



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAIBA
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
CAMPUS II – CAMPINA GRANDE

**SOLOS LATERÍTICOS ESTABILIZADOS COM
CIMENTO ATRAVÉS DA METODOLOGIA DA
ABC P**

JOSÉ EDUARDO VILAR CUNHA

CAMPINA GRANDE

JULHO / 1992

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA - CCT

SOLOS LATERÍTICOS ESTABILIZADOS COM
CIMENTO ATRAVÉS DA METODOLOGIA DA
ABCP

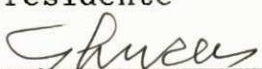
José Eduardo Vilar Cunha

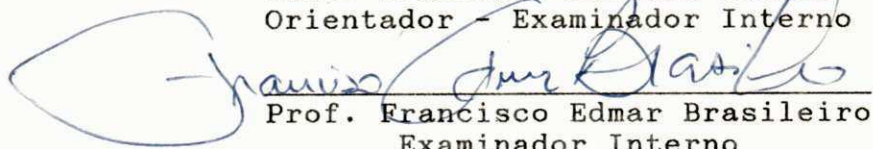
Engenheiro Civil

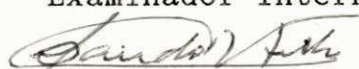
TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO
DE ENGENHARIA DO CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLO-
GIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA COMO
PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA OBTENÇÃO
DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS. (M.Sc).

Aprovado por:


Prof. Heber Carlos Ferreira
Presidente


Prof. Francisco Barbosa Lucena
Orientador - Examinador Interno


Prof. Francisco Edmar Brasileiro
Examinador Interno


Prof. Orlando de C. Villar Filho
Examinador Externo

CAMPINA GRANDE - PB

JULHO - 1992.

DEDICATÓRIA

A Eduardo e Felipe, e a meus Pais, pelo incentivo e apoio oferecidos durante a realização deste trabalho.

DIGITALIZAÇÃO:

SISTEMOTECA - UFCG

AGRADECIMENTOS

Aos meus orientadores, Prof^o Heber Carlos Ferreira e Prof^o Francisco Barbosa Lucena, pela atenção, interesse e apoio demonstrados.

A Universidade Federal do Rio Grande do Norte, pelo apoio financeiro.

Ao Departamento Nacional de Estradas e Rodagem, pela retirada e transporte do material de jazida.

A todos que contribuíram, de uma forma ou de outra, para elaboração deste trabalho, nossos sinceros agradecimentos.

SOLOS LATERÍTICOS ESTABILIZADOS COM CIMENTO ATRAVÉS DA
METODOLOGIA DA ABCP

Dissertação de Mestrado

por

José Eduardo Vilar Cunha

Engenheiro Civil

RESUMO

Este trabalho tem como finalidade, estudar a Resistência a Compressão Simples, Durabilidade e Índice Suporte Califórnia, utilizando ensaios de laboratório de solos vermelhos tropicais, estabilizados com diversos teores de cimento portland pozolânico.

Na identificação dos solos, foram feitos ensaios de caracterização. Os ensaios de Compactação Proctor Normal, dosados nos teores de cimento, variando de 0 a 9%, na umidade ótima e 2% em torno da ótima, foram submetidos a um período de cura durante 7 dias, para, posteriormente, serem medidas as Resistências à Compressão Simples e Durabilidade. Para medida do Índice Suporte Califórnia, os teores de cimento variaram de 0 a 5% nas mesmas condições anteriores de umidade.

Dentre os resultados obtidos, podemos verificar que

os ensaios de Resistência a Compressão Simples indicaram teores de cimento de 5% para o solo de Canguaretama e acima de 9%, para os solos de Mipibu e Pipa para obter a resistência mínima especificada pela ABCP. Entretanto, teores de cimento entre 3% e 5% mostraram suficientes para estabilizar os solos, usando o ensaio da Durabilidade por Molhagem e Secagem. Portanto, podemos concluir que o ensaio de Durabilidade parece ser mais adequado para definir o teor de cimento dos solos vermelhos tropicais.

Resultados dos ensaios nos levam a crer que há uma interdependência entre Resistência a Compressão Simples e Índice Suporte Califórnia.

M. Sc. Dissertation

by

José Eduardo Vilar Cunha

ABSTRACT

This paper aims at studying the Resistance to Simple Compression, Durability and California Bearing Ratio using laboratory tests of tropical red soils, stabilized with several contents of pozzuolanic portland cement.

Characterization tests were carried out in the identification of soils. Compaction tests, dosed in cement contents varying from 0% to 9% in Optimum Moisture Content and 2% near optimum, were submitted to a cure period during 7 days. Subsequently, the Resistance to Simple Compression and Durability were measured. For measuring the California Bearing Ratio the cement contents varied from 0 to 5% in the same anterior moisture conditions.

Among the results we can observe that the tests of Resistance to Simple Compression indicated cement contents 5% for Canguaretama soil and 9% for the Mipibu and Pipa soils to obtain the minimum resistance as specified by ABCP. However, cement contents from 3 to 5% were shown to

be sufficient to stabilize soils using the Durability tests by wetting and drying. Therefore, we can conclude that the durability test seems to be more adequate to determine the cement content of tropical red soils.

The results make us believe that there is an interdependence between the Resistance to Simple Compression and the California Bearing Ratio.

S U M A R I O

	Página
DEDICATÓRIA	ii
AGRADECIMENTOS.....	iii
RESUMO.....	iv
ABSTRACT.....	vi
SUMÁRIO	viii
SIMBOLOGIA E ABREVIACÕES	xii
CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	
1.1. Introdução.....	1
1.2. Objetivos de Pesquisa.....	3
CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	
2.1. Introdução	5
2.2. Origem e Definição do Termo Laterita	5
2.3. Classificação dos Solos Late- ríticos	8
2.4. Mecanismo de Estabilização dos Solos com Cimento	15
2.5. Efeito do Cimento Quando Mis- turado com o Solo.....	21
2.6. Fatores que Influenciam as Pro- priedades dos Solos Tratados com Cimento.....	23
2.7. Influência da Area Específica na Estabilização dos Solos.....	28
2.8. Compactação	29

2.9. Índice Suporte Califórnia (ISC)	31
2.10. Resistência e Compressão Sim- ples (RCS).....	32
2.11. Durabilidade por Molhagem e Secagem	33
2.12. Influência dos Sesquióxidos so- bre as Propriedades dos Solos Lateríticos.....	35
 CAPÍTULO 3 - MATERIAIS	
3.1. Introdução	37
3.2. Cimento	37
3.2.1. Cimentos Pozolânicos Brasileiros.....	39
3.3. Solos	43
3.3.1. Identificação e Coleta das Amostras.....	46
3.3.2. Jazida de São José de Mipibu.....	46
3.3.3. Jazida de Pipa.....	47
3.3.4. Jazida de Canguaretama...	48
3.4. Água	49
 CAPÍTULO 4 - MÉTODOS DE ENSAIOS	
4.1. Introdução.....	50
4.2. Preparação da Amostra para os Ensaio de Caracterização....	52
4.3. Massa Específica Aparente dos	

Grãos.....	52
4.4. Análise Granulométrica dos Solos.....	52
4.5. Limite da Liquidez.....	53
4.6. Limite de Plasticidade	53
4.7. Absorção dos Grãos de Pedregulho	53
4.8. Compactação dos Solos Proctor Normal	53
4.9. Seleção de Teores de Cimento para Ensaios de Compactação...	54
4.10. Seleção das Unidades de Moldagens.....	54
4.11. Ensaio de Compactação do Sistema Solo Cimento.....	54
4.12. Moldagens dos Corpos de Provas do Sistema Solo Cimento..	55
4.13. Cura dos Corpos de Prova.....	56
4.14. Ensaio de Durabilidade por Moldagem e Secagem	56
4.15. Ensaio de Resistência e Compressão Simples.....	56
4.16. Ensaio de Compactação Proctor Intermediários.....	58
4.17. Moldagem dos Corpos de Prova do Sistema Solo-Cimento para o Ensaio Proctor Intermediário.....	58

SIMBOLOGIA E ABREVIACÕES

ABCP	-	Associação Brasileira de Cimento Portland
ABNT	-	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AE	-	Area Específica (m^2/g)
AE_c	-	Area Específica Total de Contato (m^2/g)
CBR	-	Califórnia Bearing Ratio (%)
DDC	-	Degradação Durante Ciclos
DDI	-	Degradação Durante a Imersão
DNER	-	Departamento Nacional de Estradas e Rodagens
h	-	Teor de Umidade (%)
h_{mol}	-	Teor de Umidade de Moldagem (%)
h_{ot}	-	Teor de Umidade tima (%)
HRB	-	Higwai Research Board
IP	-	ndice de Plasticidade (%)
ISC	-	ndice Suporte Califórnia (%)
LL	-	Limite de Liquidez (%)
LP	-	Limite de Plasticidade (%)
PCA	-	Portland Ciment Association
Pm	-	Perda de Massa (%)
RCS	-	Resistência  Compressão Simples (k Pa)
S/A	-	Relação Sílica Alumina
SC	-	Solo Cimento
S/R	-	Relação Sílica Sesquióxido
USCS	-	Unified Soil Classification Sistem
γ_a	-	Massa Específica da Agua (g/m^3)
γ_g	-	Masa Específica dos Grãos (g/cm^3)
γ_s	-	Massa Específica Aparente Seca (g/cm^3)
$\gamma_{s \max}$	-	Massa Específica Aparente Seca Máxima (g/cm^3)

4.18. Ensaio Índice Suporte Califórnia (ISC).....	58
4.19. Area Específica	59
CAPÍTULO 5 - DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	
5.1. Introdução	60
5.2. Caracterização e Classificação	61
5.3. Característica de Compactação.	64
5.4. Resistência à Compressão Simples.....	78
5.5. Durabilidade por Molhagem e Secagem.....	88
5.6. Índice Suporte Califórnia.....	95
5.7. Relação entre Composição Química e Mineralogia e Parâmetros de Resistência.....	106
CAPÍTULO 6 - CONCLUSÕES	120
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	123

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1. Introdução

As pesquisas dos solos estabilizados com cimento portland data de 1935, com a "Portland Association", estudando a aplicabilidade desse processo na pavimentação de estradas, ABCP (1968). De acordo com as publicações verificadas por Zalazar (1963), a idéia já existia desde 1921. Segundo o mesmo autor, a origem das bases granulares tratadas com cimento data de 1937, na Califórnia E.E.U.U.. Já no Brasil, a Associação Brasileira de Cimento Portland iniciou seus trabalhos em 1941, tendo como pavimentação pioneira o Aeroporto de Petrolina.

Dentro da filosofia programática de estabelecer estudos sobre o comportamento dos solos lateríticos existentes no Nordeste do Brasil, foram celebrados convênios entre entidades como IPR e "Lyon Associates" e, posteriormente, com DEC/CCT/UFPb, a fim de se obter, através de ensaios de laboratório, estudos mais específicos sobre estes solos.

A existência de grandes áreas de materiais resultantes do produto de diferentes graus de intensidade do processo de laterização tem motivado o aproveitamento de consideráveis jazidas de solos lateríticos na pavimentação da Malha

Rodoviária Nacional, Lucena (1976).

Procurando aprofundar e estabelecer um melhor conhecimento sobre o comportamento dos solos lateríticos estabilizados com cimento, utilizou-se, neste trabalho, mais uma vez, a metodologia da ABCP.

A existência de pesquisas de solo-cimento não permitiram, por completo, identificar claramente o comportamento dos solos lateríticos, estabilizados quimicamente com cimento. Em decorrência desses resultados e já a existência de uma dissertação de Mestrado, em que foram pesquisados as propriedades química e mineralogicamente de alguns solos lateríticos do Estado do Rio Grande do Norte, é que surgiu a idéia clara de desenvolver, com estes mesmos solos uma pesquisa que se pudesse associar estes resultados com os parâmetros de Resistência e Durabilidade.

As pesquisas realizadas por Villar Filho (1985) e Lucena et alli (1986), utilizando a Metodologia da ABCP modificada, demonstram claramente que o teor de cimento mais adequado é obtido através do ensaio de durabilidade em vez da Resistência à Compressão Simples.

O Índice Suporte Califórnia (ISC) é um dos ensaios mais comuns, usados na geotecnia rodoviária e com possibilidade para medir o ganho de resistência dos solos estabilizados. Este ensaio tem sido intensamente reportado em pesquisas sobre os solos de zonas temperadas e tropicais e usado como parâmetro de projetos em muitos países da África - AID - "Lyon Associates", INC (1971).

No Brasil, o ISC tem sido utilizado com bastante in-

tensidade e os resultados obtidos com solos estabilizados com cimento alcançam valores de resistência extremamente elevados.

Portanto, a presente pesquisa se justifica, também, pela necessidade de analisar propriedades dos solos compactados, estabilizados com cimento, a fim de obter os parâmetros de resistência e durabilidade desses solos, levando-se em consideração a Metodologia da ABCP. Pretendeu-se, também, com esses resultados, fazer uma analogia através da sua composição química e mineralógica.

1.2. Objetivos da Pesquisa

- Utilizar a Metodologia da ABCP para avaliar o comportamento de Resistência à Compressão Simples e Durabilidade por Molhagem e secagem, com imersão dos solos a serem estudados no seu estado natural e com percentagens variadas de cimento e umidade.

- Avaliar o comportamento dos solos compactados através do Índice Suporte Califórnia (ISC), com imersão, dos solos a serem estudados no estado natural e com percentagem variada de cimento e umidade.

- Verificar as correlações entre os valores de Resistência à Compressão Simples e Índice Suporte Califórnia.

- Indicar, com base nos resultados de Resistência e Durabilidade, o teor de cimento que mais se adequa à cada solo estudado, para sua estabilização, bem como a Densidade Seca Máxima e Umidade Ótima.

- Identificar a influência dos Óxidos Químicos na estabilização dos solos compactados com cimento.

CAPITULO 2

Revisão Bibliográfica

2.1. Introdução

Neste trabalho, vamos indicar inúmeras definições e classificações dos solos lateríticos, baseados em diversos fatores e parâmetros existentes nesses solos.

Os solos de regiões de clima tropical, laterítico, são formados pelo intemperismo químico, físico-químico e, principalmente, pelo processo de lixiviação que acarreta na saída do mineral sílica, SiO_2 e a deposição de outros como os sesquióxidos, Fe_2O_3 e Al_2O_3 , atuando como um revestimento, encrostamento.

2.2. Origem e Definição do Termo Laterita

Foi no início do século XIX, por volta de 1807, que o termo laterita foi criado por Buchanan para designar um material ferruginoso, produto de alteração do granito da região de Malabar, na Índia. O referido material apresentava uma propriedade particular de poder ser cortado em blocos após retirado da jazida e endurecer quando exposto ao ar. Nessa época, esse material era usado na construção civil em forma de tijolo, que em latim significa

later, o que propicia a idéia original de Buchanan para definir o termo laterita, Ferreira (1963) e Gidigas (1976).

A evolução do conceito de laterita foi sumarizado por Santana (1987) e que, aqui, será abreviadamente transcrito.

Kellog (1949) usou a denominação de latosolo para todos os solos zonais em região tropical e equatorial tendo suas características dominantes, associadas com: a) fração argila, apresentando baixa relação sílica/sesquióxidos e baixa atividade; b) a fração mineral, apresentando baixa capacidade de troca cationica; c) baixo teor de materiais solúveis; d) baixo teor de minerais primários, exceto os altamente resistentes; e) relativo grau de agregação.

Para Kellog (1949), o termo latosolo é um termo coletivo para caracterizar aqueles solos zonais com as características acima citadas e que contrastam com as associadas a outros tipos de solos, como por exemplo, os chamados solos podzólicos em regiões temperadas, úmidas e florestais. Kellog reserva o termo aos seguintes tipos de materiais ricos em sesquióxidos de ferro: argila branca; argilas endurecidas (lateritas de Buchanan) e casções.

