período de 10 anos, uma precipitação média de 1173 mm(43). A média das temperaturas mais elevadas é da ordem de 34°C, enquanto a média das mínimas é de 16°C.

Este solo foi originado de uma capa sedimentar, típica do período terciário superior, denominada formação Barreiras, constituída principalmente de areias caolinizadas, camadas argilosas e intercalações de lentes e espessos pacotes de seixos de quartzo. Esta formação tem coloração predominantemente clara, apresentando ocasionalmente cores avermelhadas devidos à presença de óxido de ferro (44).

A figura 4.1 mostra esquematicamente o perfil da jazida no local onde foi coletada a amostra. Consiste de uma camada superior formada por duras concreções ferruginosas, apoiada numa camada de argila rija, tornando-se mais mole a medida que se vai aprofundando. A argila rija é rica em pequenos seixos arredondados de laterita endurecida, indicando que a mesma foi formada por uma acumulação de materiais provindos de um nível mais elevado e cimentação de um depósito colúvio

Figura 4.1 Perfil esquemático do local onde foi coletado o solo de Sapé-Mari.



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

Pequenas concreções lateríticas-pisólitos
Profundidade entre 60 e 80 cm

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

Argila vermelha mais solta
Profundidade entre 20 e 40 cm.

Argila arenosa
Profundidade não determinada.

nar (45). Uma confirmação do exposto acima é o fato de existir na camada superficial um material muito fino (podsol) sem qualquer relação com o solo laterítico existente abaixo, fortalecido pelo fato de existir uma ocorrência laterítica apresentando couraças, possivelmente mais velha, a 90 km da ocorrência de Sapé-Mari. Deste modo a jazida de Sapé-Mari aparenta ter sido formada pelo intemperismo de uma laterita mais antiga (45).

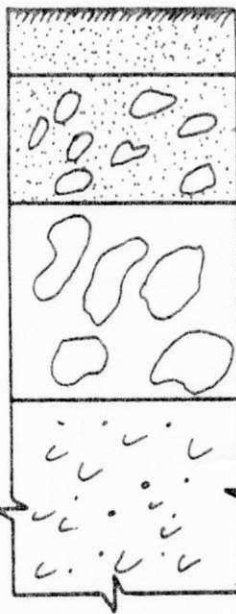
As jazidas Cuité e Nova Floresta distam 7 km uma da outra, parecendo indicar que ambas são resultantes de um mesmo processo de formação. As figuras 4.2 e 4.3, mostram o perfil dos locais de coleta de amostras. Ocorrem na formação terciária denominada Serra dos Martins. O perfil é uma sequência de areias e argilas, formando uma capa estável assente sobre a camada restante da erosão.

A presença de vales de rios na fase jovem, junto ao local da ocorrência, aliado ao fato desses depósitos ocorrerem em áreas de mudança de declividade, sugere a formação dos depósitos terem sido no próprio local, pela dissolução e remoção dos íons de ferro da rocha mãe. Os íons de ferro, no estado ferroso, foram carreados para as camadas superiores por ascensão do nível freático no passado, onde encontrando condições ambientais propícias foi depositado.

A existência da couraça na jazida de Nova Floresta e a ausência na de Cuité, caracteriza o fato desta última ter sofrido uma ação mais intensa dos agentes intempéricos. Esta couraça na jazida de Nova Floresta indica a sua formação pela alternância de uma estação chuvosa com uma seca, com a total cimentação da parte superior do horizonte em uma fase continuamente seca (35).

Localização e coleta das amostras

A amostra de solo da jazida Sapé-Mari foi coletada a uma profundidade de 2,0 m em relação ao nível do terreno (veja Figura 4.1), a margem direita da rodovia Pb-55, no trecho Mari-Guarabira, distando cerca de 8 km da cidade de Mari. Foi coletada em um talude vertical de um corte onde a jazida tinha sido explorada para a execução da referida rodovia. Foi inicialmente feita uma severa limpeza no local para evitar a contami



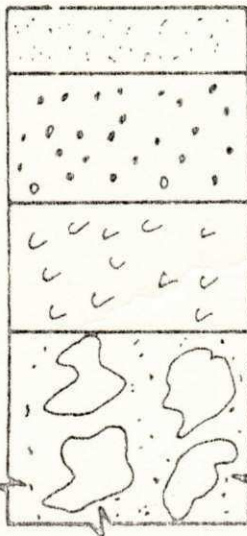
Humus com cascalho laterítico
Profundidade de 30 cm aproximadamente

Pedregulho com agregados soltos cimentados por
materiais mais finos. Profundidade de 1,00 m.

Pedregulhos com maior proporção de materiais
mais finos do que a camada sobrejacente.
Agregados de menores diâmetros. Prof. de 1,00 m

Argila mole com cascalhos rigidamente cimentados
na parte superior. Manchas vermelhas de ferro
sobre o mineral argila. Profundidade desconhecida.

Figura 4.3 Perfil esquemático do local onde foi coletado o solo de Nova Floresta.



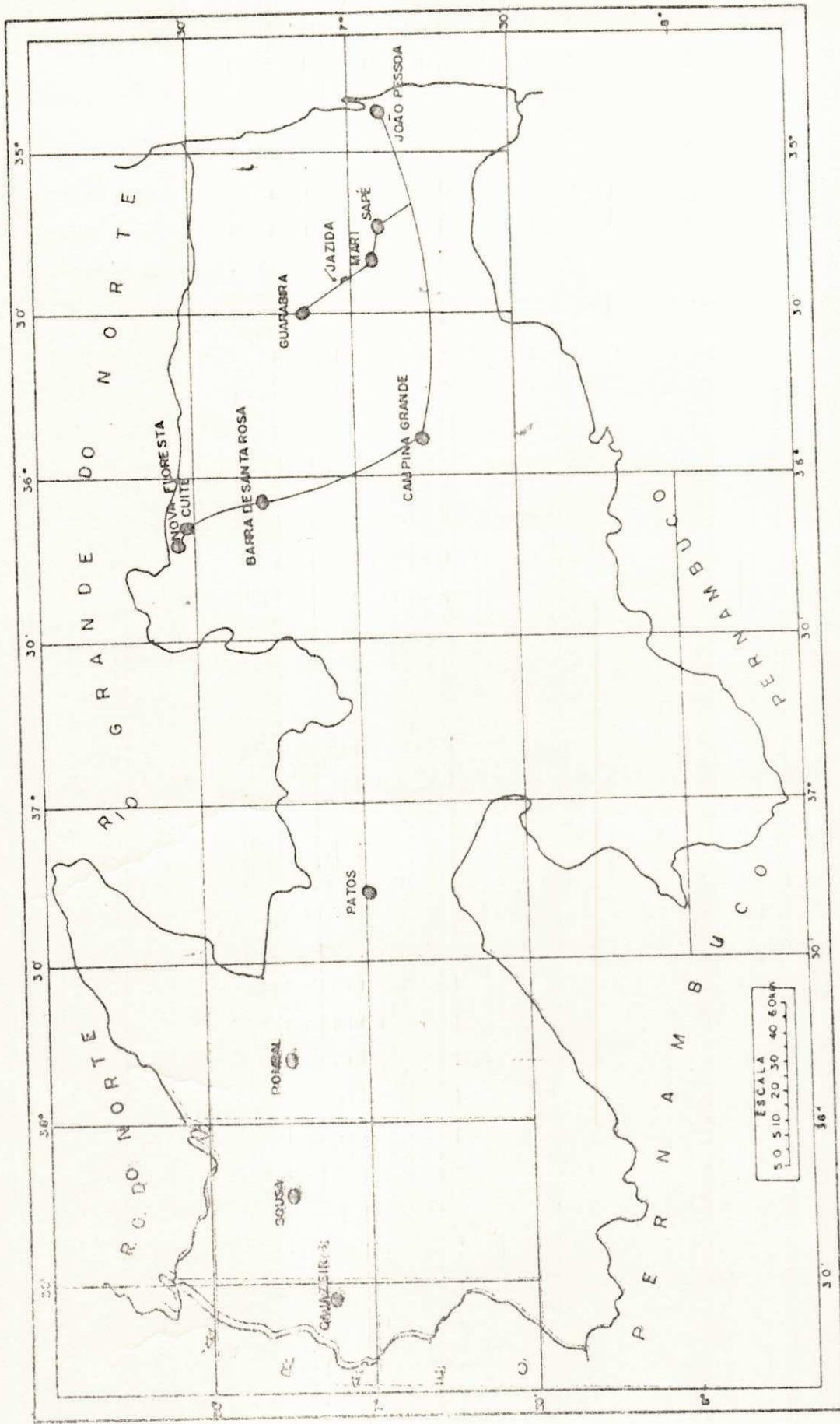
Humus. Profundidade de 20 cm

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

Material concrecionado vermelho-marrom com alta proporção de finos. Profundidade de 50 cm.

Pedregulhos concrecionados com diâmetros entre 20 e 30 cm. Profundidade não determinada.

Figura 4.4 Mapa do Estado da Paraíba, mostrando a localização das jazidas dos solos utilizados



nação da amostra retirada com o material existente no local, su-
jeito as intempéries. Este procedimento foi seguido nas outras
jazidas exploradas.

A jazida Cuité está situada à margem esquerda
da rodovia Pb-149, trecho Barra de Santa Rosa-Cuité, aproxima-
damente 1,5 km da cidade de Cuité. A amostra foi coletada a
uma profundidade de 1,0 m (veja Figura 4.2).

A jazida Nova Floresta está situada à margem
esquerda da rodovia Pb-151, trecho Cuité-Nova Floresta, distan-
do 5,0 km da cidade de Cuité. Da mesma maneira como feito nas
outras jazidas, foi colhido o material em um talude vertical, a
uma profundidade de 1,20 m (veja Figura 4.3).

Depois de coletadas as amostras foram acondicio-
nadas em sacos de lona grossa, para não permitir a perda do
material fino durante a remoção para o laboratório.

Propriedades dos solos

As propriedades físicas e químicas, a composi-
ção mineralógica e a classificação dos solos estudados estão
apresentadas na Tabela 4.1, enquanto a composição química está
apresentada na Tabela 4.2.

Os dados de composição química, superfície espe-
cífica e composição mineralógica foram obtidos do trabalho de
Lucena (45), haja visto ter ensaiado os mesmos solos utilizados
neste pesquisa. Como se pode observar na Tabela 4.2, esses valo-
res correspondem à duas frações do mesmo material, ou seja, con-
creções e solo, por isso esses valores tem apenas valor qualita-
tivo neste trabalho. Lucena utilizou uma divisão arbitrária ba-
seada no diâmetro de $3/8"$ (9,5 mm) para considerar a separação
entre concreção e solo. A fração de diâmetro menor do que 2 mi-
crons proveniente da desagregação mecânica das concreções e a
fração de diâmetro menor que 2 micros proveniente do solo são,
então, aquelas cujas propriedades são fornecidas nas Tabelas.
Como os solos usados nesta pesquisa foram obtidos por britagem
das concreções em mistura com o solo (45) os valores das Tabe-
las não correspondem à fração de diâmetro inferior a 2 microns
destas: A porcentagem de concreções, nos solos usados nesta pes-
quisa; antes da britagem não foi determinada, por isso valores

Procedência	Sapé-Mari	Cuité	Nova Floresta
Composição			
Granulométrica, %:			
Pedregulho (< 2 mm)	23,00	29,00	35,00
Areia (2,00-0,06 mm)	47,00	51,00	44,00
Silte (0,06-0,002 mm)	16,00	15,00	11,00
Argila (< 0,002 mm)	14,00	5,00	10,00
Propriedades Físicas:			
Densidade real	2,86	2,85	3,03
Limite de liquidez, %	34,00	22,00	27,10
Limite de plasticidade, %	25,00	16,20	18,23
Índice de plasticidade, %	9,00	5,80	8,87
Propriedades Químicas:			
Teor de matéria orgânica, %	0,00	0,00	0,67
pH	6,35	5,20	5,10
Área específica, m ² /g:			
Concreções (< 2 μ)	9,50	19,42	8,33
Solo (< 2 μ)	15,31	16,89	18,19
Composição Mineralógica:			
Argilo mineral predominante	Caolinita	Caolinita	Caolinita
	Quartzo	Quartzo	Quartzo
Outros	Goetita	Goetita	Goetita
Classificações:			
Casagrande	GC-C1	GC-SC	GC-CL
HRB	A-2-4	A-1-B	A-2-4

Tabela 4.1 Propriedades e classificação dos solos.

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

Tabela 4.2 Composição química das frações menores que 2 microns dos solos e das concreções.

- 1 Composição química dos solos
- 2 Composição química das concreções

quantitativos para os solos britados não podem ser fornecidos (35).

Os resultados dos limites de Atterberg foram obtidos do trabalho de Marinho (46), que realizou ensaios sobre os mesmos solos.

Cal

A análise química da cal utilizada como aditivo na pesquisa, está mostrada na Tabela 4.3. É uma cal calcítica, denominada comercialmente com o nome de "brancal" (47). É produzida na cidade de João Pessoa, Paraíba. A cal chegou ao laboratório em sacos de papel grosso. Retirou-se da embalagem original e colocou-se em depósitos de plástico que foram lacrados em seguida.

Cimento

Utilizou-se, o cimento portland comum-320, marca Zebú, da Companhia Paraibana de Cimento Portland (CIMEPAR), localizada na cidade de João Pessoa, Paraíba (48).

Usou-se um cimento comprovadamente novo, a fim de que as suas propriedades originais não estivessem alteradas. Acondicionou-se o cimento em depósitos que foram lacrados em seguida com a finalidade de se evitar a hidratação do cimento devido o contacto com a umidade do ar.

As propriedades do cimento estão mostradas na Tabela 4.4.

Asfalto Diluído Tipo Cura Rápida

O asfalto diluído utilizado como aditivo ao solo-cimento foi preparado no laboratório. Sendo o critério para a seleção do asfalto diluído uma baixa viscosidade que permita uma mistura uniforme com o material solo-cimento num tempo curto de mistura, e a necessidade de uma rápida evaporação do solvente antes da compactação dos corpos de prova, foi decidido utilizar um cimento asfáltico de penetração 80-100 e diluído com a nafta comercial em proporções que permitam obter um asfal

Denominação	Branca
Tipo de Cal	Calcítica
Análise química, %:	
Perda ao fogo (1000°C)	30,93
Insolúveis em HCl	4,17
Sesquióxidos (em R ₂ O ₃)	0,48
Cálcio total (em CaO)	62,00
Magnésio (em MgO)	1,01
Cálcio disponível (em CaO)	40,66

Tabela 4.3 Propriedades químicas da cal utilizada.

Denominação	Zebú - 320
Análise química, %:	
Perda ao fogo	1,40
Resíduo insolúvel	0,35
Sílica (em SiO_2)	18,69
Óxido ferrico (em Fe_2O_3)	4,20
Óxido de alumínio (em Al_2O_3)	6,14
Óxido de cálcio total (em CaO)	62,50
Óxido de magnésio (em MgO)	3,61
Anidrido sulfúrico (em SO_3)	2,55
Óxido e hidróxido de cálcio livre (em CaO)	1,25
Óxido de sódio (em Na_2O)	0,09
Óxido de potássio (em K_2O)	0,77
Óxido de sódio solúvel em água (em Na_2O)	0,09
Óxido de potássio, solúvel em água (em K_2O)	0,75

Tabela 4.4 Propriedades químicas do cimento utilizado.

to diluido com uma viscosidade apropriada para obter uma mistura uniforme.

A Tabela 4.5 mostra os resultados da viscosidade de "Saybolt Furol" obtidos utilizando o método de ensaios do D.N.E.R. (49) para diferentes misturas do cimento asfáltico e da nafta comercial.

Após vários ensaios de laboratório onde se observou o grau de uniformidade do asfalto diluido na mistura com o solo-cimento selecionou-se o asfalto diluido composto de 60% de cimento asfáltico e 40% de nafta. Sua viscosidade "Saybolt Furol" foi de 27 segundos.

O asfalto diluido preparado para a pesquisa foi guardado em recipientes de aluminio lacrados para evitar perdas de solvente durante o tempo da pesquisa.

Cimento Asfáltico Penetração 87 %	Nafta Comercial %	Viscosidade Saybol Furol Seg
50	50	15
60	40	27
70	30	76
80	20	

Tabela 4.5 Viscosidade "Saybolt Furol" em segundos para diferentes misturas de cimento asfáltico e nafta comercial.