O Ministério da Agricultura do Brasil, em 1958, usava o termo latosolo em substituição do solo laterítico.

Robinson (1951) introduziu o termo ferralítico como sinônimo de laterítico (no sentido de latosolo).

Herbillon e Gaustuche (1962) consideram ferraliti-zação como sinônimo de meteorização laterítica.

Maigniem (1958) chamou de:

Cuirasses - as concreções ferruginosas duras
(couraças)

Carapasses - as concreções ferruginosas médias
(carapaças)

Concrecion - aos pisolíticos ferruginosos (concreções).

Autores americanos, em 1960, introduziram o termo Plinthitti.

Na África do Sul, Rodezia e Zambia (1960) denominou-se de: ferrocretos as concreções ferruginosas, calcretos às calcáreas e silcretos as siltosas.

Várias são as definições que se tem dado ao termo laterita, muitas delas são baseadas no processo pedológico genético e outros na composição química.

Novais Ferreira (1963), propõe a seguinte definição: Laterita - material concrecionado natural, pisolítico individualizado ou constituindo um maciço (cascão), vesicular, celular, vermicular ou escoreáceo, composto essencialmente de óxido de ferro e de alumínio, de silicatos e quantidades variáveis de óxido de titano, de magnésio e outros, com ou sem quartzo ou pedaços de rochas mecanicamente envolvidas; os seus minerais argilosos são do tipo 1:1 (cauliníticos). É de dureza variável, mas usualmente fácil de fragmentar sob a ação incisiva da pancada do martelo. Quando fragmentada, tem um aspecto, em regra, com cores, variando do amarelo ao vermelho, mais ou menos escuro e mesmo negro.

Solo Laterítico - solo, cuja função argilosa tem uma

relação molecular sílica/sesquióxido menor do que dois e apresenta natureza laterítica.

Apresentar natureza laterítica, quer dizer que o solo, além de ter Kr menor do que 2, deve ter as seguintes propriedades: presença de minerais 1:1 (grupo caulinítico); ausência dos grupos de argilas, podendo, ocasionalmente conter illita em pequena quantidade, fraca porcentagem de matéria orgânica; cor com matiz vermelho amarelo; baixa expansibilidade; tendência para o concrecionamento e endurecimento sob exposição ao sol.

As especificações de serviço do DNER (1974) definem solos lateríticos como sendo aqueles cuja relação molecular sílica/sesquióxido da fração menor que 2u é menor do que 2 e apresenta expansão inferior a 0,2% medida no ensaio I.S.C., com 26 ou 56 golpes por camada.

2.3. Classificação dos Solos Lateríticos

A engenharia de solos, ao longo dos anos, tem procurado, de uma certa forma, classificar os solos vermelhos tropicais, solos lateríticos, baseando-se em diferentes critérios. Algumas dessas classificações foram reproduzidas, utilizando modificações em ensaios de laboratório já existentes, que foram desenvolvidas para solos de zonas temperadas. Outros, entretanto, procuram classificar os solos lateríticos através de critérios químicos pedológicos e morfológicos. E de uma maneira mais específica, procurou-se dar uma informação acerca de

um particular comportamento ou propriedade do solo classificado.

Queiroz de Carvalho (1985) procurou aglutinar os vários sistemas de classificação propostos para os solos lateríticos em grupos distintos. Neste contexto, as classificações geotécnicas foram enquadradas nos seguintes sistemas classificatórios: Baseado no critério químico, pedológico e morfológico; ortodoxo e não ortodoxo.

Antes, porém, de descrever as classificações dos sistemas classificatórios propostos, é necessário que se faça distinção de uma maneira bastante clara do similar significado entre identificação e classificação dos solos. Burmister (1950) enfatizou que a identificação seria um estágio distinto do processo de classificação. De acordo com Burmister, identificação é uma informação de fato, enquanto classificação é uma informação interpretativa, Nogani (1985).

Classificação Baseada nos Critérios Químicos Pedológicos e Morfológicos

Classificação de Clare (1957) - Ela foi baseada nas características pedogênicas dos solos. Esta classificação falha por não apresentar textualmente os solos saprolíticos.

Classificação baseada na relação molecular sílica/alumina e sílica/sesquióxidos - Apesar de Winsterkorn e Chandrasenkharan (1951) serem os primeiros a terem usado

a classificação baseada na relação molecular sílica/sesquióxidos, ela, entretanto, se deve a Martine Doyne (1927, 1930) e Joachin e Kandiah (1941), que apresentaram os critérios sílica/alumina (S/A) e Sílica/sesquióxido(S/R), respectivamente, para grupo de lateritas. A relação S/A é muito criticada por não incluir a presença de óxido de ferro.

Classificação baseada na relação S/R:

$S/R < 1,33$ lateritas

$1.33 < S/R < 2,00$ solos lateríticos

$S/R > 2,00$ solos não lateríticos.

Muitos usam a classificação baseada na relação S/R como: DNER, U.S: Army Engineers School e General Soil Map de Angola, mas, talvez, a grande desvantagem da classificação S/R esteja nos métodos de ensaios para a determinação dos elementos químicos.

Ainda baseada na relação molecular S/R, Novais Ferreira (1963) apresenta para os solos lateríticos a classificação, solo de laterita, solo laterítico, terreno laterítico e pedregulho laterítico.

Correia (1967) e Correia et alli (1969) - baseados no teor de sílica, alumínio e ferro, da fração menor do que 2 microns, classificam os solos como Ferrisillic e Ferrallic.

Classificação de Ruddock (1969) - Esta classificação grupa algumas lateritas baseadas na topografia, posição do nível d'água, profundidade da amostra e aplicação de métodos estatísticos e análise de regressão múltipla.

Classificação de Little (1967 e 1969). Ela é baseada num tipo pedológico de classificação similar a que foi formulada por Moye (1955). Esta classificação alcança um grau de intemperismo na rocha muito vasto, vindo desde a rocha sã (fresca) até a decomposta e se presta bem no assentamento de capacidade de carga da fundação. Entretanto, esta classificação tem certas limitações quando aplicadas a solos lateríticos devido que na formação dos solos lateríticos há uma acumulação de ácido de ferro e alumínio.

Classificação de Gidigasú (1971). A classificação de Gidigasú foi baseada originalmente sobre a relativa porcentagem do tamanho da fração areia, silte e argila, entretanto estas frações sozinhas não refletem as características físicas de interesse para engenharia civil.

Classificação Ortodoxas

O sistema de classificação de solos ortodoxo é aquele que se baseia na distribuição do tamanho das partículas e limites de Atterberg. Esta classificação foi desenvolvida para solos de clima temperado e portanto são geralmente limitados quando aplicados solos tropicais lateríticos e saprolíticos. O comportamento dos solos lateríticos e saprolíticos é normalmente associados características intrínsecas das frações, argilas, siltes e areais pelo qual não são essencialmente a mesma para os solos não lateríticos e não saprolíticos.

As classificações USCS (Unified Soil Classification)

e HRB (Highway Research Boar Classification) são as mais usadas para classificar os solos lateríticos e saprolíticos para propósitos geotécnicos. No Brasil, a classificação HRB é a mais utilizada para Engenharia Rodoviária, por ela estabelecer um limite de finos de 35% mais para solos aplicados em projetos de Aeroportos nos E.E.U.U., este não é o caso, Yooder (1974).

Classificação Valerga et alli (1969). Valerga et alli, quando estudavam os lateritos do Sul da Ásia, encontraram que o sistema de classificação em uso USCS era o mais adaptável para lateritas. Seu propósito na extensão da USCS foi incluir as características de durabilidade do pedregulho e areia e as características de plasticidade do tamanho da fração de argilas e siltes de pedregulhos e areias.

Classificação Lal e Bindra (1981). Outro uso da USCS foi feito pelos autores, incluindo a umidade centrífuga equivalente. A classificação é baseada na correlação entre umidade centrífuga e limite de liquidez.

Classificação Eklu - Natei e Mulher (1981). Essa classificação sugere o uso de características completamente representativa dos solos lateríticos, entretanto, ela seria aplicada para grande número de solos também para justificar sua validade, Queiroz de Carvalho (1983).

Classificação Medina e Preussler's (1980, 1982). Essa classificação foi resultado de um extensivo estudo sobre as características resistentes dos solos. Nessa classificação, os solos são grupados de acordo com a granulome-

tria e valor de ISC.

Classificação de Vargas (1982). Vargas propôs que a atividade do solo pode estar associada com a plasticidade.

Classificação baseada em ensaios não ortodoxos

As classificações geotécnicas ortodoxas mostram-se limitadas, provavelmente pelo insucesso das adaptações feitas nelas. A partir daí, foram propostas novas classificações para os solos lateríticos e saprolíticos, com um fim mais específico acerca de uma propriedade de um solo classificado.

Classificação de Graft - Johnson et alli (1969). No estudo proposto por Graft - Johnson, foi encontrada uma definitiva relação entre as características de intemperismo e valor de impacto do agregado modificado e, sobre essas bases, ele sugere um sistema de classificação de acordo com o pedregulho laterítico.

Classificação de Arulanandan's (1969). Arulanandan's mostrou que parâmetros de respostas elétricas na baixa e ampla frequência de rádio são funções dos parâmetros da composição e meio ambiente.

Classificação de Lohnes e Demirel (1973) e Tuncer (1976). Lohnes e Demirel relacionaram peso específico com índice vazio e coesão e, ainda, que o peso específico é um bom índice do grau de intemperismo. Sugere, então, o γ_g , como parâmetro classificatório. Tuncer propôs uma classificação baseada no γ_g , índice de vazio.

Classificação de Queiroz de Carvalho (1981). Uma específica classificação para solos lateríticos baseada na estabilização dos solos com cal, i. e., reatividade da Cal (LR).

Classificação de Nogami e Villibor (1981). O sistema de classificação proposto por Nogami e Villibor é baseado principalmente, no ensaio mini-MCV (Person, 1976), cujos resultados são obtidos da perda de peso das amostras como imersão. Essa classificação separa, nitidamente, os solos de comportamento laterítico dos não lateríticos.

Nem todos os sistemas de classificação dos solos aqui apresentados, são suficientemente adequados para aplicação de solos lateríticos e saprolíticos. O sistema de classificação, baseado sobre a distribuição do tamanho da partícula e limite de Atterberg, embora simples, conduz a duas questões: A primeira questão relata a significação da distribuição do tamanho do grão e limite de Atterberg e a outra questão relata o método de ensaio usado para determinar as duas características. Portanto, a maneira como é executado esse ensaio, manuseando as amostras, podem levar à distribuição da história do solo em relação a sua formação e assim, o resultado de laboratório não reflete as características do solo.

Nos solos lateríticos e saprolíticos, existem diferentes graus de intemperismo, portanto, a distribuição do tamanho do grão e limites de Atterberg não são propriedades para predizer as propriedades de Engenharia sem a definição do grau de intemperismo. O sistema de classificação tem

adequadamente (mas não basicamente) que considerar o modo de formação e condição geotécnica e geomorfológica (discrição terminológica) do solo laterítico saprolítico. Para esse fim, uma adequada técnica para medir as propriedades do solo tem sido definida. Portanto, não se faz necessário desenvolver uma classificação especial de Engenharia para solos lateríticos e saprolíticos, mas adotar uma terminologia descritiva para ser usada ao longo de uma classificação corrente, como exemplo, sistema de classificação unificada. Carvalho (1982).

2.4. Mecanismo de Estabilização dos Solos com Cimento

As propriedades dos solos lateríticos podem ser alteradas através da estabilização química. Dentre os vários processos de estabilização química, a utilização do cimento, como aditivo, tem demonstrado ser o mais eficiente e, por conseguinte, é um dos mais adotados.

Segundo a Lyon Associates (1971), vários resultados, envolvendo solos lateríticos, estabilizados com cimento, foram reportados por Jaouen (1955); Fajarques and Remillon (1955); Road Research Lab (1958); Clare and O'Rielly (1960); Gregg (1963); De Medina (1964); Santos (1969); Moh et al (1967); Mol Anel Sheikh (1968).

Na Nigéria, é muito comum a estabilização de solos lateríticos, utilizando o cimento, betume e cal e suas propriedades são estudadas. E sobre as bases desses estudos, foi concluído que o cimento continua sendo o mais impor-

tante agente estabilizador, Ola (1975).

O acréscimo de resistência com o tempo dos solos estabilizados com cimento foi baseada sobre experiências com concreto e o solo foi considerado como material inerte, Croff (1976). A finalidade principal de toda a estabilização com cimento é produzir um aumento de resistência, embora as reações químicas, que levam a este aumento de resistência, não sejam claramente entendidas, acredita-se que ocorram processos de hidratação primária e secundária, Krebs e Walter (1971).

Ingles e Metcalf (1972), estudando o comportamento dos solos, quando estabilizados com diversos tipos de aditivos, mostraram que, para o cimento, os solos estabilizavam com maior eficiência nos intervalos dos diâmetros dos grãos entre 0,06mm e 2,0mm, como pode ser visto no quadro 01.

Herzog (1963) propôs que o processo de endurecimento do solo cimento foi devido a cimentação de partículas de argila pelo produto da hidratação e produto de reação secundária.

A natureza de reações secundárias, produto das reações formada por caolinita, quartzo e cimento, foi estudada por Kols (1965), e silicatos hidratados e aluminato de cálcio foi identificado.

Pesquisas, utilizando o cimento portland, comum na adição ao solo como aditivo químico, foram realizados em diversas partes do mundo. Entretanto, os efeitos produzi-

APPLICABILITY OF STABILIZATION METHODS

Designation	Fine clays	Coarse clays	Fine silts	Coarse silts	Fine sands	Coarse sands	
SOIL Particle size (mm)	<.0006	.0006-.002	.002-.01	.01-.06	.06-.4	.4-2.0	
SOIL Volume stability	V. poor	Fair	Fair	Good	V. good	V. good	
Type of stabilization applicable	LIME	Range of maximum efficiency					
	CEMENT	Range of maximum efficiency			Effective, but quality control may be difficult.		
	BITUMENS				Effective, but quality control may be difficult.		
	POLYMERIC-ORGANIC		Range of maximum efficiency				
	MECHANICAL*		Range of maximum efficiency				
	THERMAL	Range of maximum efficiency					

* i.e. improvement of soil grading by mixing-in gravels, sands or clays as appropriate.

THE PRINCIPLES OF SOIL STABILIZATION

QUADRO 01 - INTERVALOS DE DIÂMETROS DOS GRÃOS QUE PROPORCIONAM MAIOR EFICIÊNCIA COM O TIPO DE ESTABILIZADOR. INGLÊS E METCALT (1972).

dos pelo cimento demonstra a verdadeira interação desse conjunto.

O cimento hidrata, quando a água é adicionada, produzindo componentes de cimentação independentes do solo. Esses produtos são silicatos e aluminatos hidratado de cálcio e cal hidratada. Os primeiros dois produtos constituem os maiores componentes de cimentação, onde a cal é depositada como uma fase sólida cristalina. O aumento na resistência é devido ao desenvolvimento da ligação da cimentação entre os produtos hidratados e partículas sólidas. A cal desprende durante a hidratação do cimento e pode reagir como algum material pozolânicos, e.g. argila, presente no solo para formar um material de cimentação secundária, no qual, também, contribui para a ligação inter-partículas. Assim, uma fração, mensurável do material aglutinante, formado pelo solo cimento é constituído pelo solo em si. Moh, (1962) tem apresentado o mecanismo acima numa forma simplificada, Ola (1975).

Simon, Giesecke e Bidlo (1973) verificam que quando ao solo era adicionada uma pequena quantidade de cimento havia uma redução na plasticidade do material e que este poderia ser utilizado em construção de estradas. Entretanto, com o crescimento no teor de cimento, uma real estabilização era realizada, isto é, partículas de solo estavam ligadas fisicamente. Neste caso, estas características de resistência são especificadas como critério, Sommer (1968), citados por Simon e outros (1973).

A estabilização do solo é para alterar suas proprie-

dades físicas, aumentar a resistência e durabilidade e, assim, melhorar, satisfatoriamente, o material de construção. Lyon associates (1971).

De acordo com Lasisi e Ogunjide (1984), alguns estudos têm sido feitos no campo da tecnologia da laterita. Pesquisadores como Brand e Hongsnoi (1969) e Newill (1970) têm mostrado que as propriedades de solo lateríticos é influenciada pelo: grau de finura, densidade, densidade relativa, forma das partículas, estabilidade química e composição química. Ola (1974), que trabalhou com os solos lateríticos estabilizados, encontrou que menos de 50% de cimento, requeridos para solos de zonas temperadas, é requerido para eficiente estabilização de subleitos de estradas. Okunnu (1980), que também trabalhou com solos lateríticos estabilizados, descobriu que estes solos estabilizados podem ser comparados favoravelmente com mistura areia-cimento. Osunade (1981) foi o primeiro que estudou o efeito do tamanho do grão sobre a existência de cubos em solo laterítico. Osunade e Lasisi (1984) têm mostrado que a separação do solo laterítico em tamanho de grãos podem produzir algumas melhorias nas propriedades resistentes.

A estabilização de solos com cimento é uma técnica desenvolvida em função da Metodologia estabelecida para o uso de regiões de clima temperado. Assim sendo, leva em consideração, geralmente, as características das condições climáticas e dos materiais situados na área de influência, onde o projeto é desenvolvido Morin e Todor (1979) citados

por Lucena et alli (1982).

Os solos desenvolvidos por processos de "laterização" têm, certamente, uma constituição química muito diferente de solos de regiões temperadas que, provavelmente, afetam sua estrutura e influenciam, conseqüentemente, o comportamento de engenharia de solos estabilizados. Villar et alli (1982).

Armon e Saifon (1967) e Mitchelle Hopper (1961), mostraram que a densidade e resistência têm um decréscimo considerável, quando há uma demora na mistura e compactação por mais de 2 h.

Sherwood e Sullivan (1960) observaram, quando testando um solo laterítico de Gambia, que havia pequenos aumentos da resistência, quando o solo era estabilizados 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 água, a resistência à compressão simples aumentou com o incremento da quantidade de cimento.

Quando o cimento é usado para estabilização de um solo granular fino, a cimentação ocorre numa combinação de ligação mecânica e ligação química, as quais envolvem uma reação entre o cimento e as superfícies das partículas de solo, Villar Filho (1985).

De uma maneira geral, os solos com elevadas porcentagens de material fino como silte e argila contêm maiores áreas específicas e, portanto, podem provocar reações

químicas adicionais entre o cimento hidratado e a superfície das partículas. Presume-se, entretanto, ser a cal liberada durante a reação de hidratação um fator importante nestas reações.

Portanto, cal livre liberada reage com a sílica e alumina do solo para formar silicatos e aluminatos de cálcio hidratados nas superfícies das partículas de sílica. As reações de troca de cations podem provocar mudanças nas propriedades de plasticidades dos solos.

Entretanto quando adiciona-se cimento aos solos finos, de uma certa maneira, há uma aglutinação das partículas de silte e argila com o cimento, formando um material de graduação grossa com baixa capacidade de retenção d'água, estabilidade volumétrica aumentada, enfim, aumento da capacidade suporte do solo, considerado, portanto, solo-cimento.

2.5. Efeitos do Cimento Quando Misturados Com o Solo

Ao misturar o cimento com os solos, verificam-se diversos efeitos por ele ocasionado, como: contração, expansão térmica, permeabilidade e resistência. Aggarwal e Holmens (1983).

a) Contração:

Geralmente, observa-se que um acréscimo no teor de cimento tende a reduzir a contração de uma argila, devido à intergranular coesão produzida pela hidratação do cimento. Entretanto, altas concentrações de cimento tendem a

produzir fendas de contração na mistura solo cimento e, algumas vezes, são suficientes para comprometer a resistência.

b) Expansão Térmica:

Nos trópicos, quando a temperatura é alta, a expansão térmica é uma importante propriedade física do solo cimento. Pesquisas, em vários países, têm revelado que, para uma mesma densidade, um acréscimo na percentagem de cimento aumenta a expansão térmica. E quando a densidade é aumentada sem alguma mudança na porcentagem de cimento, a expansão térmica é novamente aumentada.

c) Permeabilidade

Geralmente, a permeabilidade de um solo decresce com adição de cimento. A permeabilidade depende, entre outras, da textura, quantidade e qualidade do cimento. Alguns estudos têm indicado que a adição de 8% de cimento reduz o coeficiente de permeabilidade de $1,3 \times 10^{-3}$ para $6,3 \times 10^{-6}$ cm/seg. No caso de areia argilosa e amostras de argila com a mesma porcentagem de cimento, a permeabilidade fica reduzida de $1,7 \times 10^{-4}$ para $6,3 \times 10^{-6}$ cm/seg e de $3,1 \times 10^{-6}$ para $1,5 \times 10^{-6}$ cm/seg.

d) Resistência

A resistência compressiva, resistência à flexão e módulo de elasticidade da mistura solo cimento aumenta com a concentração de cimento. A resistência de uma mistura

com a mesma porcentagem de cimento é alta num solo com uma melhor graduação, isto é, uma distribuição mais uniforme do tamanho da partícula. As várias propriedades de resistência de solo cimento são correlacionadas e é, geralmente, aceita que a resistência a flexão da mistura solo cimento é, aproximadamente, 20% a 25% da resistência compressiva não confinada. A relação entre a resistência compressiva, resistência à flexão e, também, módulo de elasticidade são linear, exceto para baixas resistências de solos siltosos e argilosos. O teor de umidade da mistura solo cimento é altamente crítico, se a melhor resistência está para ser alcançada.

A temperatura de cura e o período de cura têm um pronunciado efeito no aumento da resistência da mistura solo cimento. O acréscimo na resistência compressiva na primeira semana é considerável, mas a resistência está aumentando até aos 28 d, numa velocidade constante, após o qual o acréscimo é pequeno mas continua aumentando por longo período. Nos trópicos para temperatura entre 30° e 35°, a resistência compressiva de 7 d é freqüentemente, 80% a 85% da resistência de 28 d. A umidade constante durante a cura é o maior fator contributivo para a resistência final maior.

2.6. Fatores que Influenciam as Propriedades dos Solos Tratados com Cimento

Os principais fatores que influenciam as proprieda-

des dos solos, quando misturados com cimento, são: natureza do solo; condições de compactação; cimento; cura e temperatura. Committee on Soil - Portland Cement Stabilization (1961), Sherwood (1968).

2.6.1. Natureza do Solo

Um dos mais importantes fatores que influenciam os solos, quando misturados com cimento, é a natureza e o tipo de solo. Solos de granulação muito grossa não são muito mais adequados para serem usados, geralmente, dificultam o processo da mistura, podendo trazer problemas de construção, tais como segregação e dificuldade de controle. Solos de granulação fina, com altos teores de silte e argila requerem altas quantidades de cimento para a sua estabilização, o que torna a mistura economicamente inviável. Segundo experiências Americanas, solos arenosos e granulares, com cerca de 10 a 35% de silte e argila, são considerados favoráveis nas construções de solo-cimento. Entretanto, experiências Inglesas mostraram que solos com limite de liquidez maior do que 45% e índice de plasticidade acima de 20% não podem ser economicamente utilizados para este tipo de construção.

Existem outros fatores que influenciam a estabilização dos solos, como o tipo de argilomineral. Solos mais expansivos, como aqueles que contêm a montmorilonita, são mais difíceis de se estabilizar.

A presença de matéria orgânica nos solos prejudica a

sua estabilização, retardando a trabalhabilidade do cimento. É necessário a remoção total de matéria orgânica sempre presente nas camadas superficiais do solo.

Segundo Ingles e Metcalf (1972), os solos lateríticos, estabilizados com aditivos, alcançam melhores resultados em intervalos de frações de grãos estabelecidos para o cimento, cuja faixa de melhor eficácia fica entre os diâmetros 0,06 a 0,4 mm (areias finas) e 0,4 a 2,0mm (areias grossas). Lasisi e Ozonada (1984) usaram um material laterítico com distribuição granulométrica graduada, cujo coeficiente de uniformidade $C_u = 3,76$. Este material foi subdividido em cinco diferentes tamanhos de grãos, correspondendo quantidades entre (0,425 a 0,850); (0,850 a 1,18); (1,18 a 2,35); (2,35 a 3,35); (3,35 a 4,75)mm. Nestes intervalos de frações, foram usados a mistura laterita/cimento em volume nas proporções 1:1; 3:1; 5:1; 8:1; e 10:1 para cada intervalo de frações, foram adotadas todas as proporções laterítica/cimento acima descrita. Ficou constatado que a resistência compressiva aumentava, à medida que o tamanho do grão diminuía. Este resultado ficou de acordo com trabalho de Ozunade (1981), que atribui esse comportamento ao aumento das forças de coesão, ligando as partículas mais finas. A maior resistência se deu na fração (0,425 a 0,850) mm, nas proporções laterita/cimento 1:1 e 3:1 com 7 d.

A maneira pela qual o cimento estabiliza os solos granulares finos, pode, talvez, ser demonstrado, visualizando-se os grãos de cimento como um núcleo para o qual as

partículas de solo fino aderem. À medida que o cimento no solo é aumentado, a quantidade de silte e argila livres é progressivamente reduzida a um material de graduação grossa, com baixa capacidade de retenção d'água, estabilidade granulométrica aumentada e capacidade suporte é obtido; isto é, o solo modificado com o cimento. À medida que mais e mais cimento é adicionado, a quantidade de material de graduação grossa é aumentada, até o ponto, onde todos os grãos de solo permanecem numa massa sólida, como convém a um material estrutural, isto é, o solo-cimento, Villar Filho (1985).

2.6.2. Condição de Compactação

A obtenção de uma mistura homogênea solo-água-cimento proporcionará uma maior durabilidade e estabilidade do solo-cimento. O tempo de mistura é essencial para estabilidade do solo-cimento. Uma mistura e compactação demorada resulta num aumento da umidade ótima para a massa específica aparente seca, diminuindo a sua resistência à compressão simples e durabilidade.

A água de moldagem age de duas maneiras no solo-cimento: influencia as características de compactação e fornece água para a hidratação do cimento. De uma maneira geral, quanto maior a densidade de compactação, melhor o solo estabilizado resultante, Leonard (1962).

2.6.3. Cimento

Dentre os cimentos mais utilizados, estão o cimento Portland comum e o Pozolânico. O efeito na resistência dos solos estabilizados é diretamente proporcional a quantidade de cimento utilizado. Pequenas quantidades de cimento não têm efeito esperado na resistência, pois ele age como filler, preenchendo os vazios no solo. Entretanto, quanto maior a quantidade de cimento adicionado ao solo tanto mais resistente resultará o solo-cimento.

2.6.4. Umidade

A água a ser adicionada ao solo deve ser limpa, isenta de matéria orgânica e de quantidades prejudiciais de álcalis e ácidos.

A finalidade do uso da água no solo-cimento é principalmente, a de hidratar o cimento, melhorar a trabalhabilidade e facilitar a compactação.

O teor de umidade existente no solo proporcionará no resultado final da mistura solo-cimento, uma maior ou menor resistência. A medida da quantidade de água necessária para a determinação da densidade máxima num solo é dada pela sua umidade ótima. Entretanto, solos mais secos podem absorver a água de hidratação do cimento, prejudicando, enfim, a sua resistência.

2.6.5. Cura

A cura do solo-cimento no laboratório deve ser feita numa câmara úmida com temperatura em torno de 22°C, para evitar enfim, a perda da umidade existente na mistura necessária a completa hidratação do cimento.

A resistência do solo-cimento aumenta progressivamente com o tempo similar ao que ocorre com o concreto, aumentando, continuamente, ao longo dos anos.

2.6.6. Temperatura

A temperatura tem efeito marcante na mistura solo-cimento. Quanto maior a temperatura mais rápido se processará a cura e resistências maiores são obtidas. Esse fato é devido às reações pozolânicas entre a argila e a cal, liberadas pelo cimento durante a hidratação.

2.7. Influência da Área Específica sobre a Estabilização dos Solos Lateríticos

Diversas são as maneiras de se obter uma estabilização dos solos lateríticos, estabilização física, química e físico-química. As reações que podem ocorrer entre o aditivo usado na estabilização química dependem, entre outros fatores, da área específica do solo, Carvalho e Cabrera (1979).

A granulometria do solo, de uma certa maneira,

também tem uma influência na estabilização dos solos, Ingles e Metalf (1972), que, por sua vez, também está relacionado com sua área específica, Souza Santos (1975).

A metodologia empregada na obtenção das áreas específicas dos solos lateríticos são feitas através dos métodos de absorção de azul de metileno e parâmetros de Blaine, granulométrico e Bet.

Brito e Ferreira (1984) obtiveram resultados das áreas específicas pelo método de azul de metileno, cujos intervalos ficaram entre 15,61 a 82,29 m²/g e que estes resultados foram maiores do que os obtidos por Ferreira e Colaboradores, (1972 e 1978).

A estrutura dos solos lateríticos é meta estável e sua destruição provoca um aumento da área específica e que influencia diretamente seu comportamento, avaliado através de suas propriedades geotécnicas, Ferreira et alli (1986).

Ferreira e Colaboradores (1986) obtiveram através da regressão linear simples, correlações significativas entre áreas específicas e umidade ótima, massa específica aparente seca e I.S.C.

2.8. Compactação

Os índices obtidos no ensaio de compactação s máximo e hot variam com a energia de compactação, teor a umidade e granulometria. Ola (1975), estudando os solos da Nigéria, seguindo as recomendações da PCA 1959, utilizou, nos seus ensaios, a energia de proctor normal. Dentro da

análise obtida por Ola, a densidade seca aumenta com o acréscimo do teor de cimento, sendo um resultado típico de todo solo laterítico granular fino, enquanto que o solo laterítico granular grosso, a densidade seca praticamente permaneceu constante com o acréscimo no teor de cimento.

O comportamento da compactação ocorre como resultado da distribuição do tamanho dos grãos densidade real dos solos e estabilizador. Assim, as mudanças nas características de compactação podem ser atribuídas para o efeito combinado da alteração da graduação do solo e as diferenças nos pesos específicos dos estabilizadores.

Ainda, segundo Ola (1975), foram obtidos aumentos em torno de 1% na umidade ótima para muitos dos solos estabilizados com cimento. Esses aumentos foram, essencialmente, constantes, após a adição de 2 a 4% de teor de cimento.

Simon et alli (1973), estudando a granulometria dos solos compactados pelos proctor, modificado sem cimento, indicou um acréscimo no teor de finos mais pronunciado no uso dos solos granulares do que nos solos plásticos, na ordem de 10%. Quando o ensaio de proctor modificado foi executado com vários teores de cimento, segundo Simon e outros, a quantidade de cimento não teve nenhum efeito sobre a máxima densidade e umidade ótima do solo. O resultado foi influenciado pela quantidade de finos nos solos.

Ola (1974), usando um solo laterítico, cuja classificação da ASSHO foi do grupo A 7-6. O resultado, inicialmente, indicou que a máxima densidade diminui com o

acréscimo do teor de cimento, devido a um material fino está sendo adicionado a um já solo fino (silte mais argila). À medida que o teor de cimento foi sendo aumentada em torno de 8% o peso específico da mistura aumentou e foi verificado que a máxima densidade seca também aumentou.