C A P Í T U L O V

MÉTODOS DE ENSAIO

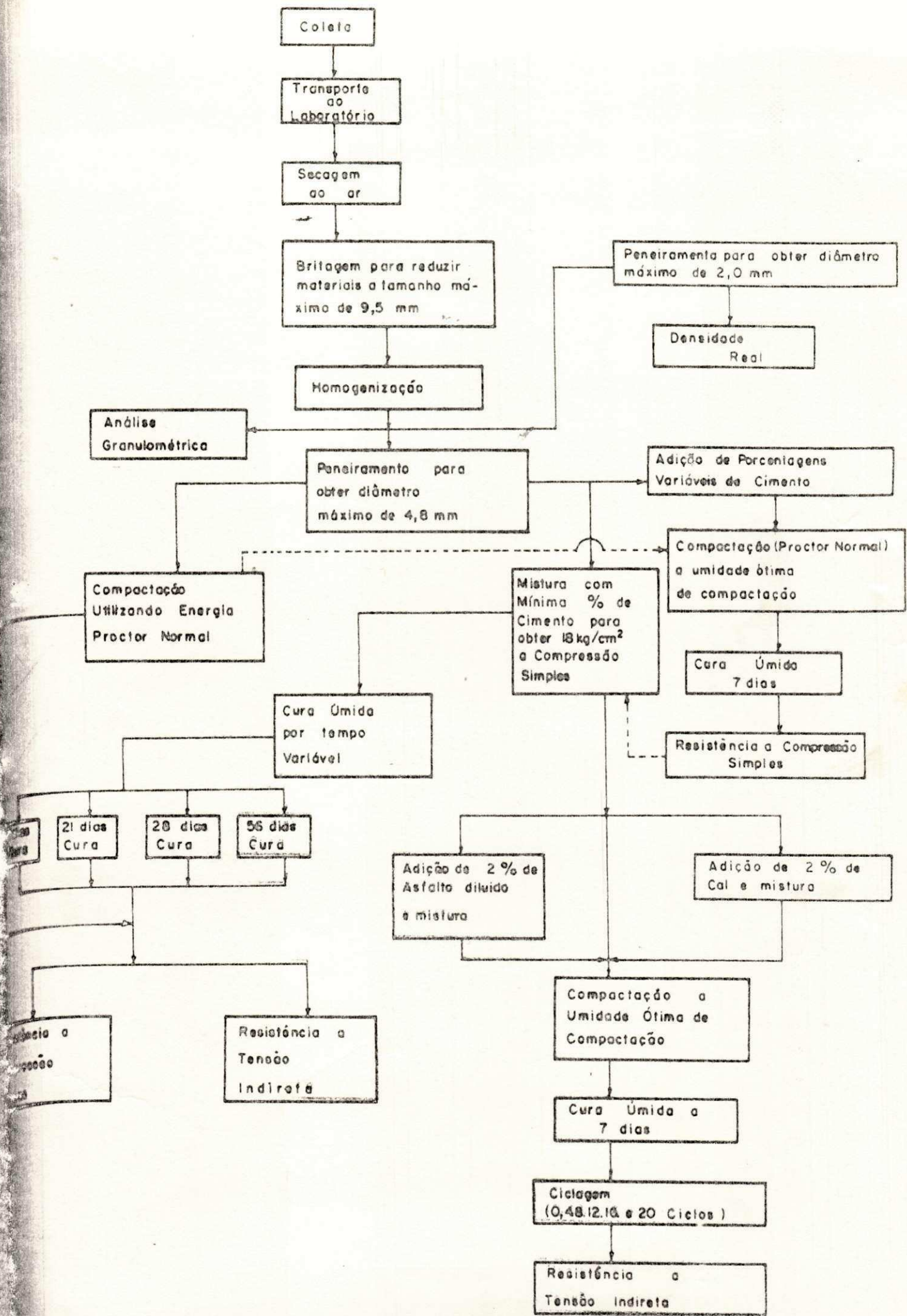
Introdução

O processo de preparação dos três solos no laboratório e os ensaios executados durante a pesquisa são mostrados esquematicamente no fluxograma da Figura 5.1.

O processo de britagem e homogeneização foi feito como uma tentativa de reproduzir as operações de campo que seriam necessárias para a estabilização deste material como base de solo-cimento numa rodovia. Um britador de mandíbulas de laboratório (veja Figura 5.2) permitiu reduzir o tamanho máximo dos solos a 9,5 mm. Todavia para a preparação dos espécimes de ensaio o material foi peneirado para obter um tamanho máximo de 4,8 mm de maneira que os ensaios de compactação se enquadrem às especificações da Associação Brasileira de Normas Técnicas, A.B.N.T.-MB-33 (50). É bem conhecido que rejeitar partículas de tamanho maior que 4,8 mm e menor ou igual a 19,0 mm não tem efeitos significantes nas propriedades de compactação de um material (54), mas os efeitos disso em termos de resistência de uma mistura solo-cimento não são conhecidos. No entanto para o caso desta pesquisa onde o objetivo é estudar as tendências do comportamento dos sistemas solo-cimento e solo-cimento-aditivo cal ou betume, isto não é de importância.

Os ensaios levados a cabo no laboratório consistiram de: análise granulométrica, compactação e resistência a compressão simples para os solos puros. Os solos misturados com várias porcentagens de cimento à unidade ótima de compactação (para solos puros) foram testados a compressão simples e tensão indireta à diferentes tempos de cura. No entanto os solos com cimento e aditivo cal ou betume foram preparados com uma porcentagem de cimento correspondente ao mínimo requerido para obter uma resistência de 18 kgf/cm^2 a 7 dias de cura e 2% de cal ou 2% de betume. Esses espécimes que envolvem o estudo principal foram testados a tensão indireta após a ciclagem de secagem-moagem correspondente a 0,4, 8, 12, 16 e 20 ciclos.

Figura 5.1 Fluxograma dos ensaios realizados com os solos utili
zados



Coleta

Transporte ao Laboratório

Secagem ao ar

Britagem para reduzir materiais a tamanho máximo de 9,5 mm

Homogeneização

Análise Granulométrica

Peneiramento para obter diâmetro máximo de 2,0 mm

Densidade Real

Peneiramento para obter diâmetro máximo de 4,8 mm

Adição de Porcentagens Variáveis de Cimento

Compactação Utilizando Energia Proctor Normal

Compactação (Proctor Normal) a umidade ótima de compactação

Mistura com Mínima % de Cimento para obter 18 kg/cm² a Compressão Simples

Cura Úmida 7 dias

Cura Úmida por tempo Variável

Resistência a Compressão Simples

21 dias Cura

28 dias Cura

56 dias Cura

Adição de 2% de Asfalto diluído e mistura

Adição de 2% de Cal e mistura

Resistência a Compressão

Resistência a Tensão Indireta

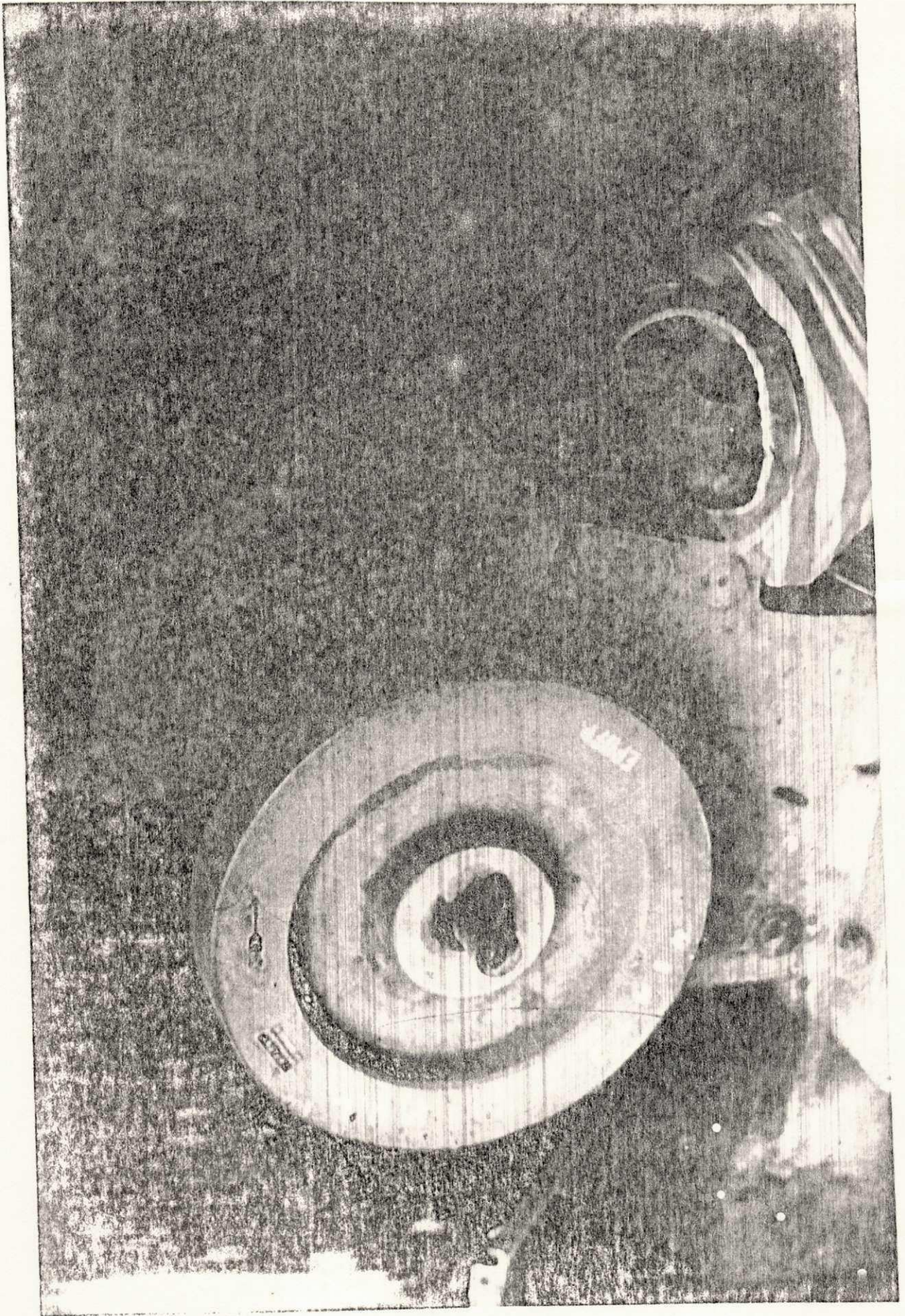
Compactação a Umidade Ótima de Compactação

Cura Úmida a 7 dias

Ciclagem (0,48.12.16 e 20 Ciclos)

Resistência a Tensão Indireta

Figura 5.2 Britador de mandíbulas de laboratório



Em seguida descreve-se os métodos de ensaio utilizados.

Análise Granulométrica

As normas brasileiras para a determinação da distribuição granulométrica até um tamanho maior que 74μ não especificam um ensaio por via úmida. É claro que para os solos estudados uma análise mecânica de peneiramento por via seca não fornecerá resultados aceitáveis devido a grande quantidade de agregações fracas de partículas menores que 74μ de diâmetro. Por este motivo utilizou-se para este trabalho o método padrão das especificações inglesas B.S. 1377:1967 (51) que consiste no peneiramento úmido após desagregações das partículas de solo utilizando uma solução de 2% de hexametáfosfato de sódio.

A distribuição granulométrica das partículas menores que 74μ de diâmetro não foi feito pelo autor deste trabalho, mas os resultados que são mostrados mais adiante foram tomados de Marinho (46) que executou estes ensaios com as amostras dos mesmos solos.

Densidade Real

Procedeu-se de acordo com as recomendações do ensaio D.N.E.R.-D.P.T. M 93-64 (49). Para cada solo foram feitas como mínimo três determinações, aceitando-se como verdadeiras quando se encontravam dentro das variações que o método especifica.

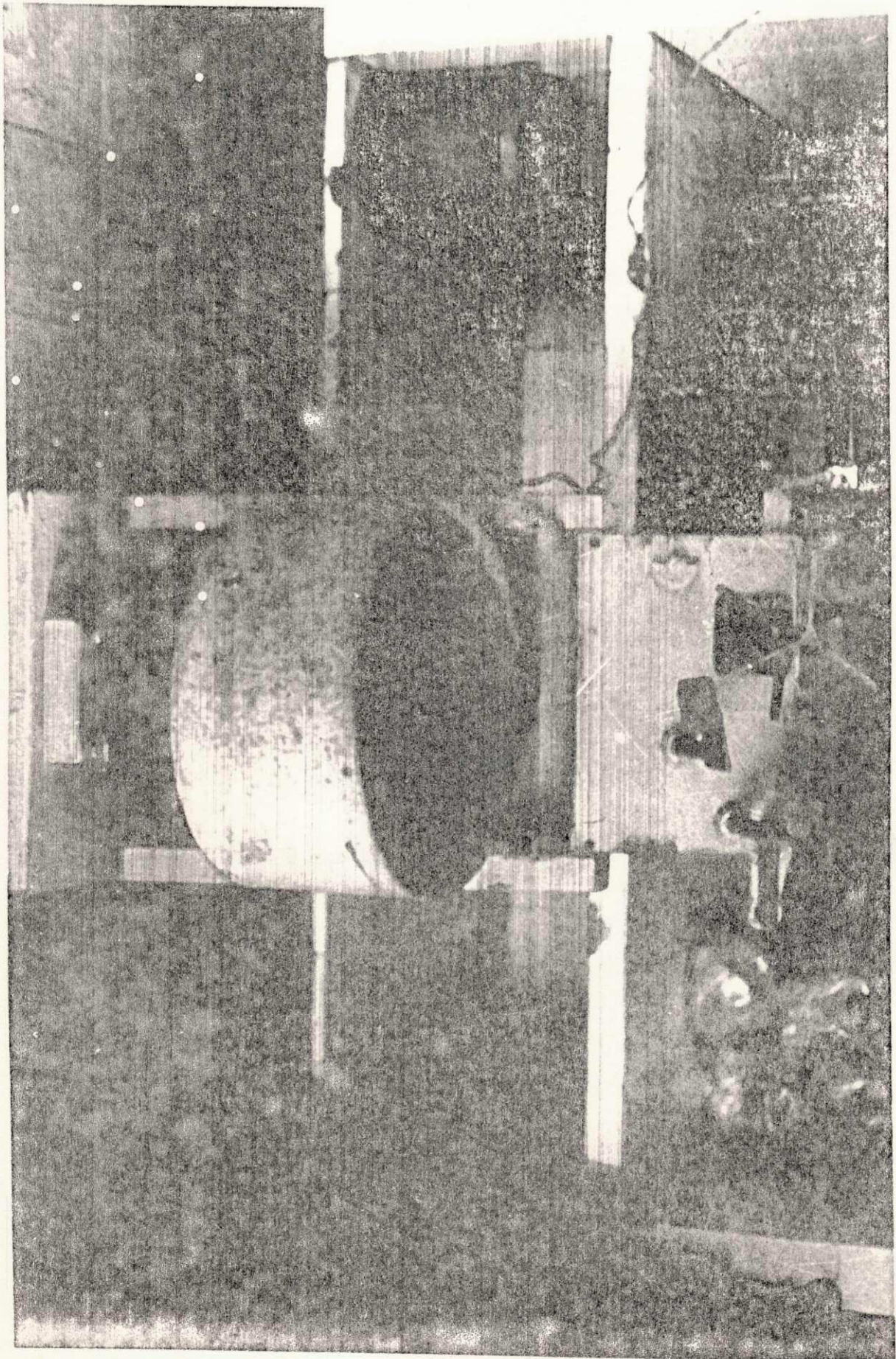
Ensaio de Compactação

A correlação entre o teor de umidade do solo e sua massa específica aparente seca foi determinada seguindo-se o ensaio da A.B.N.T. M.B-33 (50). Neste ensaio a compactação é feita com a fração do solo que passa na peneira de 4,8 mm.

Basicamente o procedimento para a preparação dos solos para o ensaio de compactação consistiu no seguinte:

- a) homogeneização de um minuto num misturador elétrico de eixo vertical (veja Figura 5.3).

Figura 5.3 Misturador elétrico de eixo vertical



- b) Adição da quantidade apropriada de água e mistura por 2 minutos.
- c) Retirada do material aderido às paredes do recipiente do misturador utilizando uma espátula.
- d) Mistura adicional do material por um minuto.
- e) Compactação dos espécimes.

Para cada porcentagem de umidade preparou-se em todos os casos três espécimes e para cada ponto de umidade utilizou-se uma nova amostra de solo, visto que recompactação de uma mesma amostra poderia levar a mudanças de granulometria (8).

O procedimento para a compactação dos sistemas solo-cimento e solo-cimento-aditivo foi o mesmo. O cimento ou cimento e cal foram adicionados no início da mistura (estágio já indicado anteriormente), no entanto o asfalto diluído foi adicionado após um minuto de mistura do solo-cimento-água (um minuto após iniciado o estágio b).

Ensaio de Compressão Simples

Como mostra o fluxograma da Figura 5.1 os ensaios de compressão simples foram executados tanto para os solos puros como para os solos misturados com cimento após vários períodos de cura.

A Figura 5.4 mostra a prensa "Losenhousen" para este ensaio com a adaptação do extensômetro para a medida de deformação e a Figura 5.5 mostra um ensaio em execução. A velocidade de aplicação de carga utilizada neste ensaio foi de 5,8 mm por minuto (0,2"/min) e igual e especificada para os ensaios de tensão indireta.