Villar et alli (1982, 1986) verificaram que o teor de cimento obteve uma influência desprezível nos parâmetros de compactação, havendo, entretanto, um pequeno aumento na massa específica aparente máxima.

O aumento do teor de cimento pouco afetou os parâmetros de compactação do solo-cimento, havendo, no entanto, um pequeno aumento na massa específica aparente seca máxima. Lucena et alli (1986).

Mitchell e Hooper (1961), Arnan e Saifon (1967) mostraram que a densidade e resistência diminui consideravelmente, se há um atraso entre a mistura e a compactação. Esse acréscimo se dá, quando a mistura passa das 2 h..

2.9. Índice Suporte Califórnia (ISC)

Os solos lateríticos apresentam na sua plenitude uma sensibilidade muito grande com às variações no teor de umidade. O suporte desses solos aumenta acentuadamente para uma pequena diminuição na sua umidade. Dados disponíveis na literatura têm mostrado que pequenas variações na execução do ensaio podem acarretar variações consideráveis no índice suporte califórnia. Costa e Lucena (1987) observaram que uma pequena variação no teor de umidade no ramo seco e

úmido da curva de compactação provoca uma queda acentuada no valor do ISC para um determinado solo ensaiado. O valor do ISC passou de 34% na umidade ótima para 7,5%, quando a amostra sofreu uma variação de 2% no teor de umidade, em relação ao ramo seco da curva de compactação.

A literatura técnica evidencia que os solos lateríticos tratados com uma pequena percentagem de cimento, em torno de 2%, alcançam valores de ISC superiores a 150%, Simon, Giescke e Bidlo (1973).

O reuso das amostras nos solos lateríticos tende a quebrar as concreções existentes, o que pode ou não melhorar a distribuição dos grãos. Falcão e Castro (1975) e Costa (1983).

Os resultados dos ensaios de ISC mostram que os solos lateríticos, utilizados como material de base, estabilizam com 3% a 4% de cimento.

O ISC, medido em solos lateríticos estabilizados com cimento, apresenta, usualmente, altos valores com baixos teores de cimento. O valor de ISC, geralmente, é linear com a quantidade de cimento, Ola (1975) e Villar Filho (1985).

2.10. Resistência à Compressão Simples

A resistência e compressão simples é obtida em ensaios de laboratórios em solos coesivos ou solos estabilizados com aditivos, os quais unam completamente as partículas do solo, Villar Filho (1985).

Lucena et alli (1986), analisando o comportamento de

vários solos do norte/nordeste do Brasil, constatou que, em quatros solos analisados, a resistência à compressão simples sofreu modificações substanciais em função do aumento do teor de cimento e que, em dois outros solos, o aumento de resistência foi insignificante, entretanto, apenas um solo alcançou a resistência mínima especificada pela ABCP.

De acordo com Ola (1975 e 1983), existe uma relação linear entre RCS/teor de cimento.

A resistência compressiva aumenta com a diminuição do tamanho do grão. Isso está de acordo com os resultados do trabalho de Osunade's (1981). Ele atribui esse comportamento ao incremento das forças de coesão, ligando as partículas do solo, Lasisi e Ogungide (1984).

A resistência a compressão simples é um ensaio usado para solos estabilizados, como também para concreto. O uso particular deste ensaio é para determinar a susceptibilidade de um solo tratado com aditivo, e para comparar diferentes misturas, a quantidade de aditivo especificada que deve ser usada na construção e para proporcionar uma normalização, na qual as qualidades de campo possam ser repetidas. O valor da resistência encontrada não é usado para o projeto, e sim os valores dos resultados obtidos desse ensaio, os quais têm a principal finalidade, controlar o projeto, O'Flaherty (1974).

2.11. Durabilidade

A durabilidade é um fator economicamente imprescin-

dível no projeto de base e sub-bases de uma estrada.

Estudos feitos por Villar, Ferreira e Lucena, em (1982), indicam que, se tratando de solos lateríticos, não é economicamente viável selecionar o teor de cimento, baseando-se na resistência à compressão simples. Deve-se levar em conta, portanto, o teor indicado pela perda de massa, uma vez que pelas normas da ABCP, o solo-cimento, o fator que deve prevalecer é a durabilidade, mesmo que a compressão simples máxima encontrada seja inferior a mínima especificada.

Villar (1985), estudando 9 solos lateríticos da região Norte/Nordeste, verificou que, à medida que o teor de cimento era acrescido havia uma menor perda de massa, por conseguinte, uma maior durabilidade.

Novamente, em 1986, Lucena, Ferreira e Villar salientam que o ensaio de durabilidade por molhagem e secagem se mostrou mais adequado para definir o teor de cimento a ser usado no solo laterítico.

Em países da África, com o seu clima quente, a estação chuvosa, provoca um intemperismo que modifica o solo e, por conseguinte, o pavimento das estradas. Portanto, o requerimento de durabilidade da mistura solo-cimento será satisfatório, se o solo estabilizado estiver de acordo com o requerimento mínimo de resistência, Moreover, Mole et alli (1967).

2.12. Influência dos Sesquióxidos sobre as Propriedades dos Solos Lateríticos

Os solos de clima tropical, solos lateríticos, devido ao processo de formação, apresentam uma estrutura granular, devido ao efeito aglomerante que envolve as partículas do solo, Ferreira et alli (1986). Para um melhor entendimento do significado dos sesquióxidos nos solos, geralmente, são usados os métodos de difração de raio-x e microscopia eletrônica, Townsend (1971) observou, através desses métodos, que os óxidos de ferro e alumínio hidratado revestem os constituintes argilosos dos solos lateríticos e ligam-se através de microagregações e que, também, são absorvidos sobre a superfície do argilomineral.

Estudos feitos através da análise granulométrica nos solos lateríticos foi possível comparar as curvas granulométricas dos solos em estado natural não remoldadas e condições de sesquióxido livre e que, após a remoção dos sesquióxidos, houve um aumento de finos nos solos, Townsend (1971).

Os solos lateríticos, devido ao intemperismo, são ricos em sesquióxidos. Portanto as propriedades de engenharia não podem ser completamente explicados. Todavia, através do óxido de ferro, devido às suas características cimentantes, é de suma importância nas propriedades de engenharia civil. Há, entretanto, certas limitações, em assegurar a completa função que o óxido de ferro pode representar no comportamento dos solos lateríticos, devido

à complexa forma, no qual ele pode ocorrer, i.e., estado cristalino, estado amorfo ou ambos, Carvalho (1985).

CAPÍTULO 3

MATERIAIS

3.1. Introdução

Os materiais em estudo nesta pesquisa são o cimento, água e os solos. No que diz respeito ao cimento, procuramos introduzir as suas principais características fundamentais, análise química e resistência à compressão. Com referência aos solos, serão apresentados um estudo geológico, clima e precipitações das três jazidas.

As propriedades químicas e mineralógicas destes solos foram obtidos por Chaves (1979), que utilizou os resultados das análises químicas, defração de raio-x, termogravimetria e microscopia eletrônica de varredura.

3.2. Cimento

Nesta pesquisa, foi utilizado o Cimento Portland Pozolânico, normalizado pela ABNT-NBR 5736.

A fabricação industrial de Cimento Pozolânico no Brasil iniciou-se em 1969, com um total de 42.910t, visando o aproveitamento de cinzas volantes da termoelétrica e charqueados no Rio Grande do Sul. Entretanto, desde 1964, que as cinzas volantes estão sendo pouco utilizadas em

substituição parcial ao cimento portland, para produção de argamassas e concretos, Gobetti e Scarrone (1969).

Os cimentos pozolânicos apresentam as seguintes características fundamentais, Massazza (1976).

- a) basicidade total mais baixa devido a menor proporção de hidróxido de cálcio disponível no cimento.
- b) resistência mecânica, em geral mais alta, a idades longas, comparadas com o cimento portland comum.
- c) baixo calor de hidratação
- d) aumento da resistência dos sulfatos
- e) inibição da expressão por reação álcali-agregado.

Segundo Kihara e Esper (1986), os cimentos pozolânicos podem superar os inconvenientes dos cimentos portland comuns, como também apresentar vantagens adicionais e benéficas ao concreto, que são:

- a) baixo calor de hidratação. Minimização de ocorrência de fissuras.
- b) melhor trabalhabilidade.
- c) Inibição da expansão devido à reação álcalis-agregado.
- d) permeabilidade - fecha mais rapidamente os poros do concreto.
- e) Favoreceu o aumento do módulo de elasticidade, hidratação mais prolongada.
- f) Resistência à compressão nas primeiras idades <

cimento portland mas nas idades acima de 50 dias a resistência poz > CPC.

g) maior resistência aos sulfatos.

3.2.1. Cimentos Pozolânicos Brasileiros

Os cimentos pozolânicos, de acordo com a especificação NBR 5736, admitem de 15% a 40% de adição de pozolanas nos de classes 25 e 32. Atualmente, são quatorze as unidade produtoras regulares de cimentos portland pozolânicos brasileiros (Quadro 02), todos de classe 32, contendo pozolanas de naturezas distintas, segundo a disponibilidade regional.

O cimento portland pozolânico, utilizado nesta pesquisa, foi da fábrica Nassau do R.G.N., cuja composição química se encontra no Quadro 03. As características de Resistência Finura e Massa Específica podem ser vistas no Quadro 04. O gráfico do ensaio de pozolanicidade é apresentado na Figura 01.

Material: Cimento portland pozolânico		Marca: "Nassau - RN"	
Procedência: Fábrica		Classe: 32 Tipo: POZ	
Amostra coletada em: 09.05.89 por: ITEP			
ANÁLISE QUÍMICA	%	COMPOSIÇÃO POTENCIAL ("ASTM C 150")	%
Perda ao fogo (NBR 5743)	3,68	Silicato Tricálcico-C ₃ S .	-
Dióxido de Silício total SiO ₂ (NBR 9203)	30,61	Silicato dicálcico-C ₂ S ..	-
Óxido de alumínio - Al ₂ O ₃ (NBR 9203)	9,92	Aluminato tricálcico - C ₃ A	-
Óxido de ferro - Fe ₂ O ₃ (NBR 9203).	3,33	Ferro-aluminato tetracálcico - C ₄ AF	-
Óxido de cálcio total - CaO (NBR 9203)	44,60	Sulfato de cálcio-CaSO ₄ ..	4,06
Óxido de magnésio - MgO (NBR 9203)	1,09	MÓDULOS	
Anidrido sulfúrico - SO ₃ (NBR 5745)	2,39		
Óxido de sódio - Na ₂ O (NBR 5747).	1,95	- Hidráulico	
Óxido de potássio - K ₂ O (NBR 5747)	2,20	$\left[\frac{\text{CaO} - 0,7 \text{SO}_3}{\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3} \right]$	-
Enxofre - S (NBR 5746)	-		
.....	-		
.....	-	- Sílica	
Resíduo insolúvel (NBR 8347)	19,42	$\left[\frac{\text{SiO}_2}{\text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3} \right] ..$	-
Óxido de cálcio livre (NBR 7227).	0,81		
Equivalente alcalino em Na ₂ O (0,658 x k ₂ O% + Na ₂ O%).....	3,40	- Alumina	
		$\left[\frac{\text{Al}_2\text{O}_3}{\text{Fe}_2\text{O}_3} \right] ..$	-

QUADRO 03— ANÁLISE QUÍMICA DO CIMENTO PORTLAND POZOLÂNICO.

Material: Cimento Portland Pozolânico	Marca: "Nassau-RN"
Procedência: Fábrica	Classe: 32 Tipo: POZ
Amostra coletada em: 09.05.89 por: ITEP	

Finura (NBR 7215)	Índice de finura: 1,0%	Água de pasta de consistência normal 31,0%	
Finura (NBR 7224)	Área específica: 445 m ² kg ⁻¹	Tempos de pega (NBR 7215)	Início de pega 2 h 35 min Fim de pega .. h .. min
Massa específica (NBR 6474)	Massa específica: 2,88 Mg m ⁻³	Expansabilidade (NBR 7215)	A frio 2,0 mm A quente 0,0 mm

Ensaio de compressão realizado em máquina de classe I segundo verificação realizada em: 20.10.1988 pela norma (NBR 6156)	Corpo de prova nº	Resistência à compressão (NBR 7215) em MPa* aos			Calor de hidratação, em Jg ⁻¹ pelo método de:	
		3 dias	7 dias	28 dias	Dissolução (NBR 8809)	Langavant (AFNOR P 15-436)
	01	20,6	28,6	37,1	Dissolução (NBR 8809)	Langavant (AFNOR P 15-436)
	02	21,6	27,7	36,5		
	03	21,2	26,8	37,0	a .. dias: .. a .. dias: .. a .. dias: .. a .. dias: ..	a .. horas: .. a .. horas: .. a .. horas: .. a .. horas: ..
	04	21,2	27,4	36,0		
	05	20,6	27,5	36,3		
	06	21,0	27,1	37,1		
	Média	20,9	27,6	36,7		
	D.R.M.** (%)	1,4	4,3	1,0		

** Desvio Relativo Máximo

* (1 MPa = 10,197 Kgf/cm²)

QUADRO 04 - DADOS SOBRE FINURA, MASSA ESPECÍFICA, TEMPOS DE PEGA, EXPANSABILIDADE E RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CIMENTO PORTLAND POZOLÂNICO.

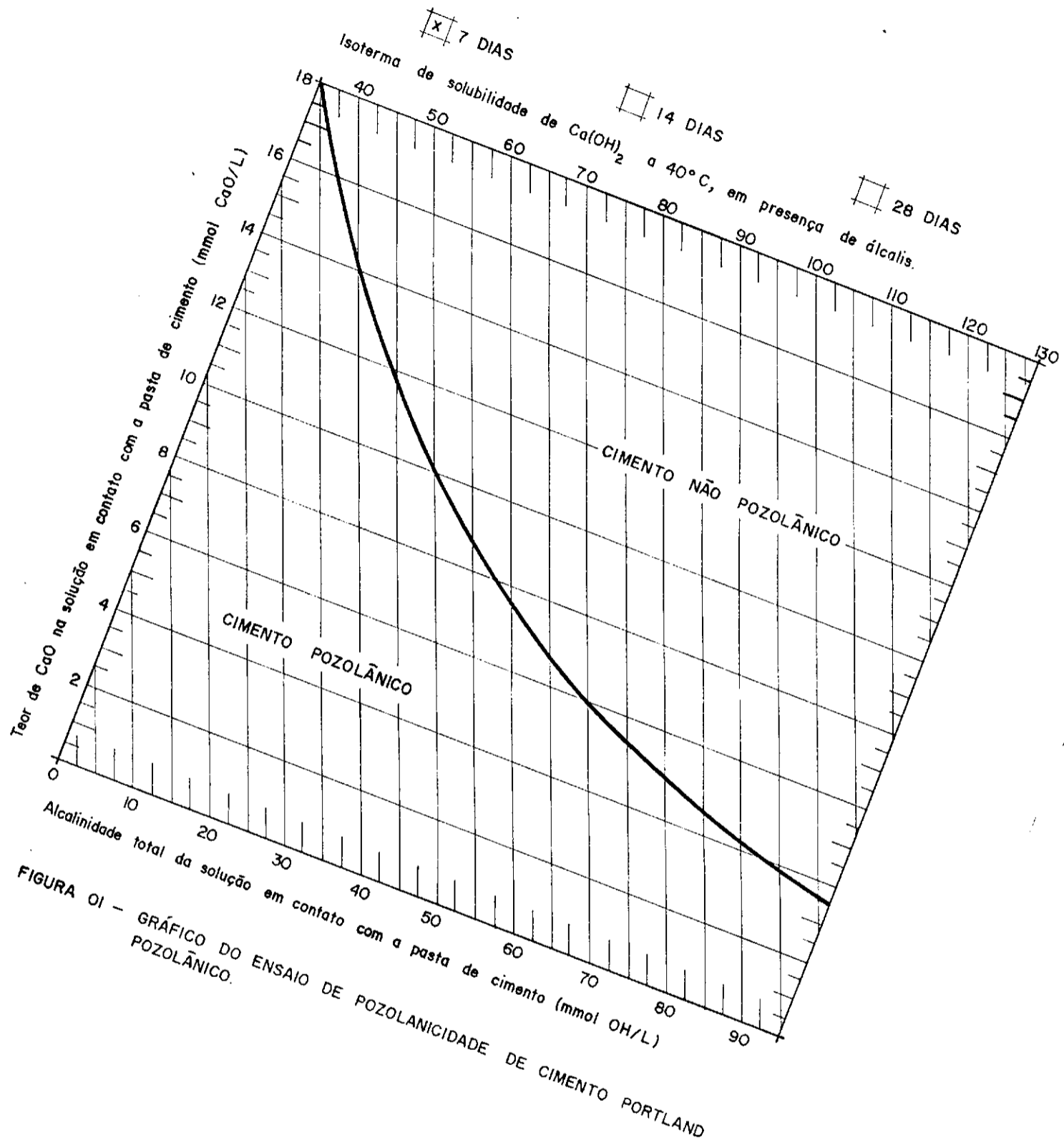


FIGURA 01 - GRÁFICO DO ENSAIO DE POZOLANICIDADE DE CIMENTO PORTLAND POZOLÂNICO.

Fabrica	UF	Natureza da pozolana presente	Classificação
1	MA	Rocha Vulcânica	N
2	RN	Rocha Vulcânica	N
3	CE	Rocha Vulcânica	N
4	PB	Argila Calcinada	N
5	PE	Rocha Vulcânica	N
6	PE	Argila Calcinada	N
7	SP	Cinza Volante	C
8	PR	Cinza Volante e outras cinzas	C e E
9	PR	Cinza Volante	C
10	PR	Cinza Volante e outras cinzas	C e E
11	SC	Cinza Volante	C
12	RS	Cinza Volante e outras cinzas	C e E
13	RS	Cinza Volante e outras cinzas	C e E
14	RS	Cinza Volante e outras cinzas	C e E

(*) Especificação de materiais pozolânicos - CE 18:1.13/ABNT (em estudo).

Classe N: pozolanas naturais (certos materiais vulcânicos ácido, cherts silicosos, terras (diatomáceas) e argilas calcinadas.

Classe C: cinzas volantes.

Classe E: pozolanas que não preenchem os requisitos das classes anteriores.

Quadro 02 - Unidades Produtoras de Cimentos Pozolânicos.

3.3. Solos

Os solos, em estudo nesta pesquisa, são oriundos de três jazidas, situadas ao longo da BR-101, no trecho que liga o Estado do Rio Grande do Norte com a Paraíba. A figura 2 mostra a posição geográfica destas jazidas.

A hidrologia existente na faixa sedimentar costeira do litoral norte, em face de significantes fontes, verifica-se a ocorrência de filetes d'água permanente nos baixos cursos dos rios durante o período seco. No litoral

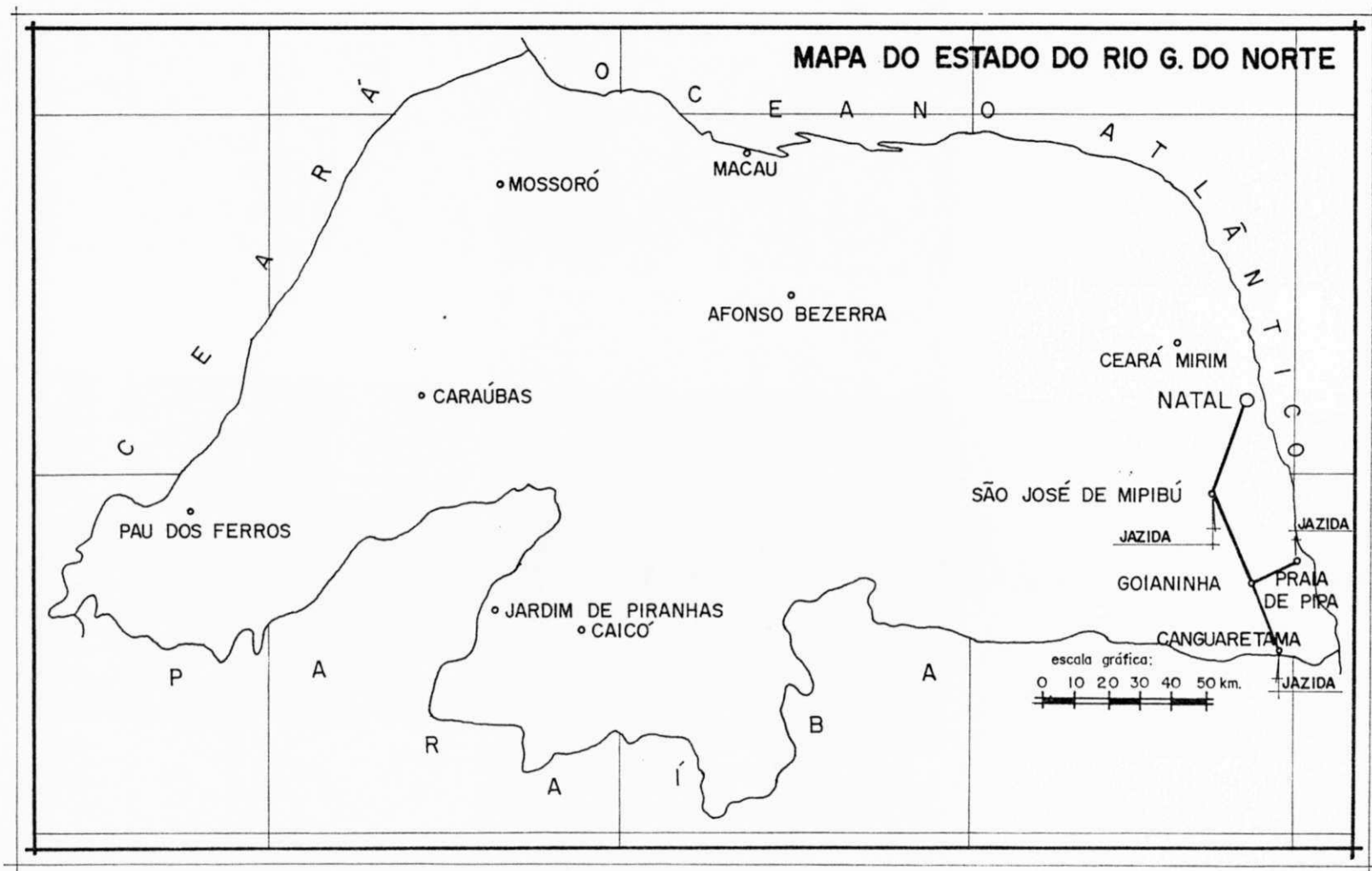


FIGURA 02 — LOCALIZAÇÃO GEOGRÁFICA DAS JAZIDAS SELECIONADAS.

leste, os rios são perenes apenas em baixos cursos, por influência do clima úmido vigente na faixa costeira oriental.

As jazidas selecionadas encontram-se numa mesma zona fisiográfica, zona do litoral e apresentam as mesmas características de clima e relevo, SUDENE (1972).

O relevo da área litorânea, praias, dunas, mangues, várzeas e terraços fluviais, baixo platôs no litoral leste, onde se localizam as jazidas selecionadas.

No estado do Rio Grande do Norte, encontra-se, segundo Koppen, os seguintes tipos climáticos, Aw', As', Bsw'h e Bbs'h.

As jazidas estão no tipo climático As', clima tropical chuvoso, com verão seco. A estação chuvosa se adianta para outono.

As precipitações pluviais da zona do litoral decrescem rapidamente na direção de Touros, observando-se em Natal uma precipitação total anual em torno de 1512,6 mm e, em Touros, de 877,2 mm.

A geologia das jazidas correspondem a terrenos sedimentares, período terciário, grupo barreira, formação Macaíba e Guarapes. Esta formação apresenta-se com aspecto de tabuleiros, morfologicamente muito uniformes, porém com grande variação em relação a granulometria dos sedimentos, SUDENE (1972).

3.3.1. Identificação e coleta das amostras

As amostras receberam a denominação do município, onde as jazidas foram localizadas, que são: São José de Mipibu, Pipa e Canguaretama. Eles foram coletados nos horizontes B e/ou C, nos taludes verticais e, posteriormente, transportados para o laboratório com cuidados especiais, para evitar a perda de finos de forma de não modificar as suas propriedades físicas.

3.3.2. Jazida de São José de Mipibu

A Jazida de São José de Mipibu está localizada à margem esquerda da Rodovia BR-101, a 36km da cidade de Natal-RN.

Na análise química, a sílica (SiO_2) apresentou-se com maior teor na subfração "solo", cujo diâmetro médio corresponde ao tamanho areia e na subfração "concreção" no tamanho silte. O teor de alumina (Al_2O_3) é predominante no tamanho silte para a subfração "solo", e argila para subfração "concreção". O teor de ferro (Fe_2O_3) mais elevado está na subfração "solo", no diâmetro correspondente aos pedregulhos e, no tamanho silte, para as "concreções". A relação molecular sílica/sesquióxido (S/R) diminui com a diminuição do tamanho médio das partículas dos subfrações "solo" e "concreções". Chaves (1979).

A análise mineralógica, resultante da difração de raios-x e termogravimetria, apresenta a caulinita com

vários graus de desordem, sendo pobremente cristalizada. Também, foi observado a presença de quartzo em todas as sub-fracções maiores do que dois microns. Verifica-se a presença de goetita, hematita e componentes amorfos, representados pela sílica, alumina e ferro amorfos. Chaves (1979).

3.3.3. Jazida de Pipa

A Jazida de Pipa está localizada à margem esquerda da rodovia BR-101, a 8 Km da cidade de Goianinha, na estrada que liga Goianinha a Pipa.

Na composição química, foi verificado um teor máximo de sílica (SiO_2) na subfracção "solo", no diâmetro médio, equivalente as áreas e para subfracção "concreção" correspondente ao tamanho silte. O maior teor de ferro foi verificado na subfracção "concreção", no tamanho argila e na subfracção "solo", no tamanho pedregulho. O teor de alumina (Al_2O_3) mais elevado foi observado nos diâmetros equivalentes ao tamanho silte para a subfracção "solo", e tamanho argila para subfracção "concreção". A relação sílica/sesquióxido (S/R) diminui com a diminuição do tamanho das partículas.

Na composição mineralógica, foi encontrado no argilomineral, mineral caulinita em vários graus de desordem, como também, foi detectado a presença de goetita e quartzos em todas as subfracções de "solo" e "concreções".

A microestrutura apresentou quartzo cimentado e ru-

goso, com a superfície bastante desgastada. Este solo é caracterizado por uma constante cimentação de quartzo por óxido de ferro, provavelmente, mistura de goetita e hematita.

3.3.4. Jazida de Canguaretama

A Jazida de Canguaretama está localizada à margem esquerda da Rodovia BR-101, à 100m da divisa do Estado do Rio Grande do Norte com a Paraíba.

Na composição química, a maior porcentagem de sílica (SiO_2) foi encontrado na subfração correspondente aos diâmetros médios dos areais. O teor de ferro (Fe_2O_3) mostrou-se insignificante, estando a maior percentagem na subfração "solo", correspondente aos diâmetros das argilas. O mais alto teor de alumina (Al_2O_3) foi verificado no tamanho silte. A relação sílica/sesquióxido (S/R) decresceu em relação a diminuição do tamanho dos grãos.

A composição mineralógica apresenta quartzo em todas as subfrações de "solo" e "concreção".

Observa-se, também, a caulinita em vários graus de desordem e a goetita nas subfrações de "solo" e "concreções".

A microestrutura apresenta partículas de quartzo rugoso, cimentado por óxido de ferro.

Em resumo, verifica-se que:

O teor de sílica, encontrado nas subfrações de "solo", é, predominantemente, nos tamanhos equivalentes as

areias e no tamanho silte para as concreções. O teor de alumina é preponderante no tamanho silte para a fração "solo" e tamanho argila para "concreção". O teor de ferro mais elevado encontra-se nos diâmetros referentes aos pedregulhos para a fração "solo" e argila para a fração "concreção".

A análise mineralógica, de uma maneira geral, apresenta o argilomineral mineral caulinita com um acentuado grau de desordem. Observa-se, também, a presença de quartzo, goetita e componentes amorfos.

A análise de microestrutura apresenta o quartzo como um material bastante cimentado, o que se verifica a existência de óxido de ferro, alumina e amorfos.

3.4. Água

A água destilada foi utilizada em todos os ensaios, a fim de evitar a introdução de mais variáveis na pesquisa.

CAPÍTULO 4

MÉTODOS DE ENSAIOS

4.1. Introdução

O estudo dos solos tropicais apresentados seguem métodos de ensaios previamente normalizados e, por conseguinte, serão apenas citados, entretanto, quando alguma modificação foi introduzida, o método, então, será apresentado integralmente.

No presente trabalho, os solos foram analisados tanto no estado natural como também misturados com o aditivo cimento pozolânico.

A caracterização foi realizada com o solo no estado natural e os ensaios específicos da pesquisa como: Compactação, Índice Suporte Califórnia, Resistência a Compressão Simples e Durabilidade por Molhagem e Secagem no sistema solo-cimento.

O processo de preparação das amostras, bem como o desenvolvimento da pesquisa, são mostrados no fluxograma da figura 3.

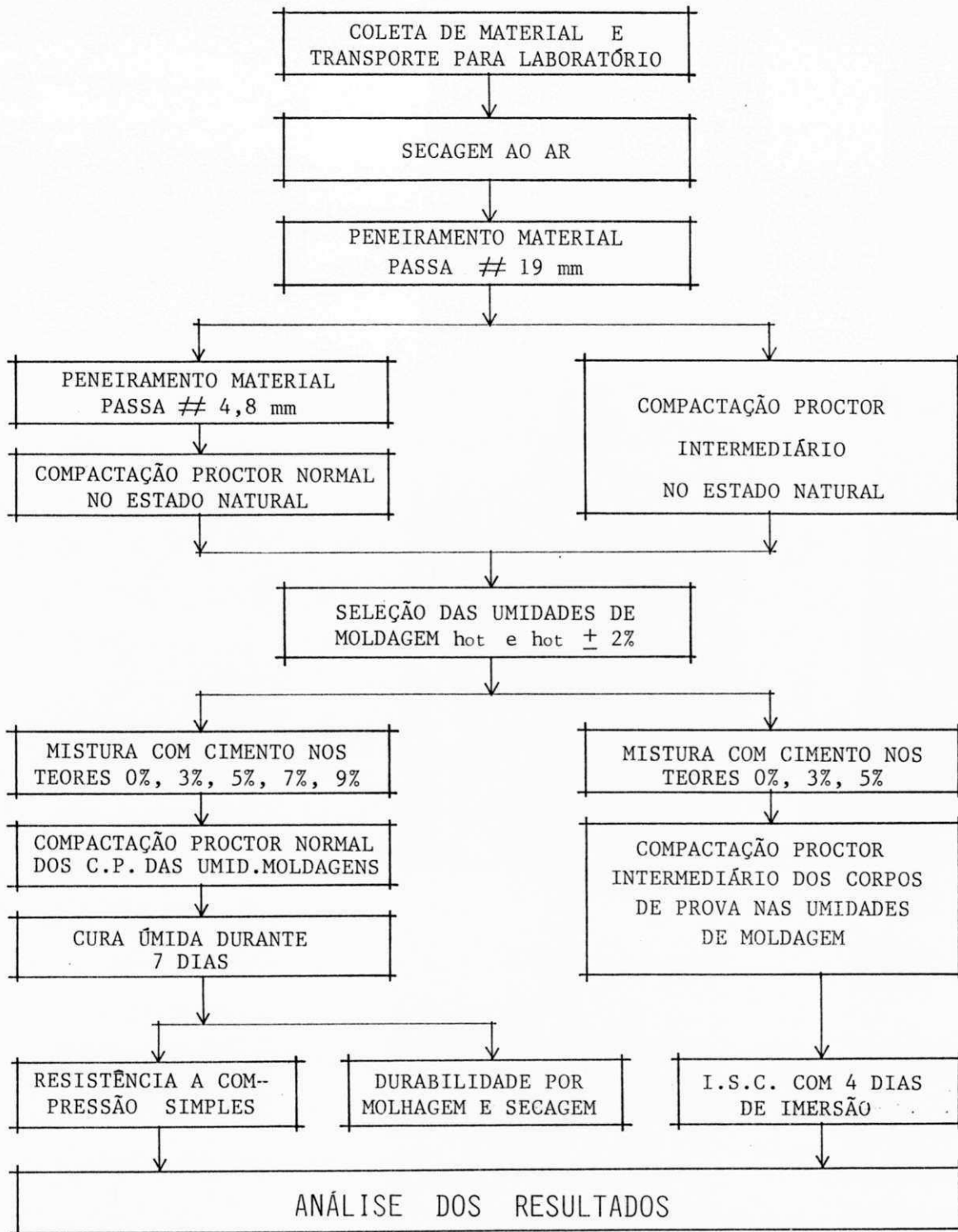


FIGURA 03 - FLUXOGRAMA DA PESQUISA

4.2. Preparação das Amostras para os Ensaios de Caracterização

As amostras, após coletadas no campo, foram levadas para o laboratório e expostas ao ar para secar. Em seguida, colocadas no quarteador de amostras, separando em partes iguais. Posteriormente, desagregados os torrões, e por fim, medindo-se as umidades higroscópicas.