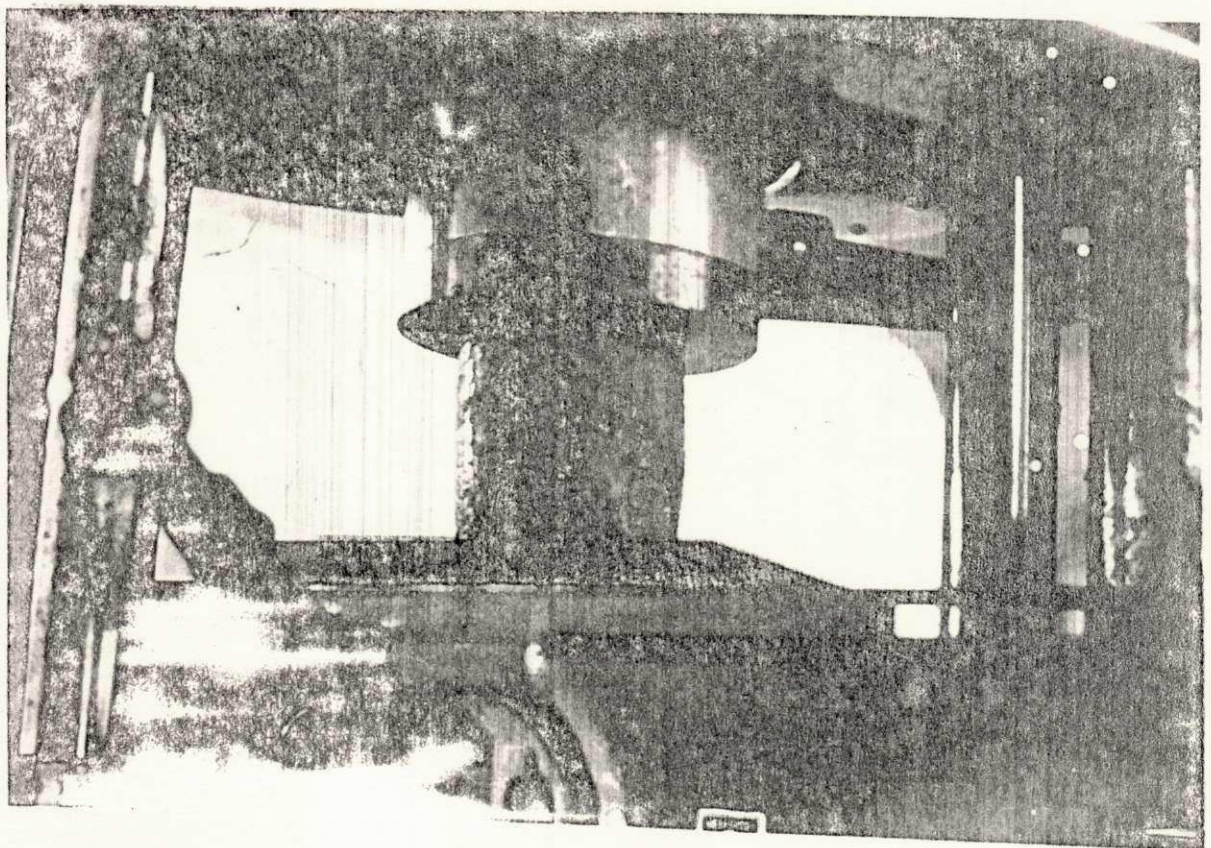
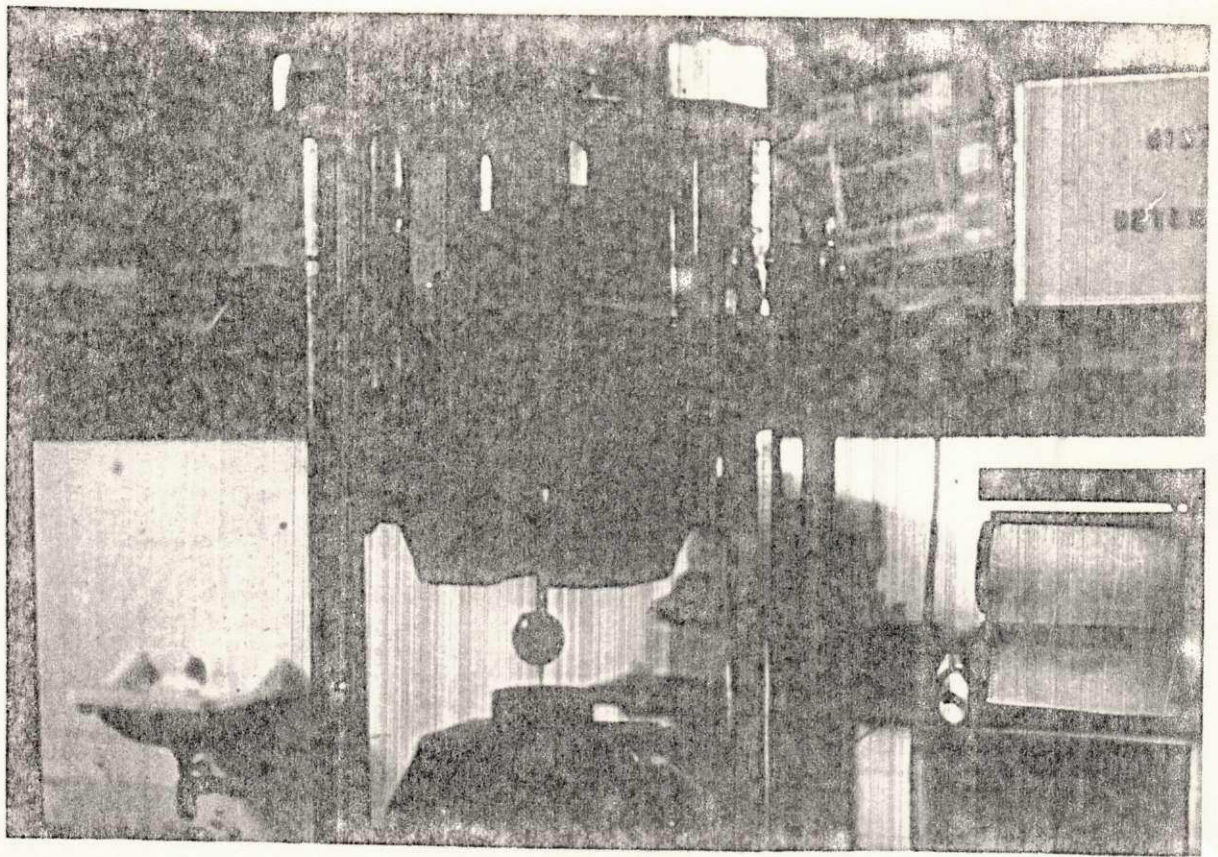
Em todos os casos ensaiou-se um mínimo de 3 corpos de prova para obter-se cada valor de compressão simples.

Ensaio de Tensão Indireta

O ensaio de tensão indireta conhecido comumente como ensaio de tensão brasileiro foi proposto por Lôbo Carneiro (52). Consiste na aplicação de cargas de compressão a um espécim

Figura 5.4 Vista geral da prensa "Losenhausen" com a adaptação de um extensômetro para a medida de deformação

Figura 5.5 Ensaio de compressão simples em execução



me circular na direção do seu diâmetro. A falha ocorre por fratura do espécime através de seu diâmetro vertical. A teoria de tensão neste ensaio é aplicável somente a materiais que fraturam de maneira quebradiça e não é aplicável a materiais que falham plasticamente.

O procedimento utilizado nesta pesquisa foi a sugerida por Anagnos (53). A velocidade de aplicação de carga recomendada por Anagnos é de 5,8 mm por minuto; esta foi utilizada para todos os ensaios.

As Figuras 5.6a e 5.6b mostram o início e final de um teste de tensão indireta, realizado ainda numa prensa "Lousenhausen" especialmente adaptada para este ensaio.

Os valores de tensão indireta foram obtidos como uma média de 3 espécimes por condição de ensaio, e a fórmula para calcular esta tensão foi:

$$\sigma_T = \frac{2P}{\pi ah} \left(\sin 2\alpha - \frac{a}{d} \right)$$

onde:

σ_T = Tensão indireta

P = Carga total aplicada

a = Largura da peça

h = Altura do espécime

d = diâmetro da amostra

2α = Ângulo subtendido (ver Figura 5.7)

A Figura 5.7 mostra esquematicamente o princípio do teste e o Apêndice A mostra o cálculo detalhado para obter a constante de conversão da carga para a tensão indireta.

Procedimento para a Cura e Ciclagem dos Espécimes

Todos os espécimes preparados para esta pesquisa foram submetidos a um período de cura de 7 dias, com exceção daqueles preparados para o estudo do incremento da resistência a compressão simples e tensão simples com tempo variável de cura. Este tempo variável foi de 7, 21, 28 e 56 dias. Em todos os

Figura 5.6a Início de um teste de tensão indireta, realizado em uma prensa "Losenhausen", especialmente adaptada para este ensaio.

Figura 5.6b Final de um teste de tensão indireta

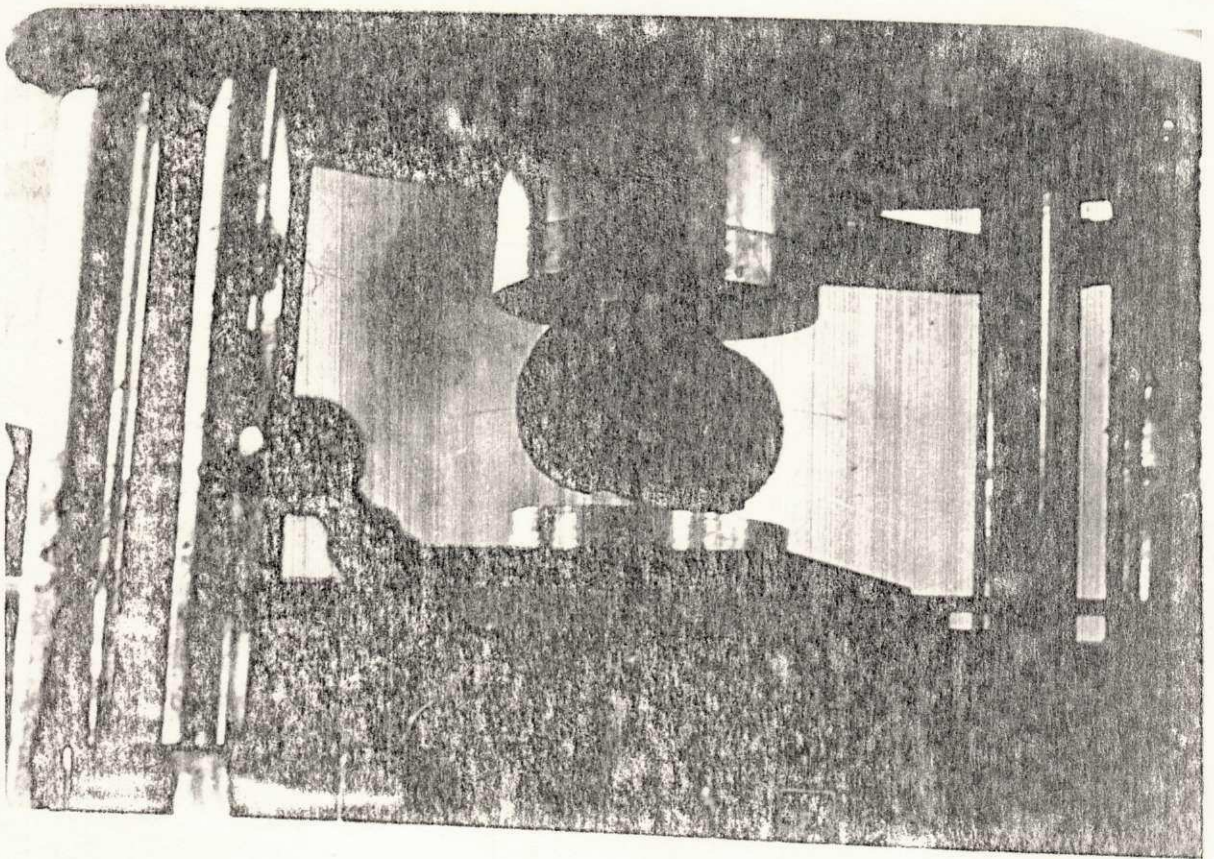
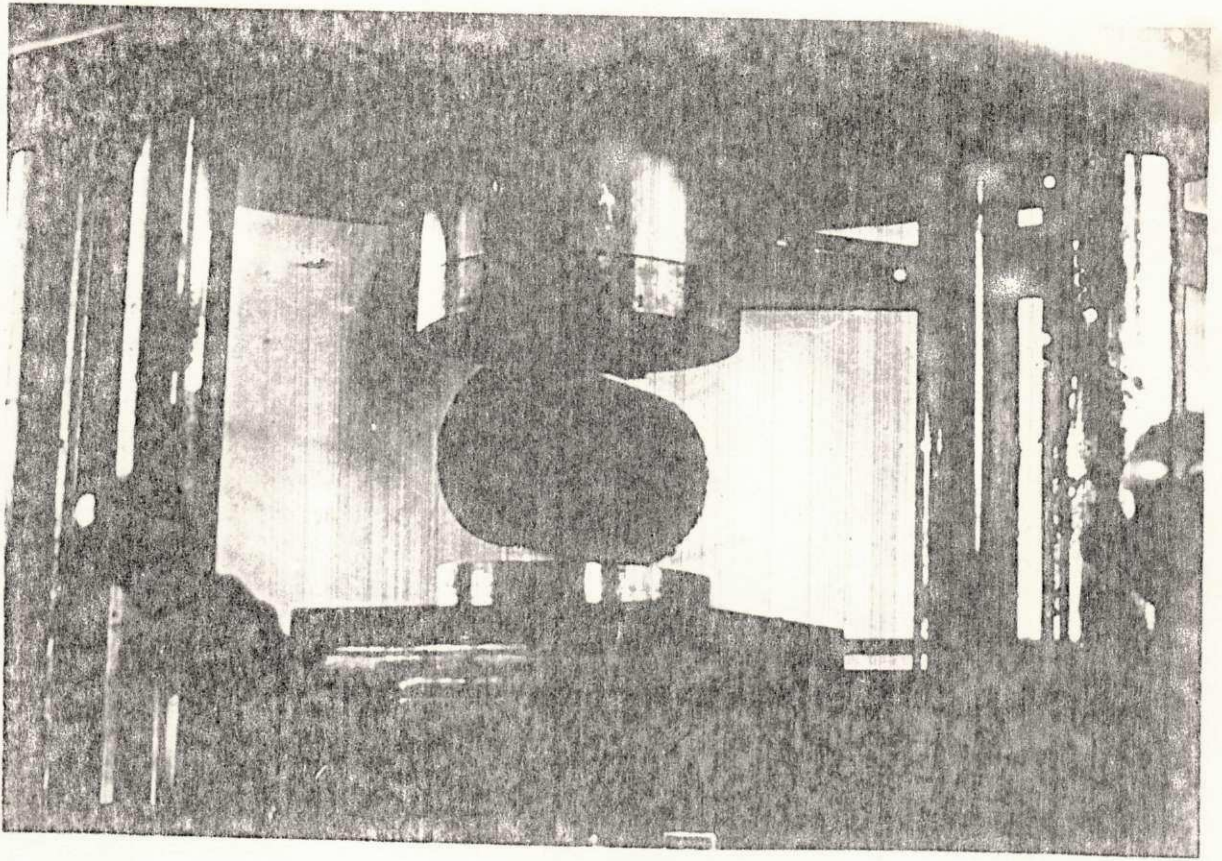
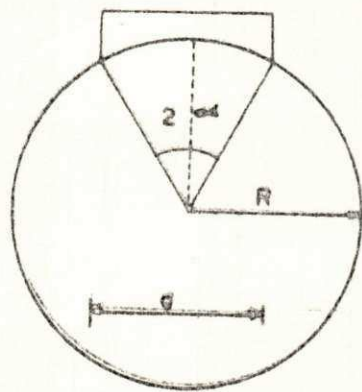
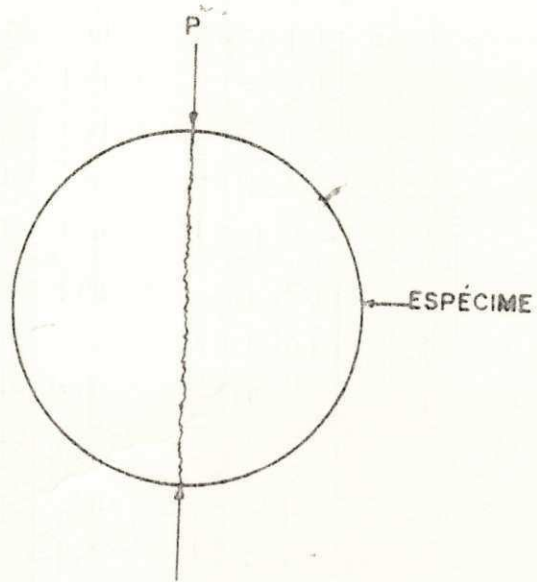


Figura 5.7 Croquis esquemático do princípio do teste de tensão indireta



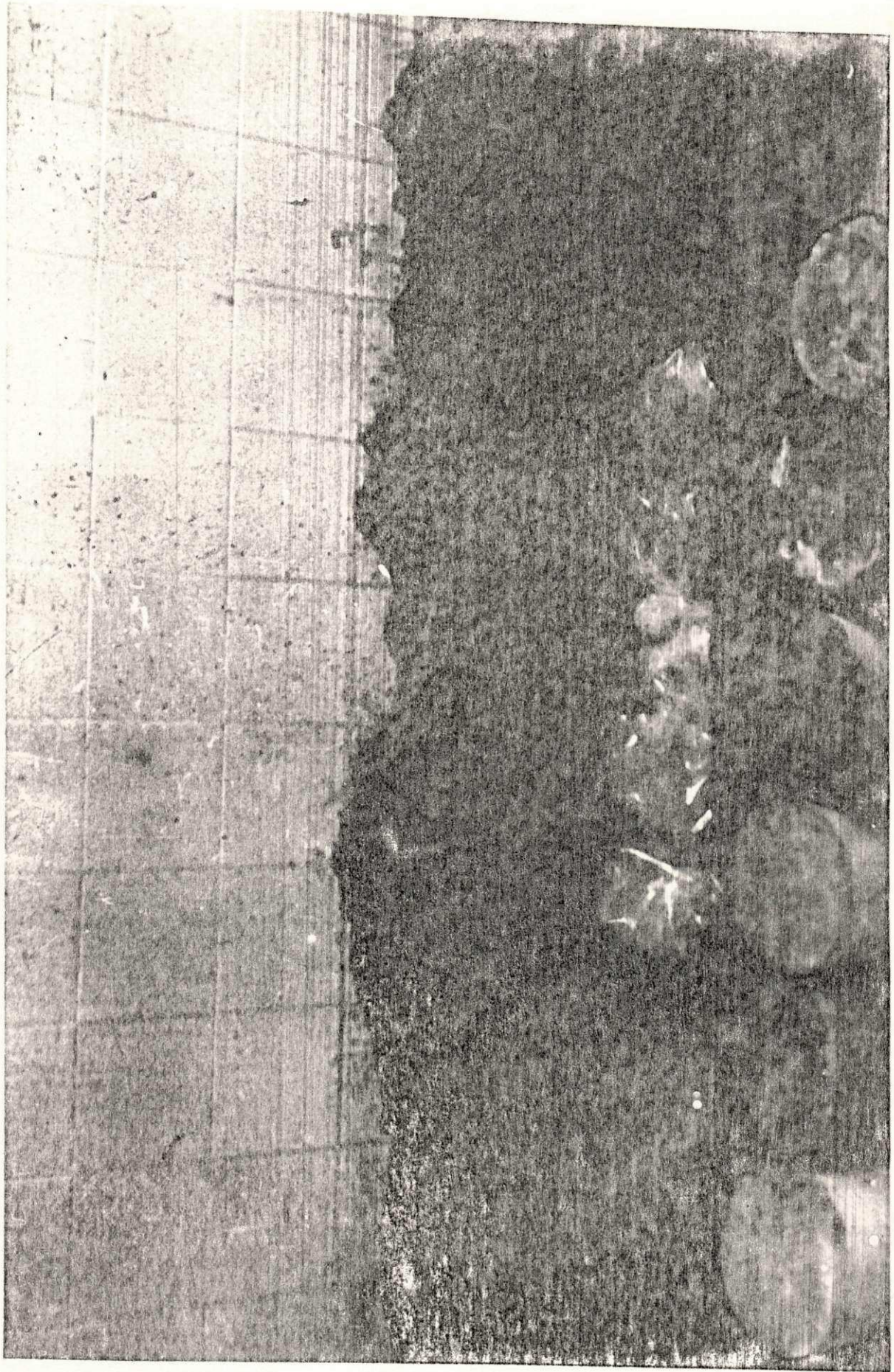
casos utilizou-se uma camera úmida improvisada consistindo num depósito de areia saturada com água, onde os espécimes eram enterrados devidamente protegidos em sacos duplos de plásticos para evitar perdas ou ganhos de umidade. A Figura 5.8 mostra alguns espécimes em processo de ser enterrado na "camera úmida".