As amostras utilizadas nos ensaios de caracterização, como: Análise Granulométrica Peneiramento e Sedimentação, Massa Específica Real dos Grãos, Limite de Liquidez e Limite de Plasticidade foram preparados de acordo com o método de ensaio DNER (1972) ME - 41/63.

4.3. Massa Específica Real dos Grãos

A Massa Específica Real dos Grãos foi realizada de acordo com o método de ensaio DNER (1972) ME-93-64. Para cada solo, foram realizados três determinações.

4.4. Análise Granulométrica dos Solos

A determinação do diâmetro dos grãos dos solos estudados procedeu-se em combinação da análise peneiramento e sedimentação, em consonância com o método de ensaio DNER (1972) ME-5164. Para cada solo, foram feitas três determinações.

4.5. Limite da Liquidez

O Limite da Liquidez dos solos estudados procedeu-se em consonância com a recomendação do método de ensaio DNER (1972) ME-4471. Para cada solo, foram realizadas três determinações.

4.6. Limite da Plasticidade

A determinação do limite de plasticidade foi realizada em consonância com o preconizado pela norma da DNER (1972) ME-8263. Os resultados reportados são uma média aritmética, que não difere de mais ou menos 5% dos valores obtidos isoladamente.

4.7. Absorção dos Grãos de Pedregulho

A determinação da absorção dos grãos de pedregulho, retidos na peneira de 4,8mm, foram feitos de acordo com ABNT (1968) MB-29.

4.8. Compactação dos Solos Proctor Normal

Os solos pesquisados foram compactados no estado natural, no qual determinamos a massa específica seca máxima (γ_{smax}) e a sua umidade ótima (w_{opt}), de acordo com o método de ensaio ABNT (1968) MB-33.

4.9. Seleção dos Teores de Cimento para Ensaio de Compactação

De acordo com os resultados obtidos dos ensaios de caracterização: granulometria, limites de liquidez e plasticidade, dos ensaios de compactação e das tabelas e gráficos obtidos pela ABCP (1980), selecionou-se um teor de cimento mais provável para cada solo. A partir deste dado, escolhemos um teor abrangente a todos os solos.

Com o teor selecionado, foram escolhidos quatro teores, que estariam defasados de 2%, que são: 3%, 5%, 7% e 9% mais 0% (solo no estado natural), todos em relação ao peso seco do solo.

4.10. Seleção das Umidades de Moldagens

As umidades de moldagens para os solos pesquisados foram a unidade ótima (hot) e $\pm 2\%$ em relação a unidade ótima de cada solo. Este procedimento é para verificar o comportamento do solo, quando misturado com cimento, nos ramos seco e úmido da curva de compactação.

4.11. Ensaio de Compactação do Sistema Solo-Cimento

O ensaio de compactação do sistema solo-cimento segue a metodologia preconizada pela ABCP (1980), método SC-1, cuja aparelhagem é análoga ao da ABNT (1968) MB-33, com uma modificação feita na execução do ensaio, onde é considerada

a fração de solo que fica retida na peneira de 4,8mm. O processo de execução segue o ensaio de compactação da AASHO, onde o peso retido na peneira de 19mm é substituído em peso de grãos retido em peneira de 19mm por igual peso de grãos retidos na peneira de 4,8mm e passando na 19mm.

A execução do ensaio de compactação segue, basicamente, o seguinte roteiro:

- a) Juntar ao solo uma quantidade de cimento determinada previamente e misturar, até obter uma coloração uniforme.
- b) Adicionar água e homogeneizar
- c) Compactar a mistura em três camadas iguais, com 25 golpes por camada.
- d) Remover o corpo de prova do cilindro de moldagem através de um extrator e pesar.
- e) Cortar o material compactado e retirar uma amostra para a determinação da umidade.
- f) Destorroar o corpo de prova e proceder novamente os passos anteriores.

4.12. Moldagem dos Corpos de Prova do Sistema Solo-Cimento

Os corpos de prova, em número de três, são moldados na umidade ótima (hot) e $\pm 2\%$, em relação a umidade ótima, do ensaio de compactação no estado natural e nos teores de cimento 3%, 5%, 7% e 9%, adotados na pesquisa, que serão utilizados nos ensaios de Durabilidade por Molhagem e Secagem e Compressão Simples. A sua metodologia segue as normas

SC-3 ABCP (1980).

4.13. Cura dos Corpos de Prova

A cura dos corpos de prova dos ensaios de Compressão Simples e Durabilidade por Molhagem e Secagem foi realizada numa câmara úmida durante 7 dias, a uma temperatura ambiente de 21°C.

4.14. Ensaio de Durabilidade por Molhagem e Secagem

Os corpos de prova, utilizados neste ensaio, passam por um processo de escovamento, molhagem e secagem, cujo período de tempo é de 48 horas, tempo necessário para desenvolver um ciclo.

Após 12 ciclos, os corpos de prova são colocados em uma estufa a 110°C de temperatura, até constância de peso. O método de ensaio segue as normas SC-3 ABCP (1980).

4.15. Ensaio de Resistência e Compressão Simples

Para o ensaio de RCS, utilizamos uma prensa Pavivest, elétrica, com velocidade de 1,27mm/min, adaptada com um prato de diâmetro equivalente aos do corpo de prova, como mostra a fotografia 1 e 2.

Para cada teor de cimento e umidade de moldagem, foram usados três corpos de prova e que não podiam diferir de \pm

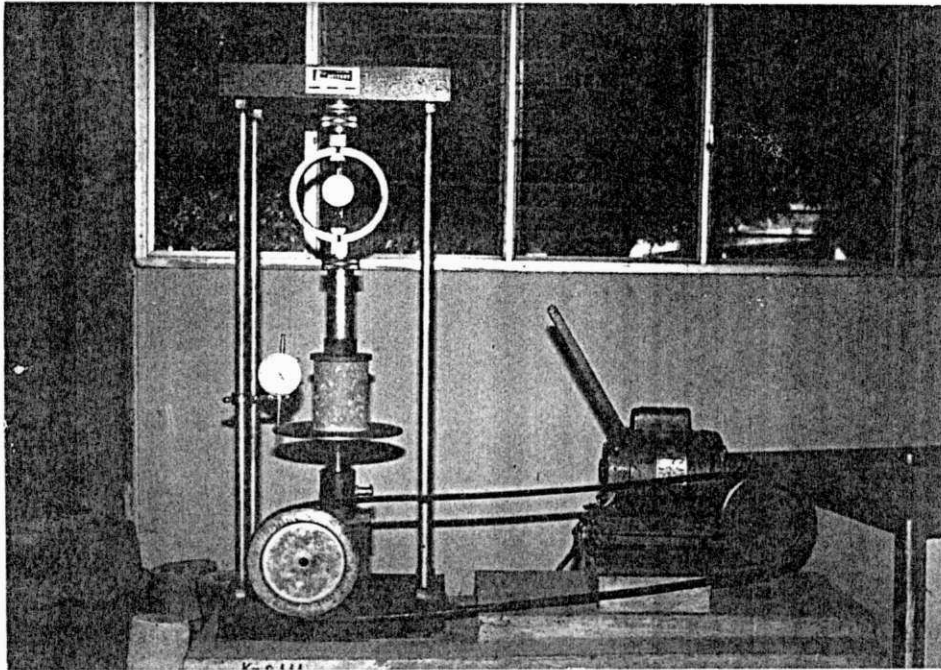


Foto 1 - Prensa Pavivest com Velocidade de 1,27 mm/min utilizada na determinação da R.C.S.

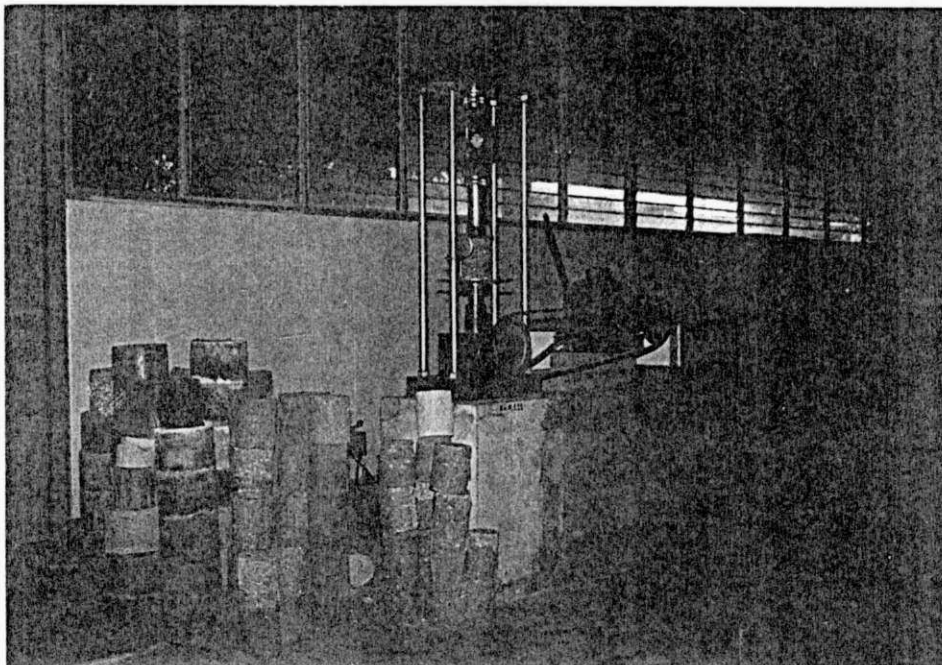


Foto 2 - Prensa Pavivest com Velocidade de 1,27 mm/min utilizada na determinação da R.C.S.

10% no valor medido na resistência. A metodologia do ensaio segue as normas SC-4 ABCP (1980).

4.16. Ensaio de Compactação Proctor Intermediário

Neste ensaio, procuramos determinar a densidade máxima (s_{max}) e umidade ótima (hot) dos solos estudados, de acordo com o método preconizado pelo DNER(1972) ME-48/64 método B.

4.17. Moldagem dos Corpos de Prova do Sistema Solo-Cimento para o ensaio Proctor Intermediário

Os corpos de prova foram moldados na densidade máxima e umidade ótima e $\pm 2\%$ em relação a umidade ótima, do ensaio de compactação proctor intermediário, nos teores 3% e 5% de cimento e no estado natural 0% de cimento, que serão utilizados no ensaio ISC. A moldagem segue toda metodologia do DNER (1972) ME 48-64, diferindo apenas no acréscimo dos teores de cimento na hora de misturar e homogeneizar o solo estudado.

4.18. Ensaio Índice Suporte Califórnia

Neste ensaio, procuramos determinar a resistência à penetração e expansão dos solos pesquisados nas umidades e teores de cimento descritos anteriormente.

A prensa para medida de resistência foi uma Pavivest

Elétrica, com velocidade de 1,27mm/min.

A metodologia deste ensaio segue as normas preconizadas pelo DNER (1972) ME 50-64.

4.19. Área Específica

A área específica dos solos estudados foram realizados conforme o método de absorção de Azul de Metileno, descrita por Chen et alii (1974) e pelo método do Aparelho Blaise de Permeabilidade ao Ar, ABNT (1966) MB-348.

CAPÍTULO 5

RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.1. Introdução

Este Capítulo tem por finalidade apresentar, analisar e discutir os resultados obtidos durante toda a pesquisa. Estes resultados serão mostrados através de gráficos e quadros para uma melhor interpretação visual.

Inicialmente, foi analisada a caracterização dos solos através da Granulometria e Limites de Atterberg, uma vez que estes índices associados se enquadram num processo classificatório. Em seguida, serão discutidas as características de compactação, obtidas das energias correspondentes ao Proctor Normal e Intermediário.

Também serão apresentados os resultados referentes à Resistência à Compressão e Durabilidade por molhagem e secagem com solos compactados no proctor normal e Índice Suporte Califórnia, compactados no proctor intermediário. Vale salientar que todos os resultados acima descritos foram realizados com os solos no estado natural e com diversos teores de cimento adotados na pesquisa.

5.2. Caracterização e Classificação

No intuito de apresentar uma caracterização bem mais definida dos materiais estudados, em termos do seu enquadramento como solo de natureza laterítica, serão mostrados, não só resultados dos ensaios obtidos nesta pesquisa, através da Granulometria e Limites de Consistência, mas, também, os resultados das composições químicas e mineralógicas obtidas por Chaves (1979).

No solo de Canguaretama, observou-se, através dos resultados da Análise Granulométrica, que o mesmo contém 13,9% de pedregulho grosso mais fino, 71,7% de areia grossa mais fina e 14,4% de silte mais argila, sendo que apenas 2,4% são de material argiloso. Este material, quando ensaiado através dos Limites de Consistência, apresentou um Limite de Liquidez de 23%, não sendo possível a obtenção do Limite de Plasticidade, por conseguinte, é um material, cujo Índice de Plasticidade é denominado por $IP = NP$ (não plástico).

O solo de Mipibu na sua distribuição granulométrica apresenta 11,7% de pedregulho grosso mais fino, 62,1% de areia grossa mais fina e 26,2% de silte mais argila. O Limite de Liquidez deste solo foi de 24%, enquanto que o Limite de Plasticidade $L_p = 17\%$. O Índice de Plasticidade $I_p = 7\%$, o que indica que este material tem baixa plasticidade.

O solo de Pipa apresenta 35,7% de pedregulho grosso mais fino, 36,4% de areia grossa mais fina e 28% de silte

mais argila, sendo que 11,3% foram de material argiloso. Este solo apresentou um Limite de Liquidez $LL = 28\%$ e Limite de Plasticidade $Lp = 19\%$ obtendo um Índice de Plasticidade de $Ip = 9,0\%$.

Os resultados da Distribuição Granulométrica e Limites de Consistência dos solos estudados podem ser vistos no Quadro 05.

Analisando as curvas granulométricas destes três solos, verifica-se que os mesmos têm uma composição muito semelhante, típica de solos muito arenosos.

De acordo com a classificação proposta pela AASHO e com os resultados obtidos da granulometria e limites de consistência, estes solos se enquadram no grupo A2-4 (0), por conseguinte, materiais muito arenosos.

De certa maneira, procura-se, aqui, relacionar o comportamento granulométrico com a composição química destes solos, uma vez que, com a composição mineralógica, torna-se bastante difícil, devido os solos estudados apresentarem composição semelhante.

Os três solos apresentam percentuais de incidência de SiO_2 e Al_2O_3 bastante próximos. No entanto, diferem nos percentuais de Fe_2O_3 . O solo de Mipibu e Canguaretama apresentam percentuais de F_2O_3 mais próximo do que o solo de Pipa. Entretanto, o comportamento granulométrico de Mipibu se aproxima mais de Pipa do que de Canguaretama. Verifica-se, então, que não houve uma relação clara entre composição química e granulometria.

De acordo com os valores obtidos com a granulometria

JAZIDA	CONSISTÊNCIA (%)			GRANULOMETRIA (%)						CLASSIFICAÇÃO		TEOR CIMENTO (%) ABCP
	LL	LP	IP	PG	PF	AG	AF	S	A	AASHO	USCS	
CANGUARETAMA	23	-	NP	1,2	12,8	22,9	48,8	12,0	2,4	A2-4(0)	SC	5
S.J. MIPIBU	24	17	7,0	9,8	1,9	31,2	30,9	7,4	18,4	A2-4(0)	SC	6
PIPA	28	19	9,0	29,5	6,1	7,8	28,6	16,7	11,3	A2-4(0)	SC	7

QUADRO 05 - CARACTERIZAÇÃO, CLASSIFICAÇÃO E TEORES DE CIMENTO ADOTADOS PELA METODOLOGIA DA ABCP.

SIMBOLOGIA: PG - PEDREGULHO GROSSO . Partículas com diâmetro superior a 4,8 mm e inferior a 7,6 mm.

PF - PEDREGULHO FINO ... Partículas com diâmetro superior a 2,0 mm e inferior a 4,8 mm.

AG - AREIA GROSSA Partículas com diâmetro superior a 0,42 mm e inferior a 2,0 mm.

AF - AREIA FINA Partículas com diâmetro superior a 0,05 mm e inferior a 0,42 mm.

S - SILTE Partículas com diâmetro superior a 0,005 mm e inferior a 0,05 mm.

A - ARGILA Partícula com diâmetro inferior a 0,005 mm.

referentes as porcentagens de silte mais argila, os solos estudados podem ser dosados pela norma simplificada da ABCP, método B, uma vez que são solos arenosos e possuem materiais retidos na peneira de 4,8mm.

5.3. Características de Compactação

As características de compactação dos solos estudados, obtidos da curva de compactação, isto é, a relação entre massa específica aparente seca e teor de umidade, foram determinados, utilizando-se as energias correspondentes ao Proctor Normal MB-33 da ABNT (1968) e Proctor Intermediário DNER (1972) ME 49-74.

Os resultados dos ensaios Proctor Normal, traduzidos pelas massas específicas seca máxima e umidade ótima dos solos no estado natural e após a adição de vários teores de cimento, encontram-se representados nas figuras 4, 5, 6 e nos Quadros 6, 7 e 8.

Analisando os valores obtidos com os ensaios realizados com a energia de Proctor Normal, verifica-se que o solo de Canguaretama foi o que apresentou a mais alta massa específica aparente seca máxima $\gamma_{s \text{ max}} = 2053 \text{ Kg/m}^3$, em seguida, o solo de Mipibu $\gamma_{s \text{ max}} = 1915 \text{ Kg/m}^3$ e, posteriormente, o solo Pipa $\gamma_{s \text{ max}} = 1815 \text{ Kg/m}^3$. Estes resultados foram obtidos com o solo na umidade ótima e no estado natural, sem cimento.

Ficou evidenciado que, à medida que o cimento era adicionado aos solos, os efeitos após a compactação eram

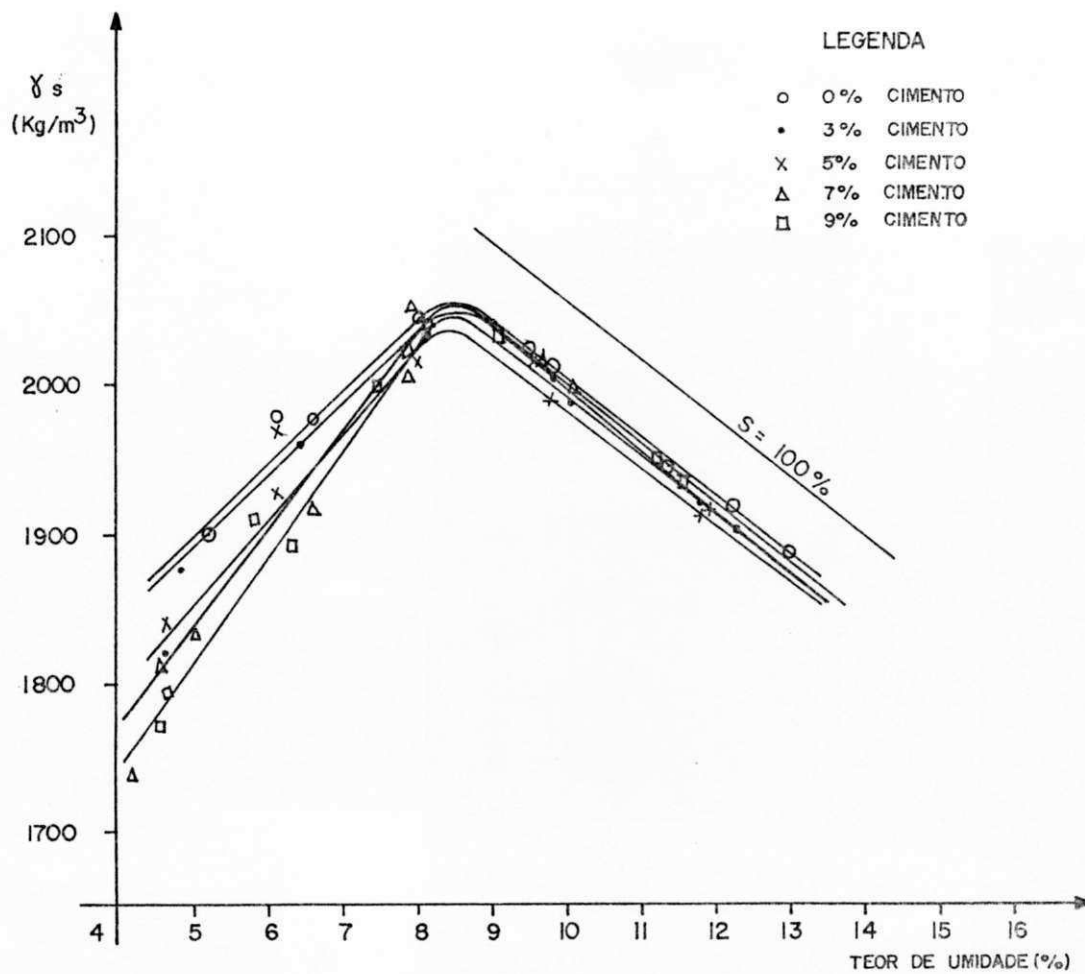


FIGURA 04 - RELAÇÃO ENTRE O TEOR DE UMIDADE E A VARIAÇÃO DE MASSA ESPECÍFICA APARENTE E SECA, NOS DIVERSOS TEORES DE UMIDADE - (SOLO CANGUARETAMA)

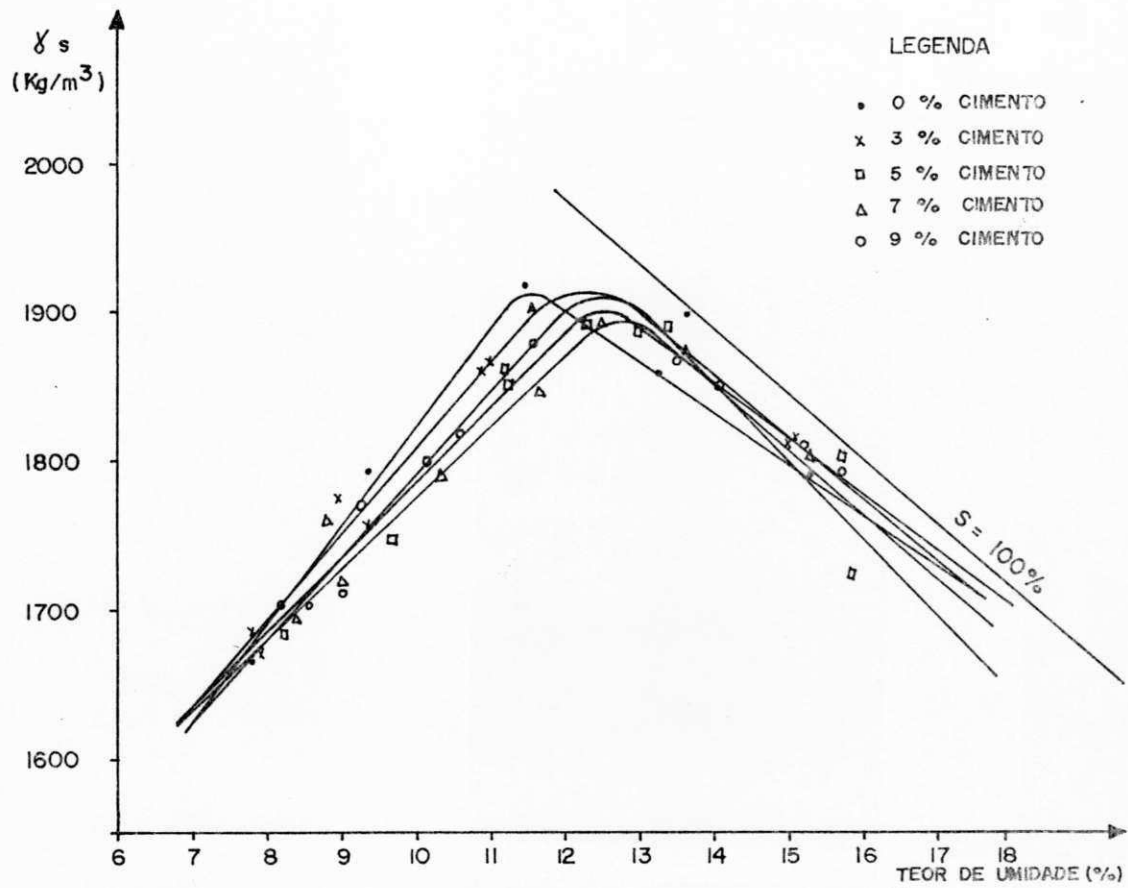


FIGURA 05 - RELAÇÃO ENTRE O TEOR DE UMIDADE E A VARIAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA, NOS DIVERSOS TEORES DE CIMENTO (SOLO S. JOSÉ DE MIPIBÚ)

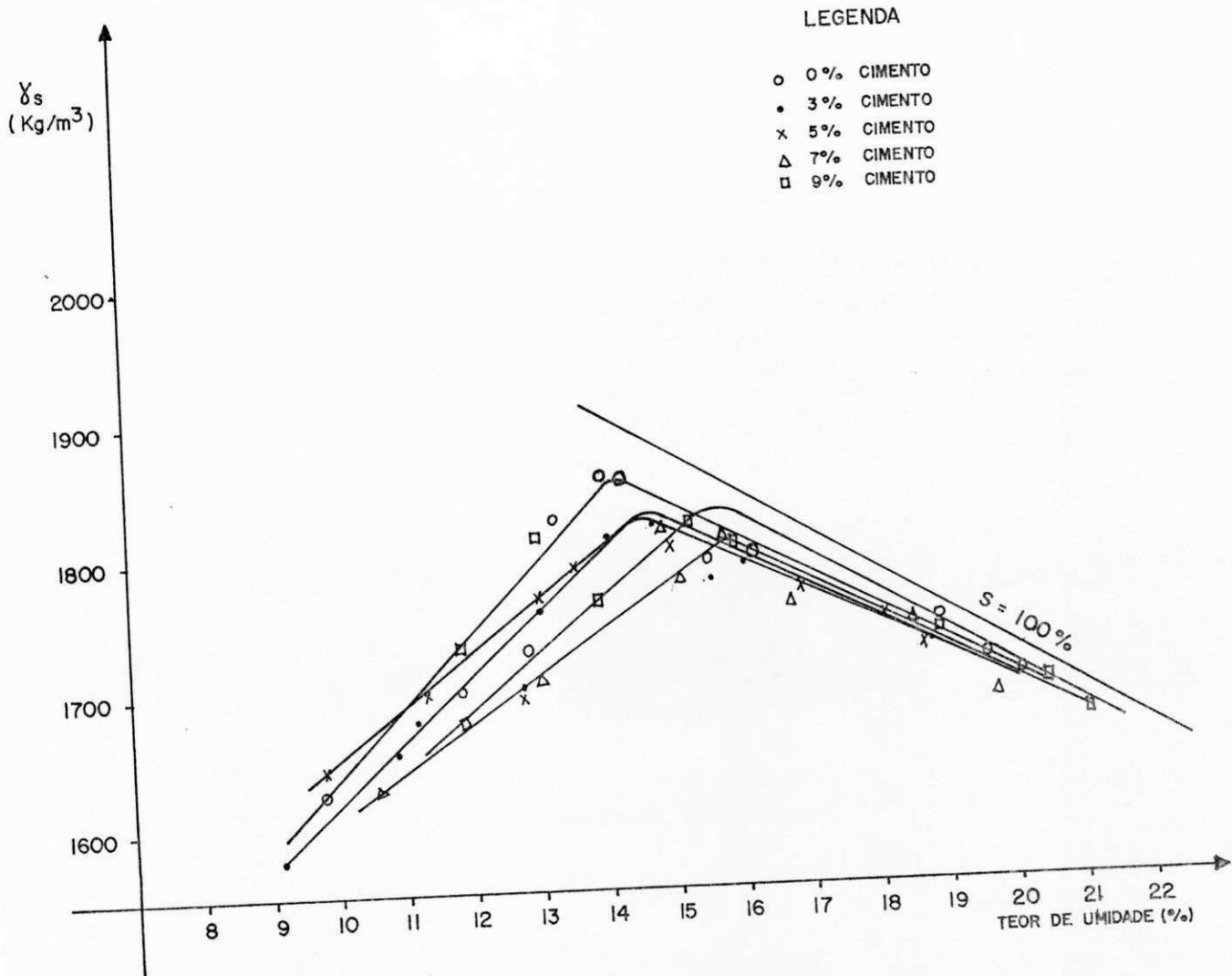


FIGURA 06 - RELAÇÃO ENTRE O TEOR DE UMIDADE E A VARIACÃO DA MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA, NOS DIVERSOS TEORES DE CIMENTO - (SOLO PIPA)

SOLO CANGUARETAMA								
% cimento	hot (%)	\checkmark_s máx (Kg/m ³)	h mol (%)	\checkmark_s mol (Kg/m ³)	RCS aos 07 dias (KPa)	Perda de massa após 12 ciclos (%)	RC Mínima admissível pela ABCP (KPa)	Perda de massa pela ABCP (%)
0	8,3	2053	6,4	1990	DDI	DDC	1970	14
			8,5	2041	DDI	DDC		
			10,3	1985	DDI	DDC		
3	8,5	2045	6,5	1992	1503	19,7		
			8,1	2046	1869	15,3		
			10,1	1986	1388	25,9		
5	8,5	2035	6,2	1959	2330	8,6		
			8,2	2036	4404	4,7		
			10,1	1976	1430	6,7		
7	8,7	2040	6,5	2006	3342	7,0		
			8,4	2038	4804	4,3		
			10,0	1979	1750	4,3		
9	8,7	2045	6,7	2009	3555	2,9		
			8,3	2044	7499	2,2		
			10,1	1971	3228	2,7		

QUADRO 06 - VALORES DE RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO SIMPLES AOS 7 DIAS DE CURA E PERDAS DE MASSA APÓS 12 CICLOS DE MOLHAGEM E SECAGEM.
 DDI - DESAGREGAÇÃO DOS C.P. DURANTE A IMERSÃO.
 DDC - DESAGREGAÇÃO DOS C.P. DURANTE OS CICLOS.