O processo de ciclagem foi projetado para permitir o estudo de durabilidade dos solo-cimento e solo-cimento-aditivos. Basicamente consistiu em induzir trocas volumétricas de contração e inchamento alternativos por meio de expor os espécimes a condições ambientais de secagem e molhagem.

Após 7 dias de cura os espécimes foram secados numa estufa com temperatura controlada de $60^{\circ} \pm 1^{\circ}\text{C}$ por 24 horas e imediatamente imersos em água por outras 24 horas. Isto foi considerado "um ciclo".

O número de ciclos utilizados durante a pesquisa consistiu de 0, 4, 8, 12, 16 e 20 ciclos. Cabe ressaltar que idealmente o número de ciclos poderia ser maior, mas limitações de ordem prática, especialmente tempo, não permitiram fazer a pesquisa para um número maior de ciclos que o máximo de 20 indicado.

Figura 5.8 Câmara úmida improvisada



C A P Í T U L O VI

APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Introdução

A primeira etapa desta pesquisa consistiu em determinar as características de granulometria e compactação dos 3 solos estudados. Dos resultados de compactação tomou-se a decisão de preparar todas as misturas de solo-cimento e solo-cimento-aditivo à umidade de compactação correspondente à umidade para máximo peso específico aparente de cada solo. Desta maneira a variável de índice de vazios foi convertida numa constante.

A porcentagem de cimento foi também mantida constante para cada solo. Esta porcentagem foi obtida com um estudo de variação de resistência a compressão simples como função da porcentagem de cimento.

Uma vez que a porcentagem de cimento foi fixada, todos os espécimes com o aditivo cal ou asfalto diluído foram preparados com a porcentagem de cimento fixada e testados a tensão indireta utilizando o teste brasileiro após a cura e número de ciclos variável.

Em seguida se apresentam os resultados obtidos na ordem exposta nesta introdução.

Características de Granulometria e Compactação

Os resultados de distribuição granulométrica dos 3 solos após britagem são mostradas na Figura 6.1a, os valores quantitativos são apresentados no Apêndice B, na Tabela B.1. Na Figura 6.1b mostra-se as distribuições granulométricas calculadas para a condição real de compactação que como foi dito no Capítulo anterior consistiu em eliminar todo o material maior que 4,8 mm de diâmetro, em cada solo. Pode ver-se que a distribuição granulométrica entre os solos varia muito pouco, poderia assegurar-se que do ponto de vista das variações estatísticas de um só depósito a variação entre solos estaria den

Figura 6.1a Distribuição granulométrica dos solos utilizados

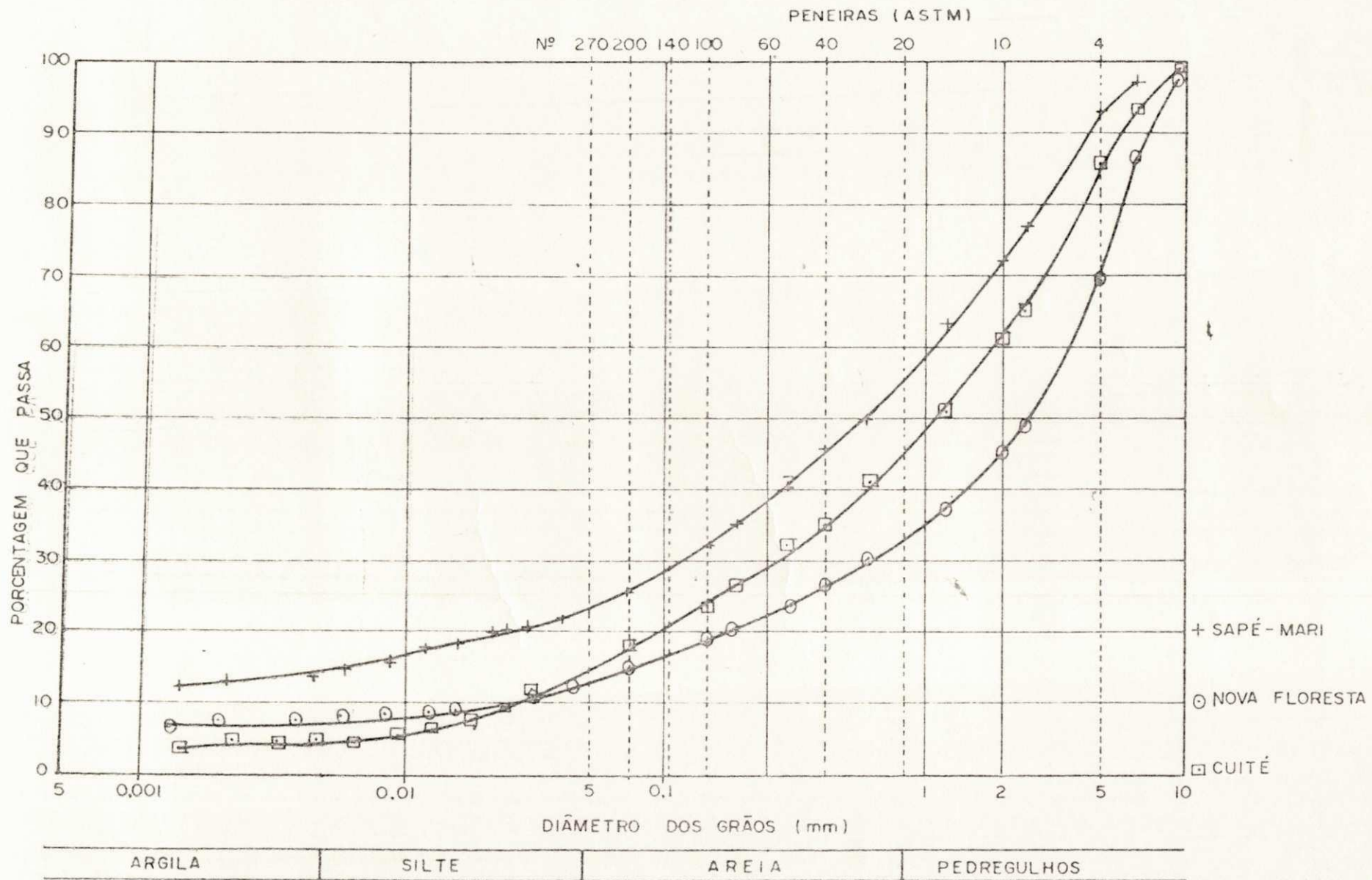
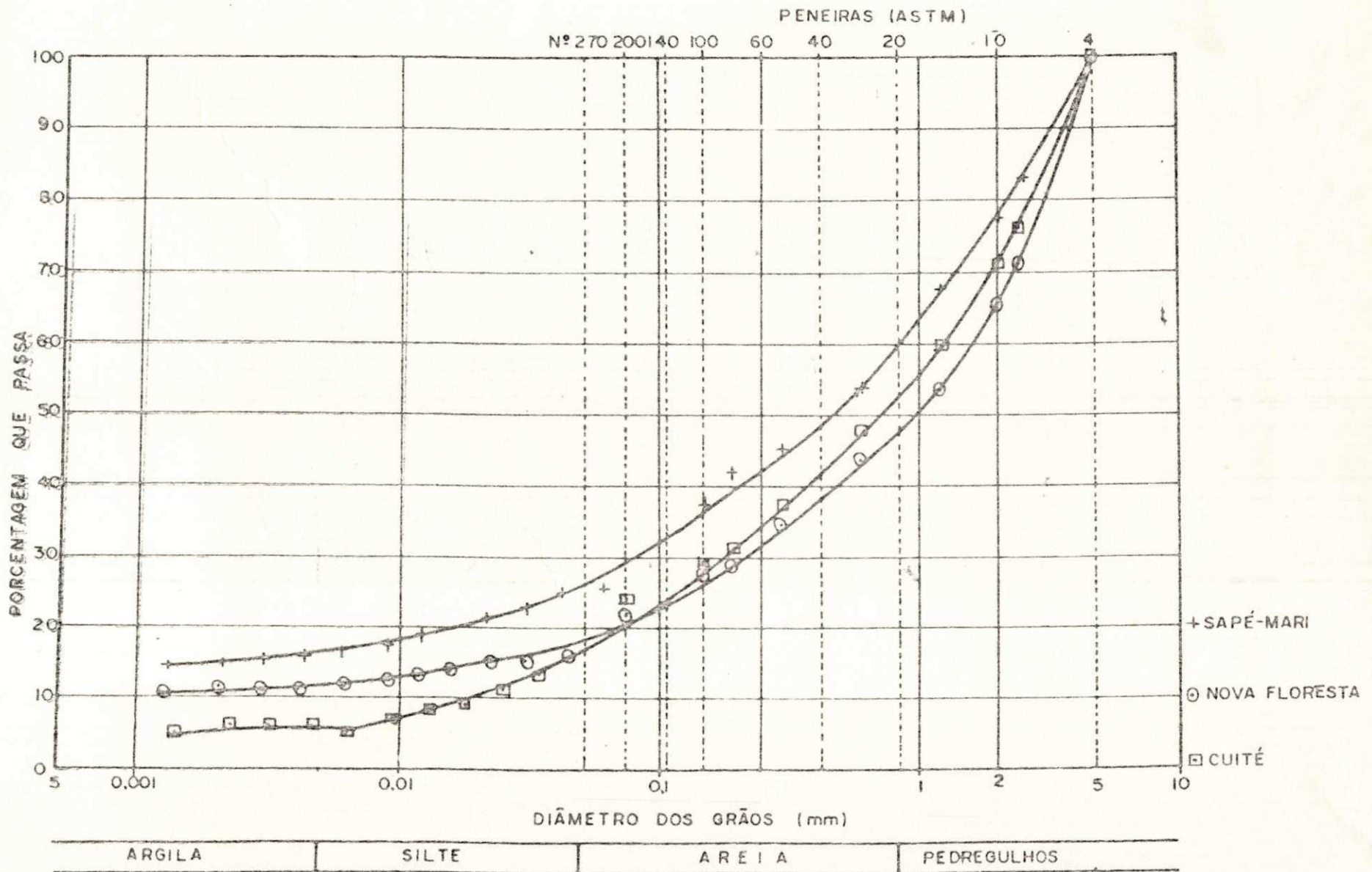


Figura 6.1b Distribuição granulométrica dos solos de diâmetro menor que 4,8 mm



tro dos limites de variação aceitável para um só depósito. No entanto as variações das porcentagens da fração silte mais argila parecem substanciais quando se os considera do ponto de vista de estabilização com cimento, haja vista que a área específica dos solos variará enormemente com pequenas variações das porcentagens de silte mais argila. Para o caso dos 3 solos estas porcentagens são:

Sapé-Mari	30,0% de silte + argila
Cuité	20,9% de silte + argila
Nova Floresta	21,7% de silte + argila

estas diferenças são ainda maiores se considerar a fração tamanho argila:

Sapé-Mari	14% de argila
Cuité	5% de argila
Nova Floresta	10% de argila

Os resultados dos ensaios de compactação são mostrados na Figura 6.2, no entanto os valores quantitativos destas relações são dados na Tabela B.2 do Apêndice B.

Como era de se esperar a ordem de grandeza do máximo peso específico aparente está correlacionada com a granulometria de cada solo, assim como a ótima umidade de compactação para o máximo peso específico aparente.

O máximo peso específico aparente para os solos Sapé-Mari, Cuité e Nova Floresta foi de 1860 kg/m³, 2020 kg/m³ e 2154 kg/m³ respectivamente. As umidades ótimas de compactação foram 18% para o solo Sapé-Mari, 13,4% para o solo de Cuité e 12,5% para o solo de Nova Floresta.

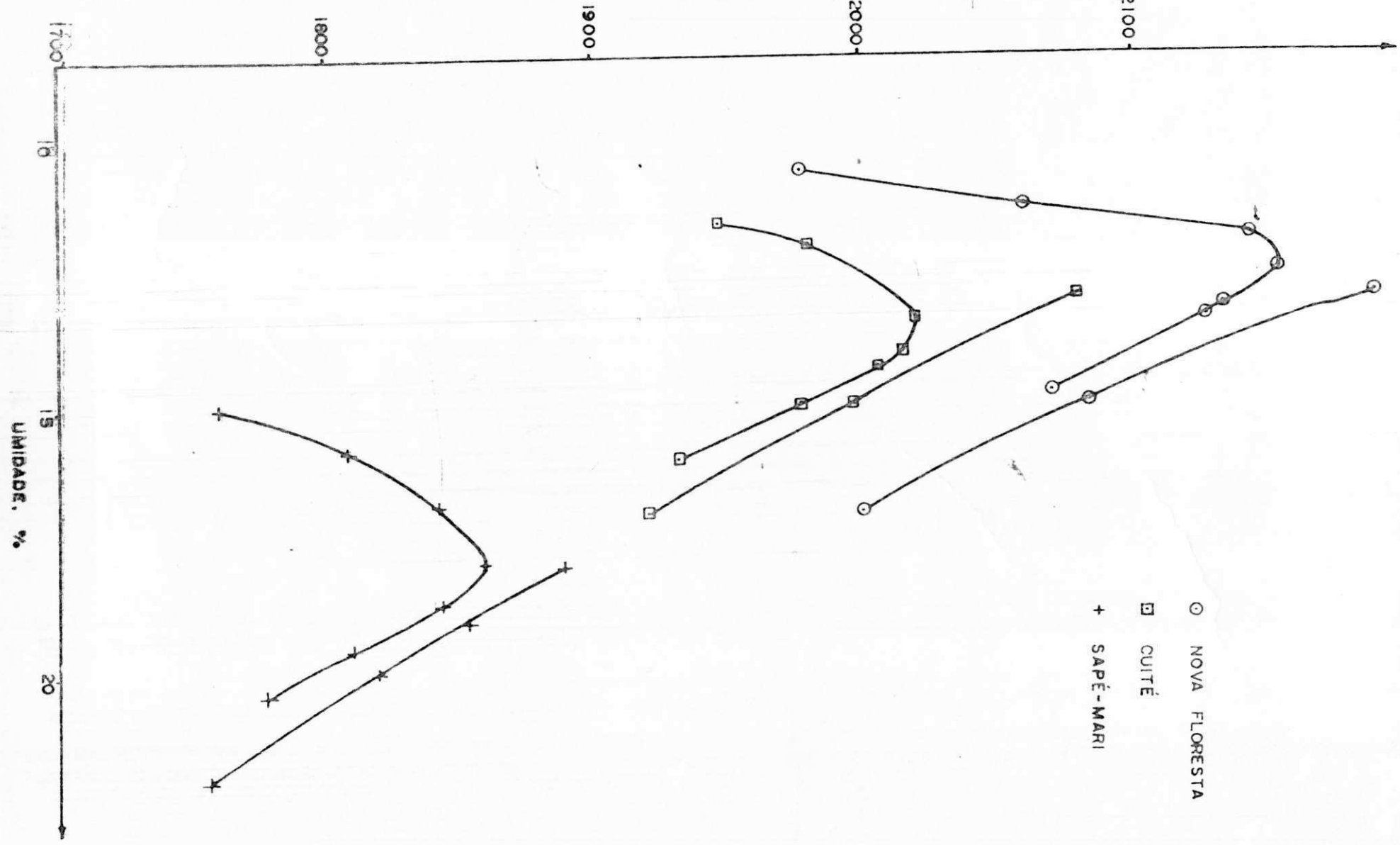
Resistência dos Solos-Cimento à Compressão Simples

Os ensaios de compressão simples dos solos misturados com várias porcentagens de cimento e curados por 7 dias na camara úmida são apresentados na Figura 6.3; os valores quantitativos são mostrados no Apêndice C na Tabela C.1.

Como foi dito anteriormente as relações de compressão simples versus porcentagem de cimento tiveram como obje

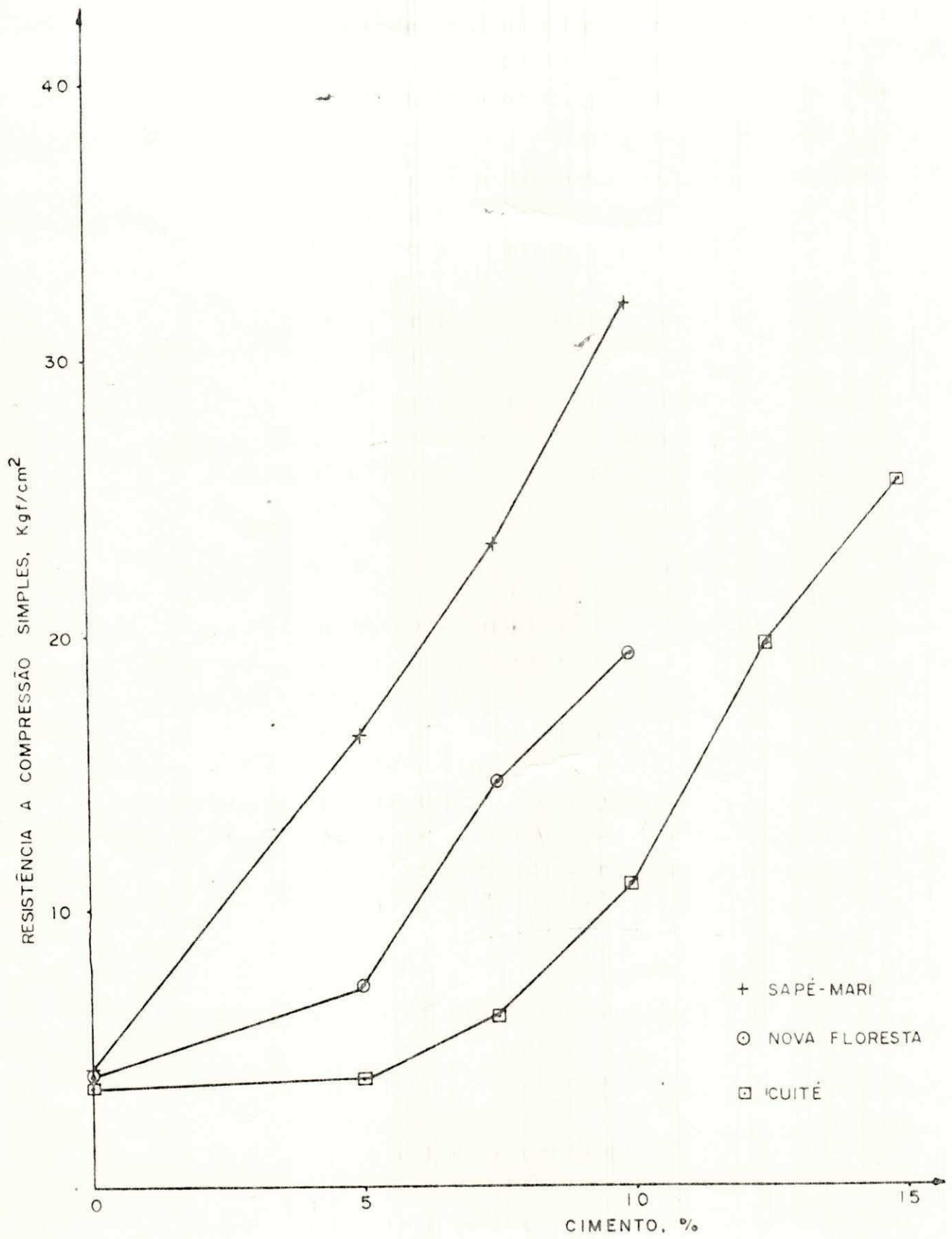
Figura 6.2 Relação entre peso específico seco aparente e umidade de compactação

PESO ESPECIFICO APARENTE, Kg/m³



○ NOVA FLORESTA
□ CUITÉ
+ SAPÉ-MARI

Figura 6.3 Relação entre resistência a compressão simples e
porcentagem de cimento, após 7 dias de cura



to a determinação de cimento para uma resistência mínima aceitável para o solo-cimento a ser utilizado na construção de bases de rodovias. Esta resistência mínima foi arbitrariamente tomada como 18 kgf/cm^2 e as porcentagens de cimento obtidos para cada solo foram:

5,5% de cimento baseado no peso seco do solo para Sapé-Mari.

12,0% de cimento baseado no peso seco do solo para Cuité.

9,0% de cimento baseado no peso seco do solo para Nova Floresta.

Estes resultados foram surpreendentes desde que não se esperava que o solo com menor porcentagem de argila ou mais silte requeresse a maior porcentagem de cimento para atingir a mínima resistência adotada. Isto será discutido no Capítulo seguinte.

Outra série de ensaios de compressão simples para os 3 solos com a porcentagem mínima de cimento como indicado antes consistiu em pesquisar as variações de resistência com tempo de cura. A Figura 6.4 mostra os resultados obtidos, no entanto os valores quantitativos para estas relações são mostrados na Tabela C.2 do Apêndice C. A Figura 6.4 mostra que o incremento de resistência à compressão simples é praticamente linear até 56 dias de cura. Esta tendência é notoriamente diferente da tendência normal de misturas de concreto nas quais após 28 dias há um câmbio marcado de diminuição da razão de incremento de resistência.

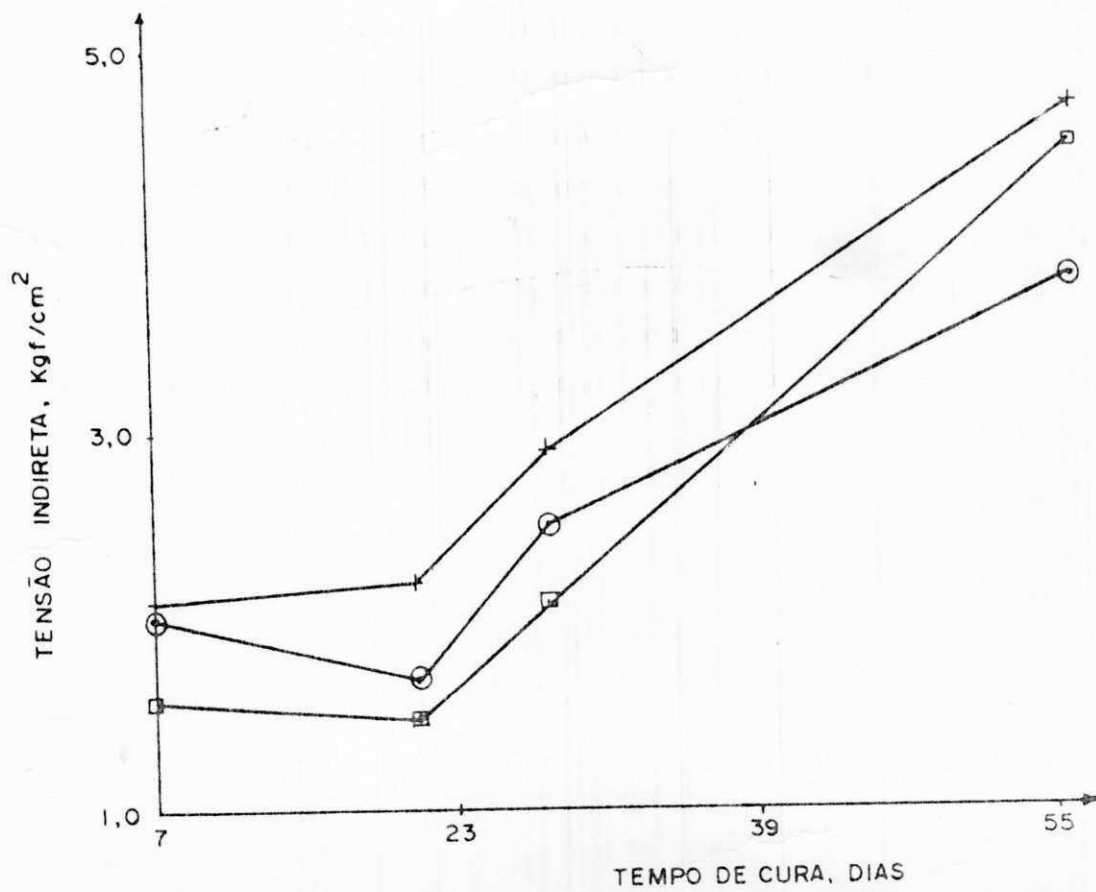
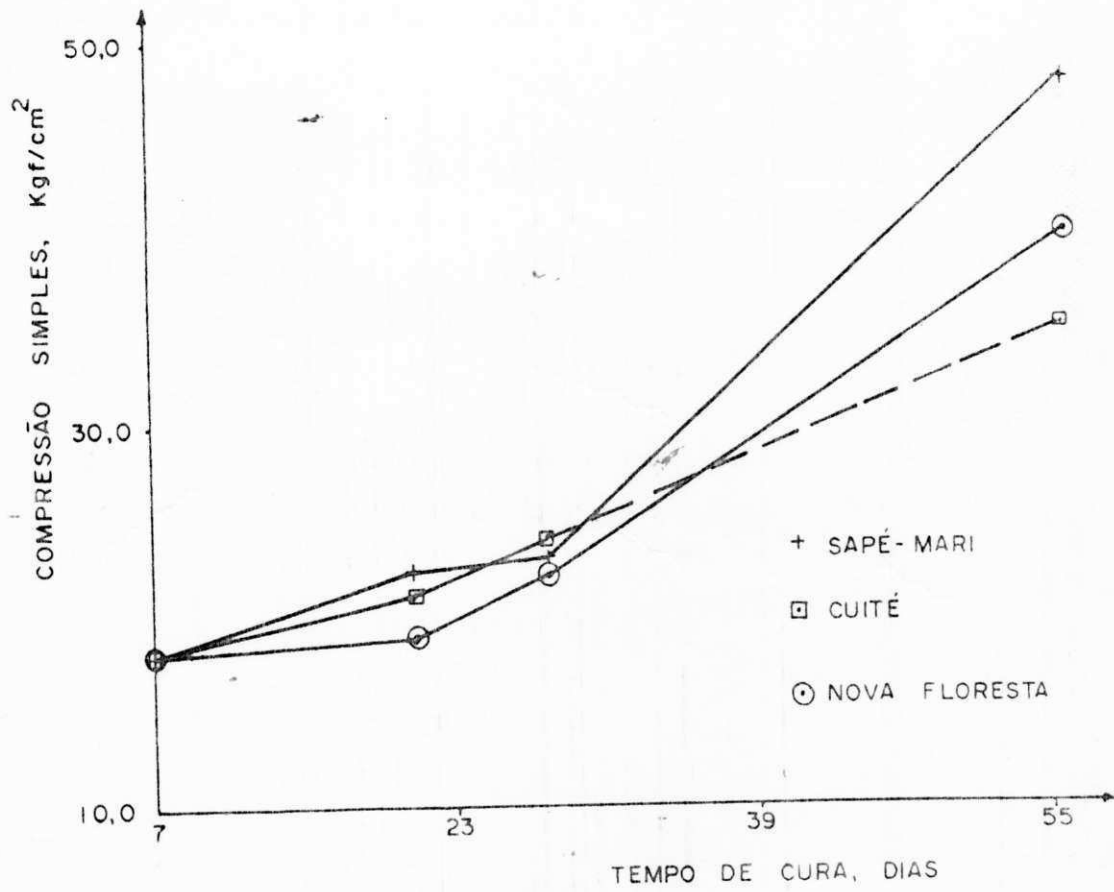
Resultados dos Ensaios de Tensão Indireta

Relação entre tensão indireta do solo-cimento e tempo de cura

Com o objetivo de pesquisar a relação entre compressão simples e tensão indireta, foram realizados ensaios para obter relações entre tensão indireta dos solos misturados com cimento e o tempo de cura. A Figura 6.5 mostra estas relações e a Tabela D.1 do Apêndice D apresenta os valores quantitativos destas relações. Como pode ser observado na Figura 6.5, as tendências de incremento de tensão indireta com tempo de cu

Figura 6.4 Relação entre resistência a compressão simples e tempo de cura

Figura 6.5 Relação entre tensão indireta e tempo de cura



ra são similares às tendências encontradas para compressão simples versus tempo de cura. Neste caso ainda, os maiores valores de resistência a tensão indireta foram obtidos com o solo Sapé Mari.

Relações entre tensão indireta e durabilidade em termos de número de ciclos de secagem-molhagem para os sistemas solo-cimento, solo-cimento-cal e solo-cimento-asfalto diluído.

As Figuras 6.6a, 6.6b e 6.6c mostram as relações de tensão indireta versus durabilidade em termos de ciclos secagem-molhagem para os solos Sapé-Mari, Cuité e Nova Floresta respectivamente. Os valores quantitativos são apresentados na Tabela D.2 do Apêndice D.

Observando estas Figuras existe aparentemente um ganho de resistência com maior número de ciclos. Isto é devido a que os valores apresentados não estão ainda corrigidos com relação aos incrementos devidos ao tempo de cura. No Capítulo de Análise dos Resultados isto será discutido amplamente.

Então, em termos de valores de tensão indireta, as Figuras mostram que os maiores valores foram obtidos para os sistemas solo-cimento-asfalto diluído utilizando os solos de Sapé-Mari e Cuité. No entanto para o solo de Nova Floresta valores maiores foram obtidos com o sistema solo-cimento-cal.

As Figuras 6.7a, 6.7b e 6.7c mostram a mesma informação apresentada anteriormente com a diferença de que o agrupamento não é por solo mas por sistema. Pode observar-se que o sistema solo-cimento deu como resultado, menores valores de tensão indireta com um maior número de ciclos que os sistemas solo-cimento-cal e solo-cimento-asfalto diluído.

Figura 6.6a Relação entre tensão indireta e número de ciclos para o solo Sapé-Mari

Figura 6.6b Relação entre tensão indireta e número de ciclos para o solo de Cuité

Figura 6.6c Relação entre tensão indireta e número de ciclos para o solo de Nova Floresta

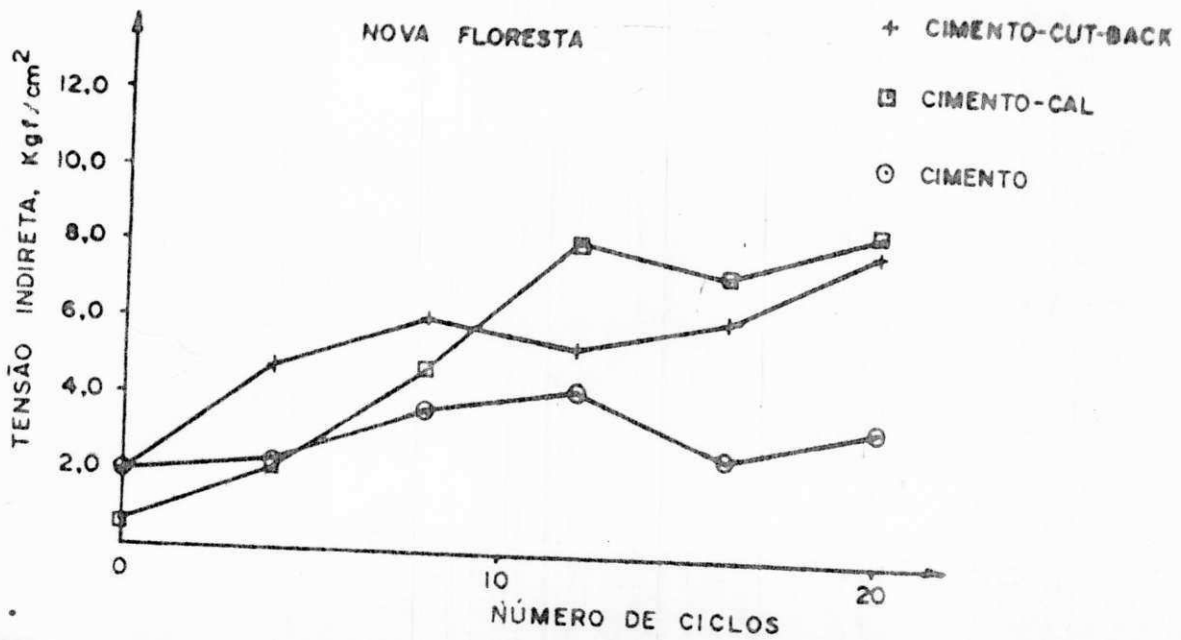
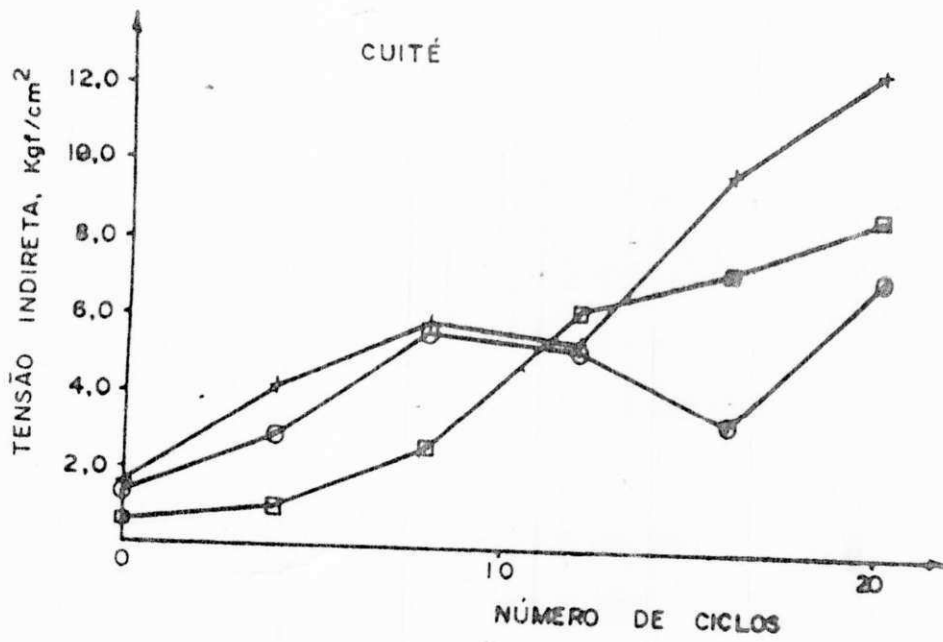
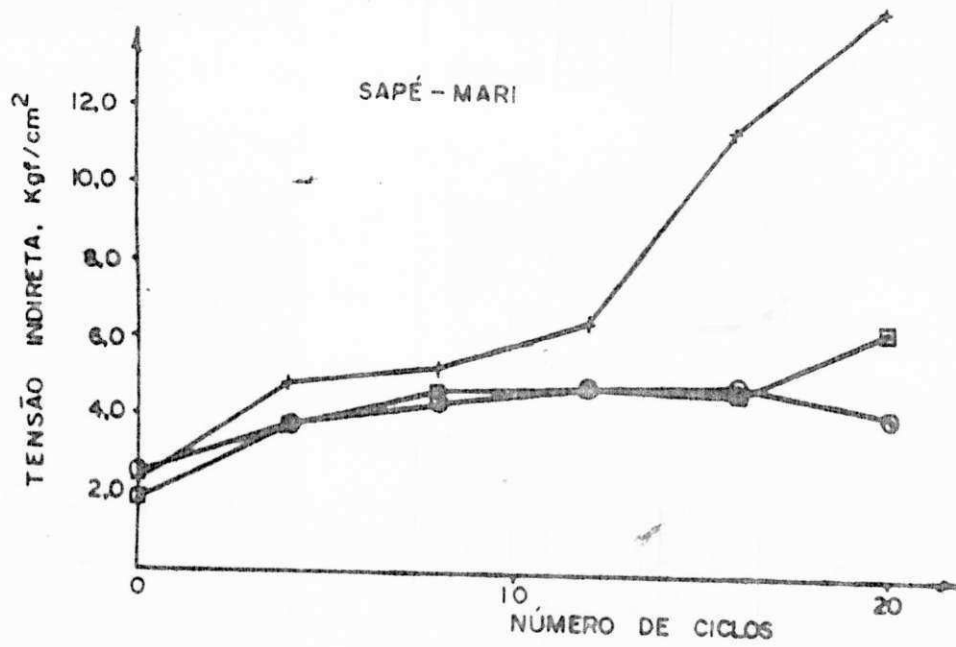
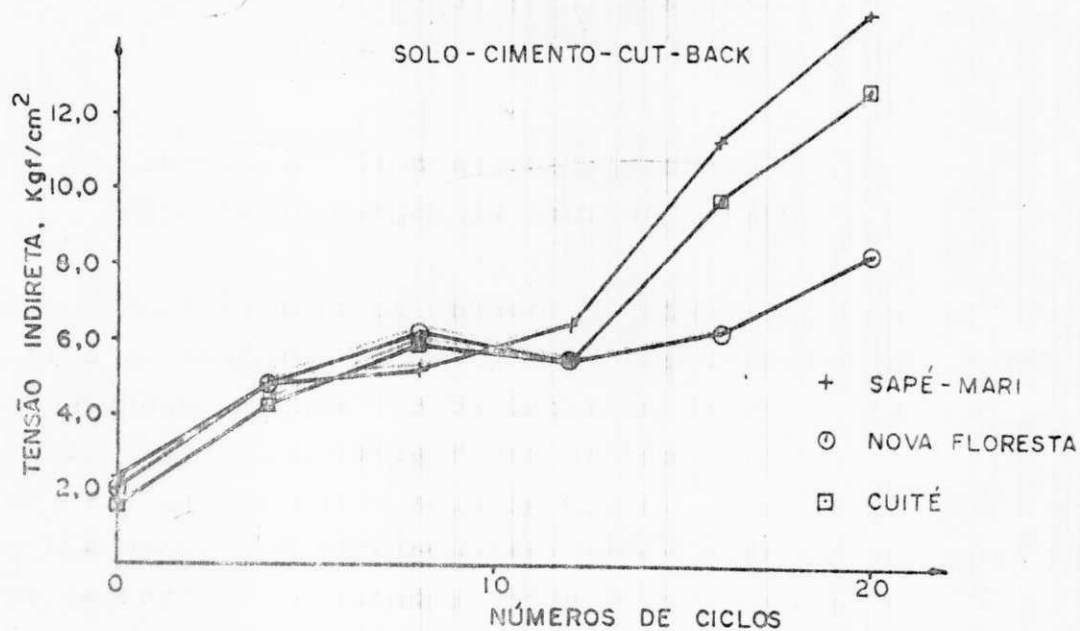
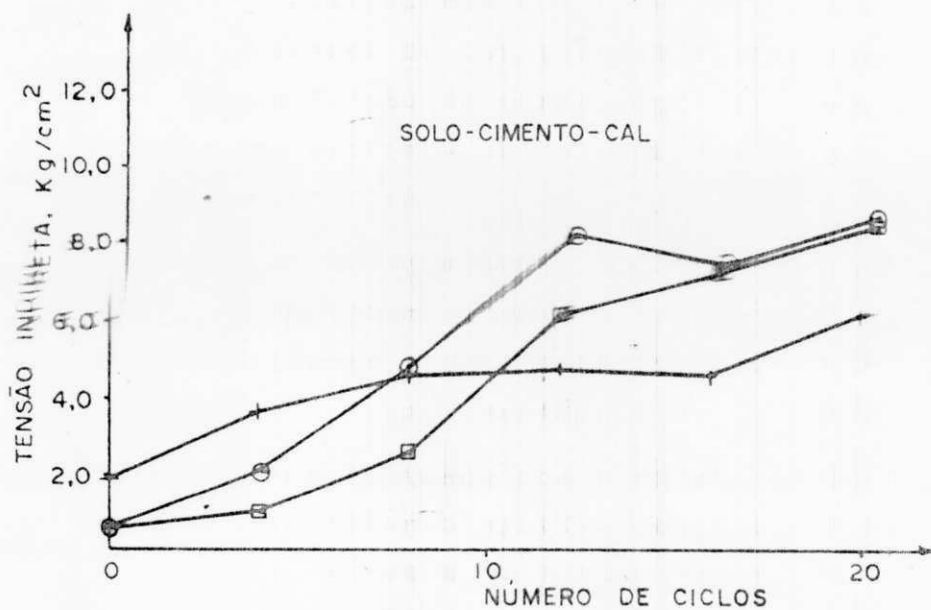
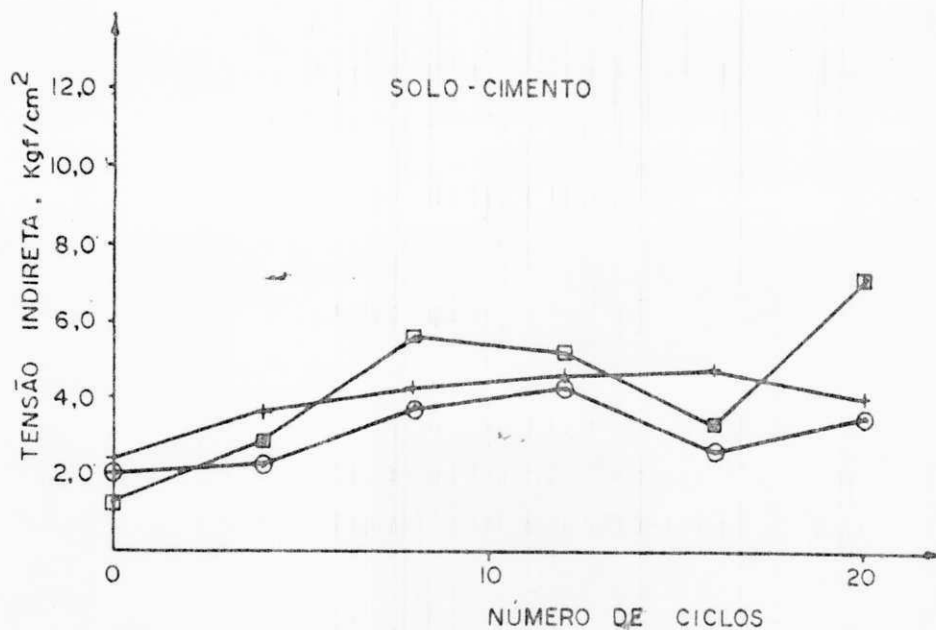


Figura 6.7a Relação entre tensão indireta e número de ciclos para o sistema solo-cimento

Figura 6.7b Relação entre tensão indireta e número de ciclos para o sistema solo-cimento-cal

Figura 6.7c Relação entre tensão indireta e número de ciclos para o sistema solo-cimento-asfalto diluido



C A P Í T U L O VII

ANÁLISE DOS RESULTADOS

Introdução

Neste Capítulo analisa-se os aspectos que parecem de mais relevância nos resultados obtidos durante a pesquisa de laboratório e que foram apresentados no Capítulo anterior. Estes são:

- a) A reatividade dos três solos em termos de valores de resistência a compressão simples, em função da porcentagem de cimento quando os sistemas são submetidos a cura úmida por sete dias.
- b) A relação entre os valores de resistência a compressão simples e tensão indireta para os sistemas solo-cimento submetidos a cura úmida por tempo variável.
- c) A durabilidade dos sistemas solo-cimento e solo-cimento-aditivo (cal ou asfalto diluído) expressa em termos da função.

$R_T = f(n^{\circ} \text{ de ciclos de secagem-molhagem})$ onde R_T é a resistência à tensão indireta.

Compressão Simples do Sistema Solo Cimento em Função do Teor de Cimento

A relação de compressão simples versus teor de cimento para os sistemas submetidos a cura úmida de sete dias foi apresentada na Figura 6.3 do Capítulo anterior. Os resultados de resistência mais altos foram obtidos com o solo de Sapé Mari e os mais baixos com o solo de Cuité. Estes resultados foram de certa maneira surpreendentes; sabe-se que a experiência com solos de regiões temperadas fornece normalmente uma relação entre peso específico aparente e resistência. De acordo com isto o solo de Cuité deveria comportar-se melhor que o solo de

Sapé-Mari. Todavia a distribuição granulométrica do solo Sapé Mari deu maior porcentagem de finos que a de Cuité. Com este critério o solo de Cuité deveria requerer menores quantidades de cimento para uma mesma resistência em comparação com o solo Sapé-Mari. No momento não existe uma explicação satisfatória deste fenômeno. Pensa-se que ela poderia ser encontrada na natureza das concreções que formam estes solos. Num estudo de microestrutura deles, Lucena (45) informou que os solos de Cuité e Nova Floresta apresentavam alto grau relativo de porosidade com relação aos de Sapé-Mari. Usando esta característica pode-se dizer então que no solo de Cuité parte da água de hidratação é localizada nos poros juntamente com gels de cimento que de outra maneira serviriam para formar agregações solo-cimento. Uma forma indireta de testar esta hipótese é analisar as variações que ocorrem com os pesos específicos aparentes do sistema solo-cimento. Estas variações são apresentadas na Figura 7.1. Pode observar-se que se se toma o peso específico aparente do solo puro como 100%, então o peso específico aparente dos sistemas solo-cimento (à porcentagem de cimento selecionado para cada solo) são: Sapé-Mari 99%, Nova Floresta 98% e Cuité 94%. De certa maneira estas variações suportam a idéia dada anteriormente para justificar as grandes variações de reatividade. Poderia pensar-se ainda que a explicação está na natureza das reações que ocorrem entre solo e cimento, que certamente são dependentes das propriedades físico-químicas deste. O problema para a explicação é que as reações envolvendo alumina, ferro e cal (o subproduto da hidratação do cimento) não são ainda entendidas.

A Relação Entre Compressão Simples e Tensão Indireta nos Sistemas Solo-Cimento

A Figura 7.2 apresenta a relação de compressão simples versus tensão indireta. A análise estatística desta relação mostrou que a relação é altamente significativa, o coeficiente de correlação $|r|$ foi de 0,908. A relação aproximada encontrada foi:

$$R_T = R_c/10$$

onde R_T é resistência a tensão indireta e R_c resistência a compressão simples. Esta equivalência concorda com outras reportadas na literatura para sistemas solo-cimento.

Figura 7.1 Relação entre o peso específico aparente seco e
porcentagem de cimento

PESO ESPECÍFICO APARENTE SECO, Kg/m^3

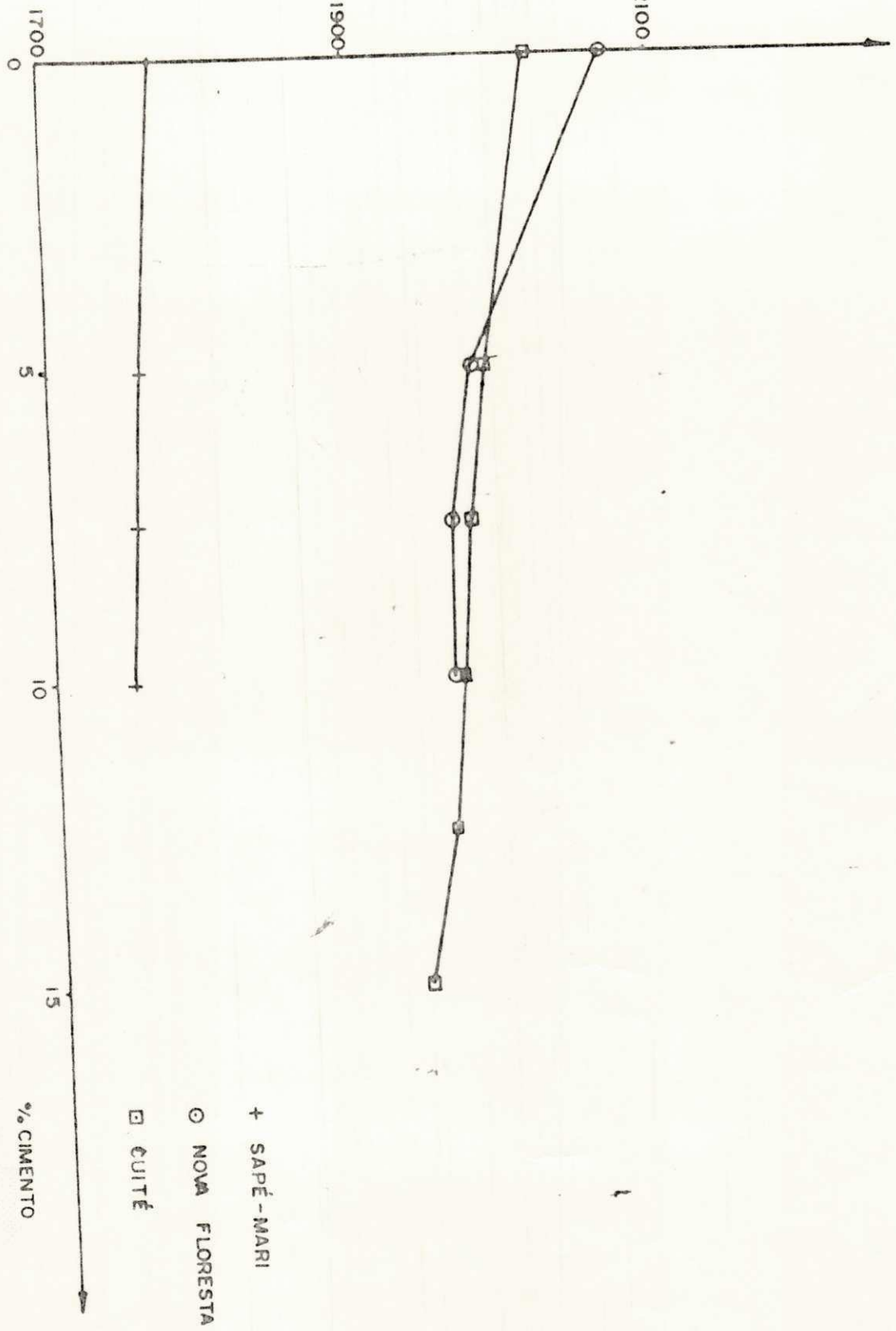
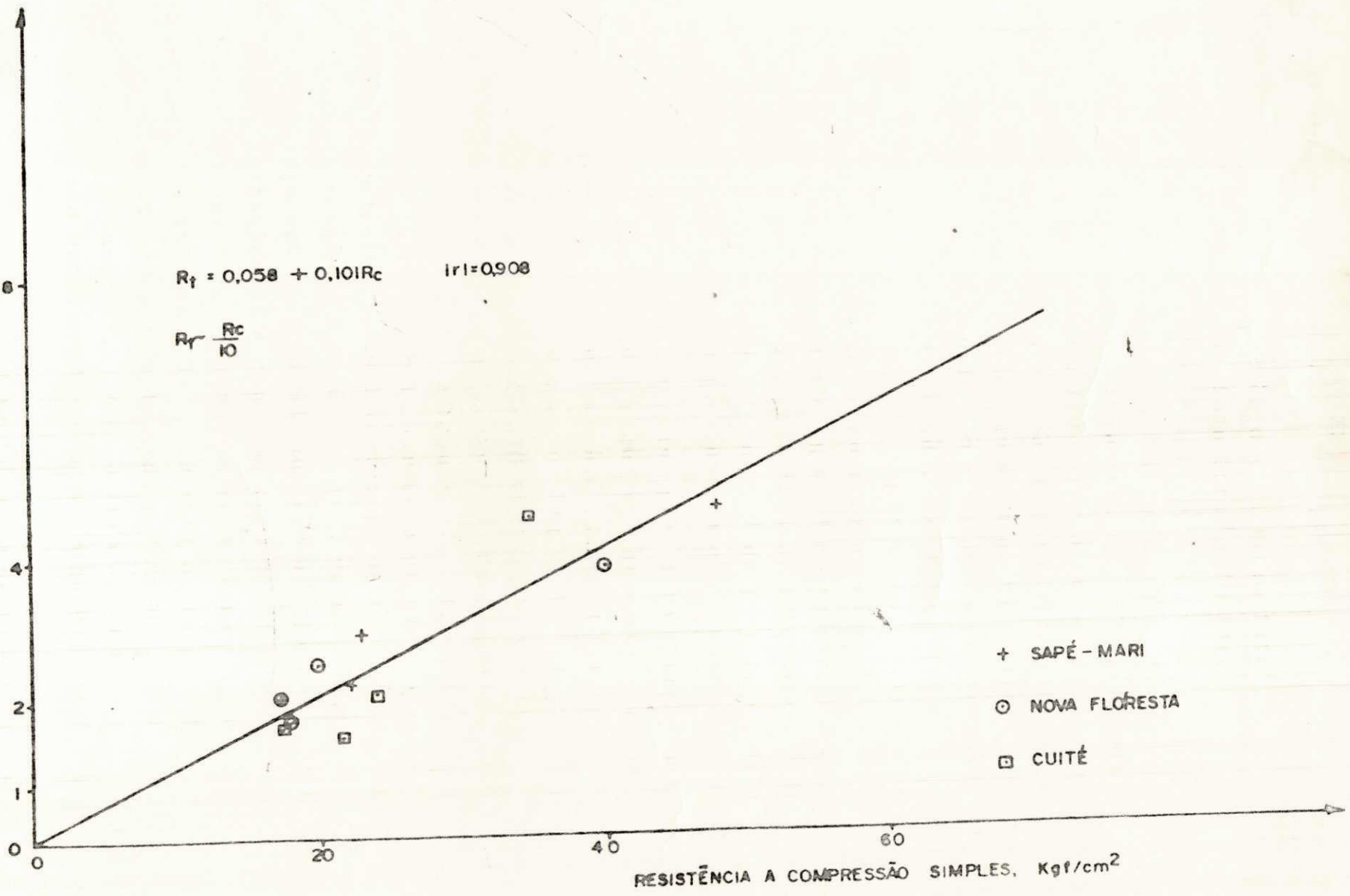


Figura 7.2 Relação entre compressão simples e tensão indireta

RESISTÊNCIA À TENSÃO INDIRETA, Kg/cm²

$$R_t = 0,058 + 0,101R_c \quad |r| = 0,908$$
$$\frac{R_t}{R_c}$$



- + SAPÉ - MARI
- O NOVA FLORESTA
- CUITÉ

RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO SIMPLES, Kg/cm²

A Durabilidade dos Sistemas Solo Cimento e Solo-Cimento-Aditivo

As funções de resistência a tensão indireta versus número de ciclos de secagem-molhagem foram apresentadas no Capítulo anterior. Os valores reportados nestas Figuras não podem ser comparadas para os três solos diretamente. Todavia, eles são valores totais que não levam em conta os benefícios do tempo de cura ocasionado pelo tempo de ciclagem. Por isso adiante, se apresenta a mesma informação, mas referida a uma tensão indireta de controle. Esta tensão indireta de controle é a correspondente ao solo-cimento de cada solo, para um tempo de cura equivalente ao tempo de ciclagem. Por exemplo, para a resistência R_T correspondente a quatro ciclos, a R_T de controle é R_T para 15 dias de cura úmida (isto é, 7 dias de cura úmida mais 8 dias para a ciclagem correspondente a 4 ciclos).

A justificativa para isto é explicada como sendo um modelo qualitativo do que se passa num sistema solo-cimento quando ele é submetido à ciclagem que envolve o tempo de cura. Este modelo é mostrado na Figura 7.3. O efeito do tempo de cura, isto é, a porcentagem de resistência como função da hidratação do cimento no sistema é provavelmente uma função não linear como a indicada na Figura 7.3. No entanto a relação de porcentagem de resistência versus a propagação de fraturas ocasionadas pelas trocas volumétricas que resultem da ciclagem é ainda uma função não linear e com tendência oposta a anterior. O resultado num caso idealizado seria o de diminuir a porcentagem de resistência. A combinação destas duas funções dá como resultado uma função de resistência, versus umidade, onde o sistema, exibe um máximo de incremento na porcentagem. Este ponto é considerado como o ponto onde a função f_2 ganha predominância sobre a função f_1 . Então a durabilidade de um sistema pode ser avaliada com a inclinação ou ângulo α mostrado na Figura 7.3

Os resultados da pesquisa são agora mostrados nas Figuras 7.4a, 7.4b e 7.4c.

A Figura 7.4a é a função de durabilidade para os sistemas solo-cimento. Nela pode ver-se claramente que o modelo qualitativo imaginado é de uma aproximação aceitável. O

Figura 7.3 Modelo qualitativo de resistência versus durabilidade.

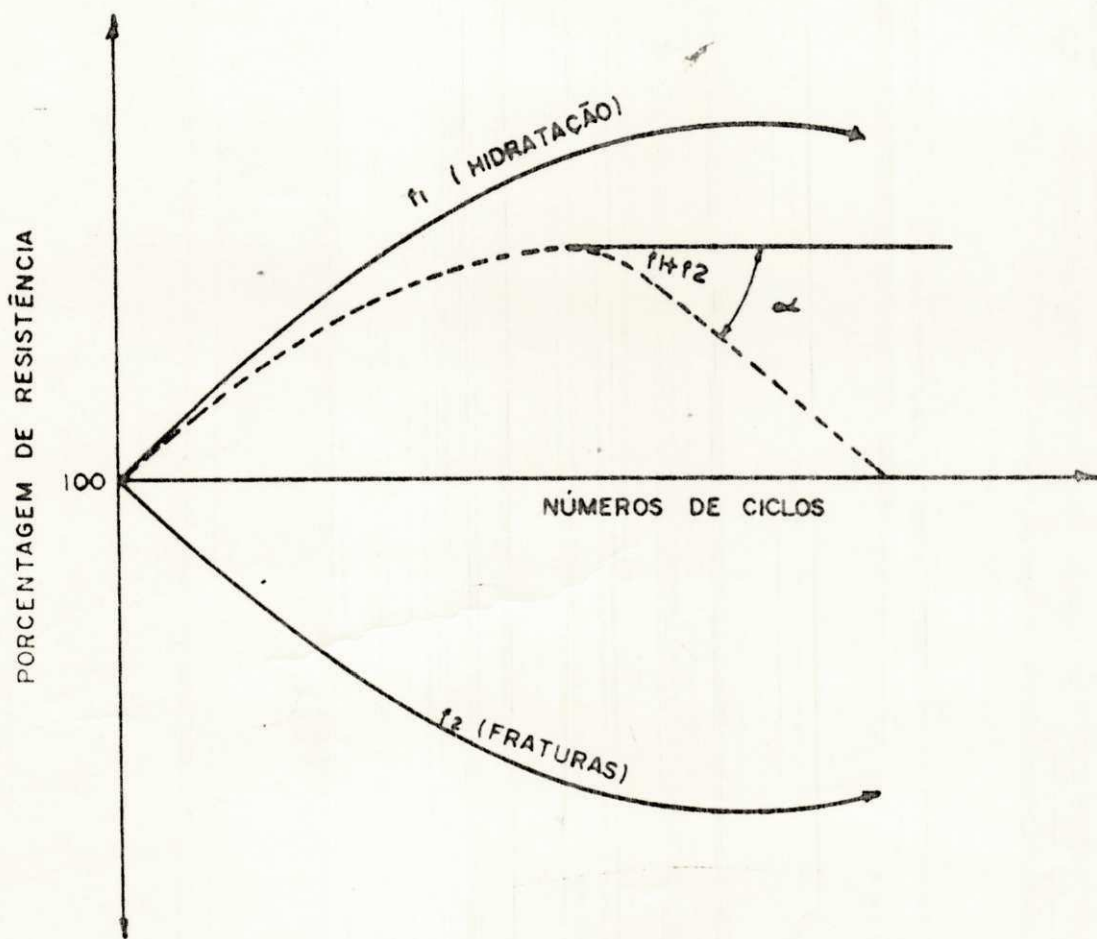
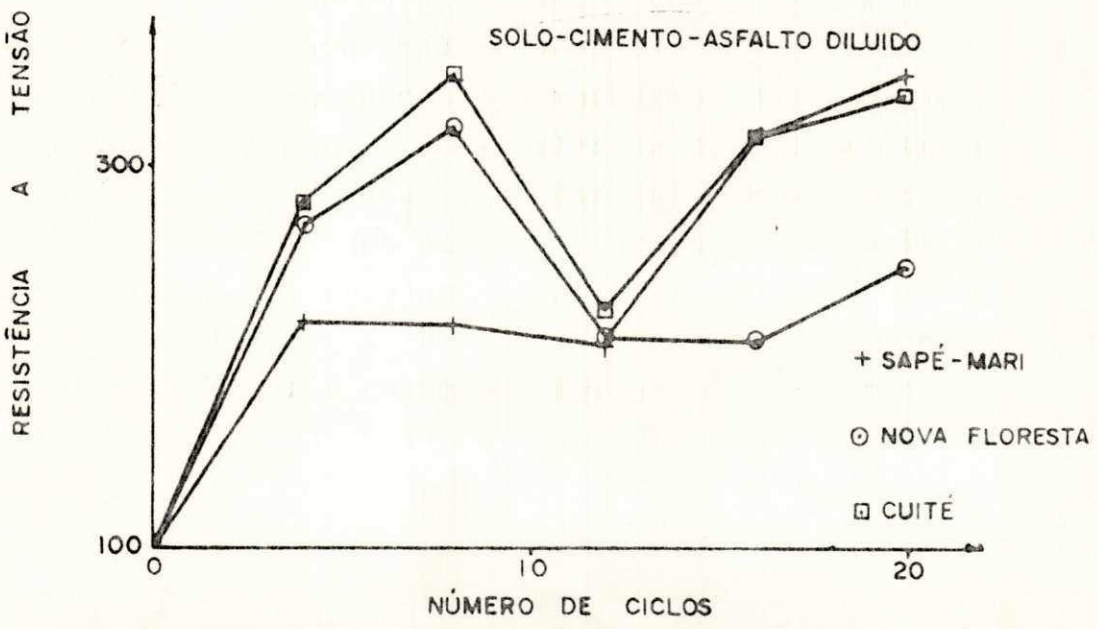
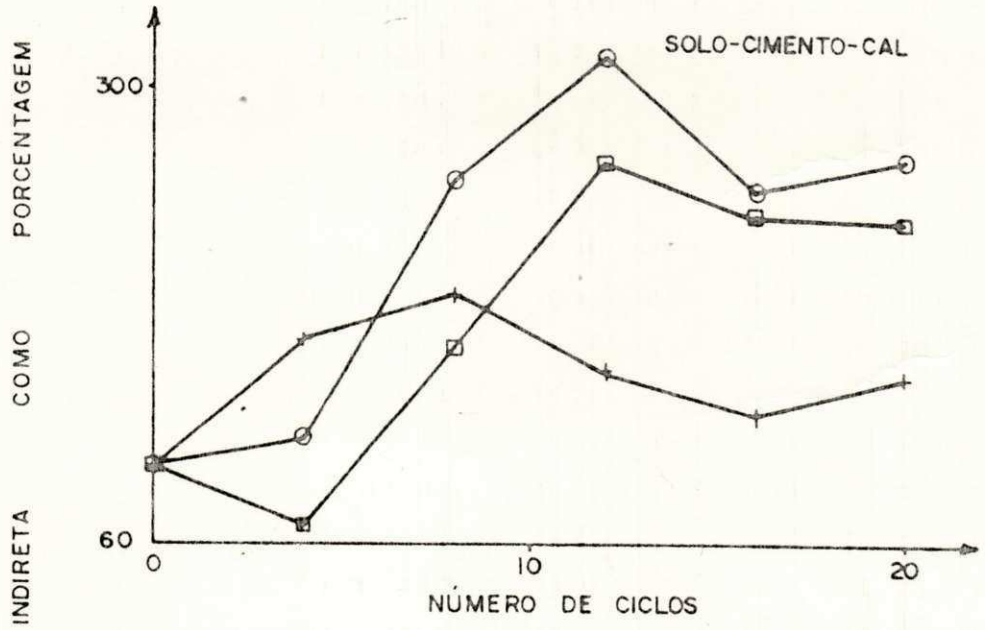
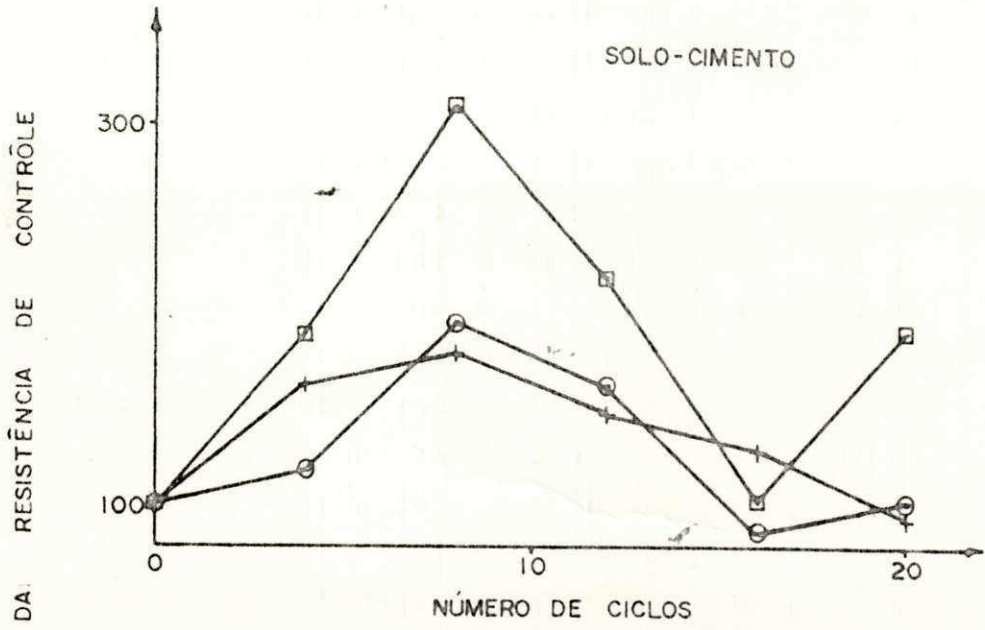


Figura 7.4a Relação entre resistência a tensão indireta, como porcentagem da relação de controle, e número de ciclos para o sistema solo-cimento

Figura 7.4b Relação entre resistência a tensão indireta, como porcentagem da relação de controle, e número de ciclos para o sistema solo-cimento-cal

Figura 7.4c Relação entre resistência a tensão indireta, como porcentagem da relação de controle, e número de ciclos para o sistema solo-cimento-asfalto diluído



mais importante é que em termos de durabilidade o melhor comportamento é dado pelo solo de Cuité, sendo o de Sapé-Mari e Nova Floresta similares em seu comportamento. Isto é uma comprovação de que o critério de projeto de solo-cimento baseado num limite arbitrário de resistência a um tempo de cura fixo, não é garantia para a durabilidade de um sistema. Muitos fracassos de estruturas são devidos precisamente a este fato. Pode-se supor que o melhor comportamento do solo Cuité pode ser devido ao fato de que sua microporosidade é muito maior que a porosidade do solo Sapé-Mari e por isso as microfraturas serão mais abundantes mas de muito menor largura e relevância que as de Sapé-Mari. Sendo que, a resistência a tensão indireta é muito sensível à intensidade de fratura, então o solo Cuité tem melhores características de durabilidade que o solo de Sapé-Mari.

A Figura 7.4b mostra as relações dos sistemas solo-cimento-cal. A durabilidade dos três solos é melhorada grandemente. Nestes sistemas, ainda é o solo de Sapé-Mari que apresenta menor durabilidade. A ação da cal, como é sabido, promove floculação e incremento da microporosidade (55). Esta microporosidade resultará então em propagação de microfraturas com abundância, mas de menor largura que as que ocorrem nos solos sem aditivo. A interpretação da ação efetiva da cal é físico-química e é considerada satisfatória.

A Figura 7.4c mostra a função de durabilidade para os três solos tratados com cimento e aditivo asfalto diluído. As durabilidades destes sistemas são as melhores. Até o limite de número de ciclos do ensaio de laboratório o efeito negativo da propagação de fraturas não é registrado. As porcentagens de resistência para 20 ciclos são, 240% para o solo de Nova Floresta e aproximadamente 340% para os solos de Cuité e Sapé-Mari. Parece claro que o mecanismo de proteção contra a propagação de fraturas com o asfalto diluído é diferente ao devido a cal. Postula-se aqui que isto se deve ao efeito amortizador do asfalto que sendo um material viscoelástico deforma-se sem fraturar e ao mesmo tempo atua como barreira para a propagação das fraturas. Por outro lado as propriedades impermeabilizantes do asfalto reduzem a relevância das trincas de volume ocasionadas pelo sistema adotado neste estudo.

C A P Í T U L O V I I I

CONCLUSÕES

Os resultados desta pesquisa de caráter limitado, permitem apresentar as seguintes conclusões:

1. A resistência a compressão simples dos solos testados em função da porcentagem de cimento para 7 dias de cura úmida é uma função única para cada solo. A reatividade em termos de valor de resistência para uma porcentagem de cimento foi maior para o solo de Sapê-Mari e menor para o solo de Cuité. Uma interpretação baseada nas propriedades da micro-estrutura destes solos, é oferecida tentativamente.
2. A análise estatística das relações entre a compressão simples e tensão indireta é significativamente alta (coeficiente de correlação $r = 0,908$). O valor de R_T é igual a $R_c/10$.
3. A resistência a compressão simples após cura úmida de 7 dias não parece ser um parâmetro com o qual pode-se prognosticar a durabilidade dos sistemas solo-cimento estudados nesta pesquisa.
4. O modelo qualitativo apresentado para explicar a durabilidade de um sistema em termos de resistência versus ciclos cíclicos de volume é satisfatório a luz dos resultados obtidos.
5. A durabilidade do sistema solo Cuité-cimento foi a mais alta, em relação à durabilidade dos outros solos. Uma interpretação satisfatória é apresentada.
6. O uso de cal beneficia a durabilidade dos sistemas por um mecanismo físico-químico de floculação e conseqüente incremento da microporosidade, que evita fraturas severas em termos de dimensões de seus comprimentos.

7. Os sistemas solo-cimento-asfalto diluido mostraram o melhor comportamento de durabilidade. Se propõe que o efeito do asfalto é o de atuar como amortizador e barreira para a propagação de fraturas devido a cambios volumétricos e ainda o de reduzir a intensidade destes cambios por sua propriedade de impermeabilizante.

C A P Í T U L O IX

SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Analisando-se os resultados obtidos nesta pesquisa, acredita-se que seria de grande valia para uma complementação deste trabalho, uma continuação de alguns tópicos que parecem ser de interesse para uma melhor compreensão do comportamento de solos lateríticos estabilizados com cimento. Estes tópicos são:

1. Estender o estudo para outras ocorrências de solos lateríticos existentes no país, e com os dados obtidos, escrever especificações que permitam usar a estabilização de solos lateríticos com cimento de uma maneira uniforme e satisfatória.
2. Estudar o comportamento da estabilização dos solos lateríticos para um número maior de ciclos, variando a porcentagem dos aditivos na mistura, e fazendo-se uso de outros aditivos.
3. Estudar uma correlação entre os valores de CBR e resistência à compressão simples, como uma alternativa para o controle dos solos estabilizados com cimento.
4. Com o uso da microscopia eletrônica, estudar a estrutura dos solos lateríticos estabilizados com cimento, com a finalidade de substanciar as interpretações propostas nesta dissertação.
5. Fazer um estudo da influência da ciclagem sobre o módulo de elasticidade dos sistemas solo-cimento e solo-cimento-aditivos.
6. Executar trechos experimentais dentro da malha rodoviária do país e observar "in loco" as conclusões obtidas neste trabalho, baseadas nos ensaios de laboratório.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Woods, K.B. Highway Engineering Handbook. McGraw-Hill. USA, 1960.
2. Kemp, M.A. Shrinkage and Cracking of Soil-Cement: A Review. University of Leeds. 1973.
3. Basilio, F.A. Solo-Cimento-Pavimento Rodoviário de Baixo Custo-Associação Brasileira de Cimento Portland (A.B.C.P.). Rio de Janeiro. 1955.
4. Krebs, R.D., Walker, R.D. Highways Materials. Mc Graw-Hill, Inc. USA. 1971.
5. Moh, Z.C. Reactions of Soil Minerals With Cement and Chemicals. Highway Research Record 86. 39-61. 1965.
6. Committee on Soil-Portland Cement Stabilisation. Soil Stabilisation with Portland Cement. Highway Research Bulletin 292. 1961.
7. Catton, M.D. Soil-Cement Technology - A Résumé. Journal of Portland Cement Association Research and Development Laboratories. 13-21. January, 1962.
8. Cabrera, J.G. Notas de Aula. Curso de Pós-Graduação. Centro de Ciências e Tecnologia da UFPb. Inédito.
9. Leonards, G.A. Foundation Engineering. Mc Graw Hill. 1962.
10. Bofinger, H.E. The fatigue behaviour of soil-cement. Australian Road Research. 2, NO. 4. 12-20. June, 1965.
11. O'Flaherty, C.A. Highways. Edward Arnold LTD. London. 1967.
12. Bofinger, H.E. The behaviour of soil-cement pavements with special reference to the problem of cracking. Proceedings of the Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundations.

dations Engineering. 4. 355-360. 1971.

13. Nakayama, H. and Handy, R. L. Factors influencing shrinkage of soil-cement. Highway Research Record 86. 15-27. 1965.
14. Bofinger, H.E. and Duffell, C.G. The Effect of Fillers on the Characteristics of Sand-Cement Mixtures. Transport & Road Research Laboratory Report LR 527. Crowthorne, Berkshire. 1973.
15. Fossberg, P.E. and Gregg, J.S. Soil stabilisation in road construction in South Africa. The Civil Engineer in South Africa. 5, n° 8. 217-227.
16. Metcalfe, J.B. Some comments on design, testing, and specification of stabilised soils for highway construction. Journal of the Institution of Engineers. Australia. 38, n° 1-2. 1-8. January-February, 1966.
17. Lister, N.W. Design and performance of cement-bound bases. Journal of the Institution of Highway Engineers. 19, n° 2. 21-33. February, 1972.
18. George, K.P. Theory of brittle fracture applied to soil cement. American Society of Civil Engineers. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division. 96, n° SM3. Paper 7301. 991-1010. May, 1970.
19. George, K.P. Cracking in cement-treated bases and means for minimising it. Highway Research Record 255.59-71. 1968.
20. Williams, R.I.T. Properties of cement stabilised materials. Journal of the Institution of Highway Engineers. 19, n° 2. 5-19. February, 1972.
21. Davidson, D.T., Katti, R. K. and Welch, D.E. Use of flyash with portland cement for stabilization of soils. Highway Research Bulletin 198. 1-12. 1958.

22. Holt, J.K. Notes on the Construction of a Two Layer Plant mixed Soil-cement Pavement for Western Avenue, Lagos. Unpublished. Scott Wilson Kirkpatrick & Partners, London. 1959.
23. George, K.P. Shrinkage characteristics of soil-cement mixtures. Highway Research Record 255. 42-57. 1968.
24. Yong, R.N. and Warkentin, B. P. Introduction to Soil Behaviour. New York. Macmillan. 1966.
25. Blake, L.S. Laboratory design and Site Control for soil-cement. The Surveyor. 115, n^o 3375. 1041-1045. December, 1956.
26. Wang, J.W.H. and Kremmydas, A.H. Use of sodium chloride in reducing shrinkage in montmorillonitic soil-cement. Highway Research Record 315. 81-90. 1970.
27. Bonnot, J. Assessing the properties of materials for the structural design of pavements. Proceedings of the 3rd International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements. 1:200-213. London. 1972.
28. Pinto, C. De Sousa, Davidson, D.T. and Laguros, J.G. Effect of lime on cement stabilisation of montmorillonitic soils. Highway Research Bulletin 353. 64-83. 1962.
29. Lambe, T.W., Michaels, A.S. and Moh, Z.C. Improvement of soil-cement with alkali metal compounds. Highway Research Bulletin 241. 67-108. 1960.
30. George, K.P. Shrinkage cracking of soil-cement base: Theoretical and model studies. Highway Research Record 351. 115-133. 1971.
31. Yamanouchi, T. and Ishido, M. Laboratory and in situ experiments on the problem of immediate opening of soil-cement base to traffic. Proceedings of the 4th Australia - New Zealand Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Adelaide. 111-114. 1963.

32. Lilley, A.A. Current overseas practice. Journal of the Institution of Highway Engineers: 19, nº 3. 4-11. March, 1972.
33. Johnson, C.M. Western Avenue Lagos. The design and construction of a soil-cement pavement. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. 20. Paper 6491. 107-140. September, 1961.
34. Ferreira, H.N. O conceito de laterita na engenharia civil. Laboratório de Engenharia de Angola, Luanda. 1963.
35. Ferro, J.G.O. A influência da cal nas propriedades de engenharia de solos lateríticos. Tese M.Sc. Centro de Ciências e Tecnologia da UFPB. 1976.
36. Melo, A.L., Santana, H. e Silva, L.T. Geotécnica da Transamazônica. Trabalho apresentado na II Reunião das Organizações Rodoviárias do Brasil em conjunto com a International Road Federation Meeting. Brasília D.F. 1972.
37. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Especificações Gerais para Obras Rodoviárias. D.N.E.R., 1971.
38. United States Agency for International Development Laterite and Lateritic Soils and Other Problem Soils of Africa. Report prepared by Lyons Associates, Inc., and Building and Road Research Institute Ghana. U.S.A.I.D. 1971.
- Borba, G.R. Propriedades de Resistência de um Solo Vermelho do Estado da Paraíba. Centro de Ciências e Tecnologia da UFPB. Campina Grande-Pb, 1976.
40. Arman, A., and Saifan, F. The effect of delayed compaction on Stabilized soil-cement. Highway Research Record, 198. 30-38, 1967.
41. Mitchell, J.K., and Hooper, D.R. Influence of time between mixing and compaction on properties of a lime-stabilized expansive clay. Highway Research Bulletin, 304. 32-50. 1961.

42. Sherword, P. T., and Sullivan, G.A. A study of the factors affecting the strength of a cement stabilized lateritic gravel. Road Research Laboratory. Note No. RN/3798/PTS/GAS (Unpublished). 1960.
43. SUDENE. Reconhecimento de Solos do Estado da Paraíba, levantamento exploratório. Boletim técnico nº 15. DER/SUDENE. Recife, 1972.
44. Beurlen, K. Introdução à Estratigrafia Geral e comparada. Expansão Gráfica, 1964.
45. Lucena, F.B. Propriedades de Solos Vermelhos do Estado da Paraíba. Tese M.Sc. Centro de Ciências e Tecnologia da UFPb. Campina Grande-Pb, 1976. Inédito.
46. Marinho, R.L. Estudo da Variabilidade Estatística de Ensaios de Classificação de Solos. Tese M.Sc. Centro de Ciências e Tecnologia da UFPB. Campina Grande, 1976. Inédito.
47. Argilas e Miçerios Nordestinos S.A. (ARNOSA). Distrito Industrial, João Pessoa-Pb. Fornecedores da Cal Brancoal.
48. Companhia Paraibana de Cimento Portland (CIMEPAR). João Pessoa-Pb. Fornecedores do Cimento Portland Zebú.
49. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER). Métodos de ensaios. Divisão de Pesquisas Tecnológicas. Rio de Janeiro. 1971.
50. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). MB-33. Rio de Janeiro. 1968.
51. British Standards Institution. Methods of Testing Soils for Civil Engineering Purposes: BS 1377:1967. The Institutions London, 1967.

52. Caputo, H.P. Mecânica dos Solos e suas Aplicações. Rio de Janeiro. 1972.
53. Anagnos, J.N. and Kennedy, T.W. Practical Method of Conducting the Indirect Tensile Test. Research Report, 98-10. The University of Texas at Austin. August, 1972.
54. Road Research Laboratory. Soil Mechanics for Road Engineers. H.M.S.O. 1952.
55. Cabrera, J.G. e Ferro, J.G.O. Estabilização de Solos Latéuticos com Cal. Revista Brasileira de Estradas de Rodagem (a ser publicado).

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

Ao Professor J.G. CABRERA, Professor do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Leeds, e Professor de Engenharia Civil do Conselho Britânico no Centro de Ciências e Tecnologia da UFPb., pela orientação, estímulo e colaboração, sem os quais a realização deste trabalho seria impossível.

Ao Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de Pernambuco, DER-Pe., nas pessoas do seu Diretor, Engenheiro CLOVIS OTÁVIO AGUIAR PIMENTEL; Diretor-Adjunto, Engenheiro JOSÉ CARIOLANO DE SOUZA PONTES e ao ex-Diretor, ROMERO FERNANDO ALENCAR PESSOA, que tornaram possível a vinda do Autor para a conclusão do Trabalho de Tese.

Ao ex-Diretor de Coordenadoria Técnica do DER Pe., Engenheiro IGNÁCIO DE SOUZA ROLIM, por seu empenho na liberação do Autor.

Ao Diretor e ao Chefe da Unidade Técnica de Prospecção e Ensaios da Divisão de Pesquisas e Tecnologia do DER-Pe., Engenheiros DIÓGENES CALDAS CAVALCANTI, e VALDERRIO FELIX DA SILVA, respectivamente pelo apoio e incentivo dado ao Autor, durante o desenvolvimento deste trabalho.

Aos Laboratoristas do Centro de Ciências e Tecnologia da UFPb., F.B. DOS SANTOS e A.A. DINIZ, pela ajuda na realização dos ensaios e aos funcionários H.H. SOBREIRA DE ALMEIDA pela datilografia deste trabalho, e W. RAMOS pela confecção dos desenhos.

Peneiras	Sapé-Mari		Cuité		Nova Floresta	
	1	2	1	2	1	2
1/2"	-	12,7	100,0	12,7	100,0	12,7
3/8"	100,0	9,5	98,8	9,5	96,9	9,5
1/4	97,2	6,4	93,7	6,4	86,4	6,4
Nº4	92,5	4,8	85,9	4,8	69,2	4,8
8	76,7	2,4	65,3	2,4	48,6	2,4
10	72,1	2,0	61,0	2,0	44,9	2,0
16	63,0	1,2	51,3	1,2	37,1	1,2
30	50,0	0,6	41,2	0,6	30,2	0,6
40	46,0	0,42	35,4	0,42	26,4	0,42
50	40,0	0,30	32,2	0,30	23,4	0,30
80	36,0	0,10	26,0	0,18	20,0	0,18
100	33,0	0,15	25,2	0,15	19,3	0,15
200	26,0	0,074	20,5	0,074	15,1	0,074
	23,6	0,061	10,8	0,0352	11,2	0,045
	22,9	0,043	9,1	0,0254	10,8	0,032
	21,4	0,031	7,9	0,0182	10,4	0,023
	19,9	0,022	7,3	0,0133	9,6	0,016
	18,4	0,016	6,2	0,0096	9,2	0,012
	17,65	0,012	5,8	0,0067	8,7	0,0085
	16,16	0,0085	5,3	0,0047	8,3	0,0061
	15,42	0,0060	5,1	0,0033	7,9	0,0043
	14,82	0,0043	5,4	0,0023	7,7	0,0030
	14,23	0,0030	4,4	0,0014	8,0	0,0021
	13,71	0,0021	-	-	7,2	0,0013
	13,18	0,0013	-	-	-	-

Tabela B.1 Análise granulométrica após britagem

1 Porcentagem de solo que passa, %

2 Peneiras, mm

Sapé-Mari		Cuité		Nova Floresta	
1	2	1	2	1	2
15,0	1759,3	11,6	1946,9	10,6	1978,0
15,8	1807,9	12,0	1979,5	11,3	2059,7
16,8	18,40,8	13,3	2019,1	11,9	2143,6
17,9	1849,0	14,0	2016,4	12,5	2155,0
18,7	1843,3	14,3	2005,6	13,2	2133,1
19,5	1809,5	15,0	1976,6	13,4	2126,7
20,4	4776,8	16,0	1931,2	14,8	2070,5

Tabela B.2 Valores de umidades de compactação e respectivos pesos específicos aparentes secos.

1. Umidade de compactação, %
2. Peso específico seco aparente, kg/cm^3 .

APENDICE C

Sapé-Mari		Cuité		Nova Floresta	
1	2	1	2	1	2
0,0	2,1	0,0	1,7	0,0	2,0
5,0	16,1	5,0	3,9	5,0	7,2
7,5	23,3	7,5	6,1	7,5	14,6
10,0	32,1	10,0	10,9	10,0	19,3
		12,5	19,7		
		15,0	25,6		

Tabela C.1 Valores de compressão simples dos solos misturados com várias porcentagens de cimento após 7 dias de cura.

1. Quantidade de cimento, %
2. Resistência à compressão simples, kg/cm².

Sapê-Mari		Cuité		Nova Floresta	
1	2	1	2	1	2
7	18,0	7	18,0	7	18,0
21	22,4	21	21,5	21	18,1
28	30,0	28	23,6	28	20,1
56	48,5	56	35,0	56	39,3

Tabela C.2 Valores de compressão simples com a porcentagem mínima de cimento estabelecida para os 3 solos e respectivos tempos de cura.

1. Tempo de cura, dias
2. Resistência à compressão simples, kg/cm².

APÉNDICE D

Sapê-Mari		Cuité		Nova Floresta	
1	2	1	2	1	2
7	2,1	7	1,6	7	2,00
21	2,2	21	1,5	21	1,7
28	2,9	28	1,9	28	2,5
56	4,7	56	4,5	56	3,8

Tabela D.1 Valores de tensão indireta com a porcentagem mínima de cimento estabelecida para os 3 solos, e respectivos tempos de cura.

1. Tempo de cura, dias
2. Resistência à tensão indireta, kg/cm².

Sapé-Mari		Cuité		Nova Floresta	
1	2	1	2	1	2
0	2,4	0	1,3	0	2,0
4	3,6	4	2,9	4	2,2
8	4,3	8	5,6	8	3,7
12	4,6	12	5,2	12	4,3
16	4,7	16	3,3	16	2,6
20	4,0	20	7,1	20	3,5

Tabela D.2 Valores de tensão indireta, com a porcentagem mínima de cimento estabelecida para os 3 solos, e respectivos tempo de cura.

1. Número de ciclos
2. Resistência à tensão indireta, kg/cm².