SOLO SÃO JOSÉ DE MIPIBÚ								
% cimento	hot (%)	χ_s máx (Kg/m ³)	h mol (%)	χ_s mol (Kg/m ³)	RCS aos 07 dias (KPa)	Perda de massa após 12 ciclos (%)	RC Mínima admissível pela ABCP (KPa)	Perda de massa pela ABCP (%)
0	11,50	1915	9,8	1898	DDI	DDC	2070	14
			11,60	1916	DDI	DDC		
			13,50	1882	DDI	DDC		
3	12,30	1910	10,40	1898	74	DDC		
			12,50	1910	213	DDC		
			14,50	1883	109	DDC		
5	12,50	1905	10,10	1894	88	DDC		
			12,80	1907	238	8,8		
			14,40	1873	150	12,4		
7	12,90	1895	10,20	1892	112	11,6		
			12,50	1911	346	5,6		
			14,50	1884	266	6,5		
9	12,60	1900	10,20	1864	145	8,7		
			12,40	1909	489	4,5		
			14,80	1853	283	4,7		

QUADRO 07 - VALORES DE RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO SIMPLES AOS 7 DIAS DE CURA E PERDAS DE MASSA APÓS 12 CICLOS DE MOLHAGEM E SECAGEM.
 DDI - DESAGREGAÇÃO DOS C.P DURANTE A IMERSÃO.
 DDC - DESAGREGAÇÃO DOS C.P DURANTE OS CICLOS.

SOLO PIPA								
% cimento	hot (%)	χ_s máx (Kg/m ³)	h mol (%)	χ_s mol (Kg/m ³)	RCS aos 07 dias (KPa)	Perda de massa após 12 ciclos (%)	RC Mínima admissível pela ABCP (KPa)	Perda de massa pela ABCP (%)
0	14,20	1851	12,5	1838	DDI	DDC	1950	14
			14,6	1849	DDI	DDC		
			16,5	1830	DDI	DDC		
3	14,60	1820	12,9	1832	233	23,0		
			14,5	1866	310	13,8		
			16,1	1793	211	26,3		
5	14,80	1825	12,4	1821	312	11,1		
			14,7	1870	428	5,5		
			16,7	1810	256	8,6		
7	15,80	1812	13,6	1837	556	6,2		
			15,6	1853	618	3,2		
			17,4	1808	317	3,8		
9	15,80	1830	13,5	1822	681	3,4		
			14,6	1842	732	2,3		
			17,3	1808	354	2,2		

QUADRO 08 - VALORES DE RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO SIMPLES AOS 7 DIAS DE CURA E PERDAS DE MASSA APÓS 12 CICLOS DE MOLHAGEM E SECAGEM.
 DDI - DESAGREGAÇÃO DOS C.P. DURANTE A IMERSÃO.
 DDC - DESAGREGAÇÃO DOS C.P. DURANTE OS CICLOS.

refletidos nas massas específicas aparente seca. De uma maneira geral, os solos apresentaram um pequeno decréscimo nos $\gamma_s \text{ max}$, para os teores de cimento adotado. Haja visto que o solo de Canguaretama foi o que menor influência sofreu após adição dos teores de cimento, apresentando um decréscimo de 18 Kg/m^3 . A Fig. 7 mostra, claramente, a tendência das massas específicas seca máxima, na umidade ótima com os teores de cimento.

Os solos estudados foram moldados nas umidades $\pm 2\%$ em relação a umidade ótima. Com relação a estas umidades, as massas específicas aparentes secas apresentaram valores alternados. O resultado obtido com o solo de Canguaretama, na umidade -2% , apresentou uma pequena diminuição nos γ_s , quando comparado com o $\gamma_s \text{ max}$, nos teores de cimento de 3% , que corresponderam a 54 Kg/m^3 , 5% corresponderam a 77 kg/m^3 , 7% corresponderam a 32 kg/m^3 e 9% corresponderam a 35 kg/m^3 e, em relação a umidade de mais 2% , a diferença nos γ_s para os teores de cimento foram: 3% corresponderam a 60 Kg/m^3 ; 5% corresponderam a 60 Kg/m^3 ; 7% corresponderam a 59 Kg/m^3 e 9% corresponderam a 73 Kg/m^3 . Para o solo do Mipibu, os valores obtidos com γ_s na umidade -2% , para os teores de cimento adotados, foram: 3% corresponderam a 12 Kg/m^3 ; 5% corresponderam a 13 Kg/m^3 ; 7% corresponderam a 19 Kg/m^3 e 9% corresponderam a 45 Kg/m^3 e na umidade $+2\%$ valores de γ_s para 3% corresponderam a 27 Kg/m^3 , 5% corresponderam a 34 Kg/m^3 ; 7% corresponderam a 27 Kg/m^3 ; e 9% corresponderam a 56 Kg/m^3 . Já para o solo de Pipa, os valores dos γ_s na

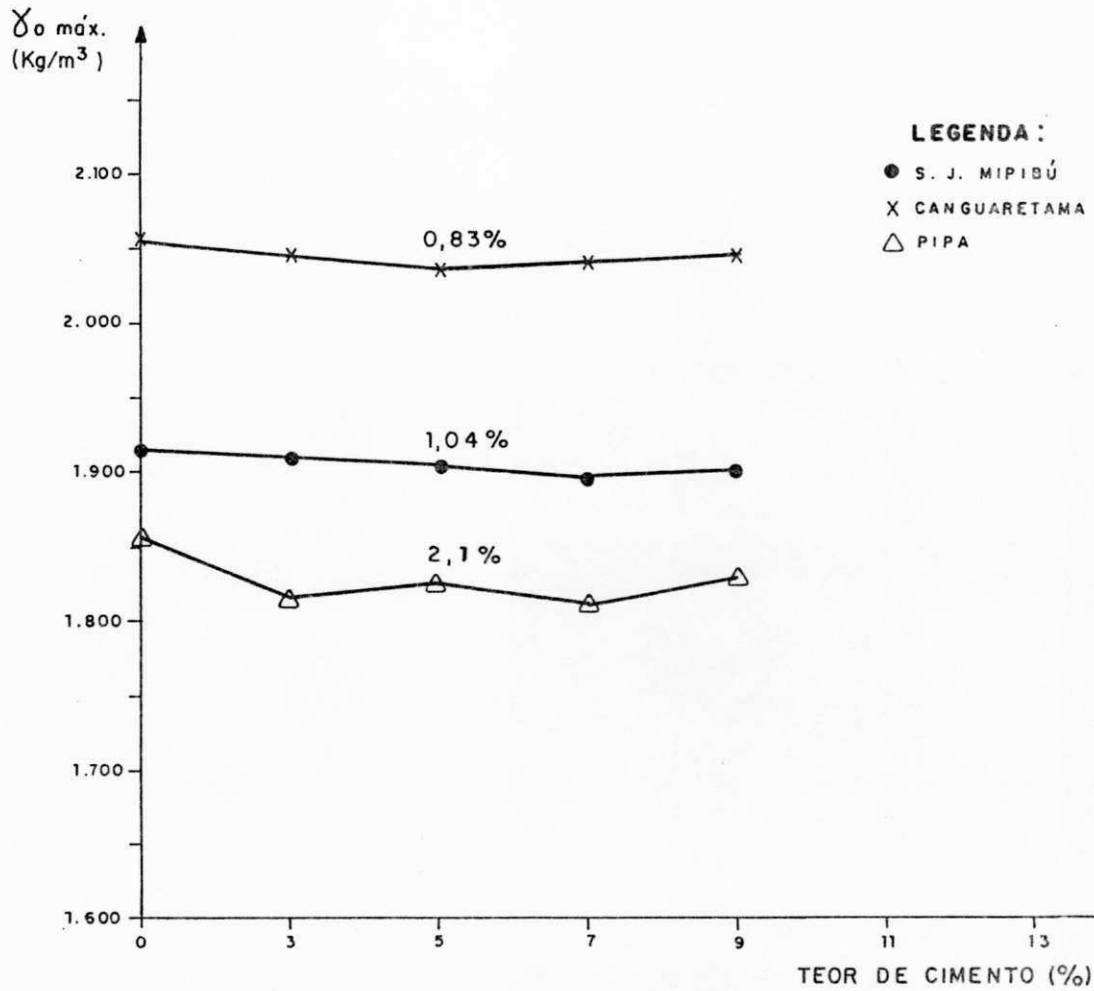


FIGURA 07 — RELAÇÃO ENTRE O TEOR DE CIMENTO E A VARIAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA. PROCTO NORMAL (SOLOS: MIPIBÚ, PIPA, CANGUARETAMA)

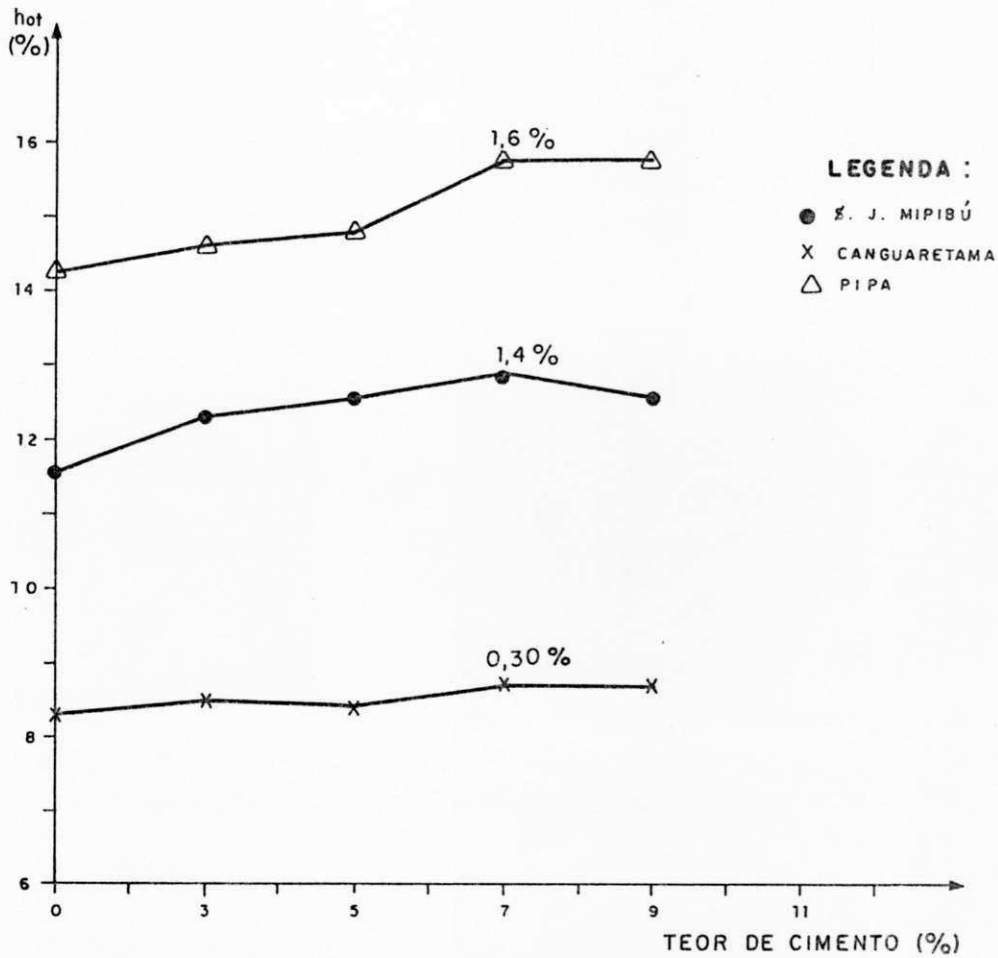


FIGURA 08 — RELAÇÃO ENTRE TEOR DE CIMENTO E A VARIAÇÃO DA UMIDADE ÓTIMA. PROCTOR NORMAL.

umidade +2% foram para 3% corresponderam a 34 Kg/m³, 5% corresponderam a 49 Kg/m³; 7% corresponderam a 16 Kg/m³; 9% corresponderam a 20 Kg/m³ e na umidade ±2%, os valores dos γ_s foram para 3% corresponderam a 73 Kg/m³; 5% corresponderam a 60 Kg/m³; 7% corresponderam a 45 Kg/m³; e 9% corresponderam a 34 Kg/m³. Analisando estes resultados, verifica-se que, para as umidades -2% abaixo da ótima, os solos apresentaram valores de γ_s mais próximos do γ_s max do que na umidade +2%.

Os solos de Canguaretama e Pipa alcançaram valores de massas específicas aparente seca na umidade ±2%; em torno da ótima acima de 30 Kg/m³. Enquanto que o solo de Mipibu produz, dentro da variação da umidade acima citada, valores de γ_s abaixo de 30 Kg/m³.

Segundo vários autores, a estrutura do ramo seco da curva de compactação apresenta-se floculada dando origem a s mais elevados do que no ramo úmido da curva de compactação, onde apresenta-se dispersa, isso para o mesmo desvio de umidade em relação a umidade ótima.

Quando foram analisados os efeitos do cimento nos solos compactados na energia Proctor Intermediário, verificou-se que as massas específicas aparente seca praticamente não sofreram alterações, entretanto, com relação as umidades ótimas, os solos apresentaram pequenos acréscimos. O solo de Canguaretama 0,7%, Mipibu 1,2% e Pipa 1,9%. Constata-se, aqui que os solos com maior porcentagem de teor de argila na sua granulometria retiveram maior porcentagem de água, isso, provavelmente, por terem esses

maiores áreas específicas. A Fig. 9 indica a tendência dos $\gamma_s \text{ max}$ nos diversos teores de cimento, enquanto que a Fig.10 mostra a tendência com as umidades ótimas.

Os solos compactados na energia do proctor normal, no estado natural, alcançaram valores da umidade ótima, Canguaretama $h_{ot} = 8,3\%$, Mipibu $h_{ot} = 11,50\%$ e Pipa $h_{ot} = 14,20\%$. Analisando estes resultados com os $\hat{\gamma}_{smax}$ obtidos nessas umidades, verificou-se que, para a mais baixa umidade, foi obtido o γ_{smax} mais alto e assim sucessivamente.

Quando estudou-se os efeitos da compactação dos solos, quando misturados com cimento nas umidades ótimas, verificou-se que todos os solos apresentaram um pequeno aumento no teor de umidade com o acréscimo do teor de cimento. Na Fig. 8, nota-se, claramente, a tendência desse comportamento. Observa-se, entretanto, que o solo de Canguaretama aumentou 0,3% da sua umidade natural, enquanto que no solo de Mipibu, o aumento foi de 1,4% e Pipa de 1,6%. Ola (1975), pesquisando os solos da África e Nigéria, admite que os solos, quando misturados com cimento e compactados, necessitam de um acréscimo de 1% a 2% de água, para a devida hidratação do cimento e estas porcentagens são supostamente acrescentadas aos solos para teores de cimento, na ordem de 2% a 4%.

Analisando os resultados dos solos compactados com o proctor intermediário, verificamos que as massas específicas aparente seca máximas foram maiores do que quando compactados na energia do proctor normal. Em

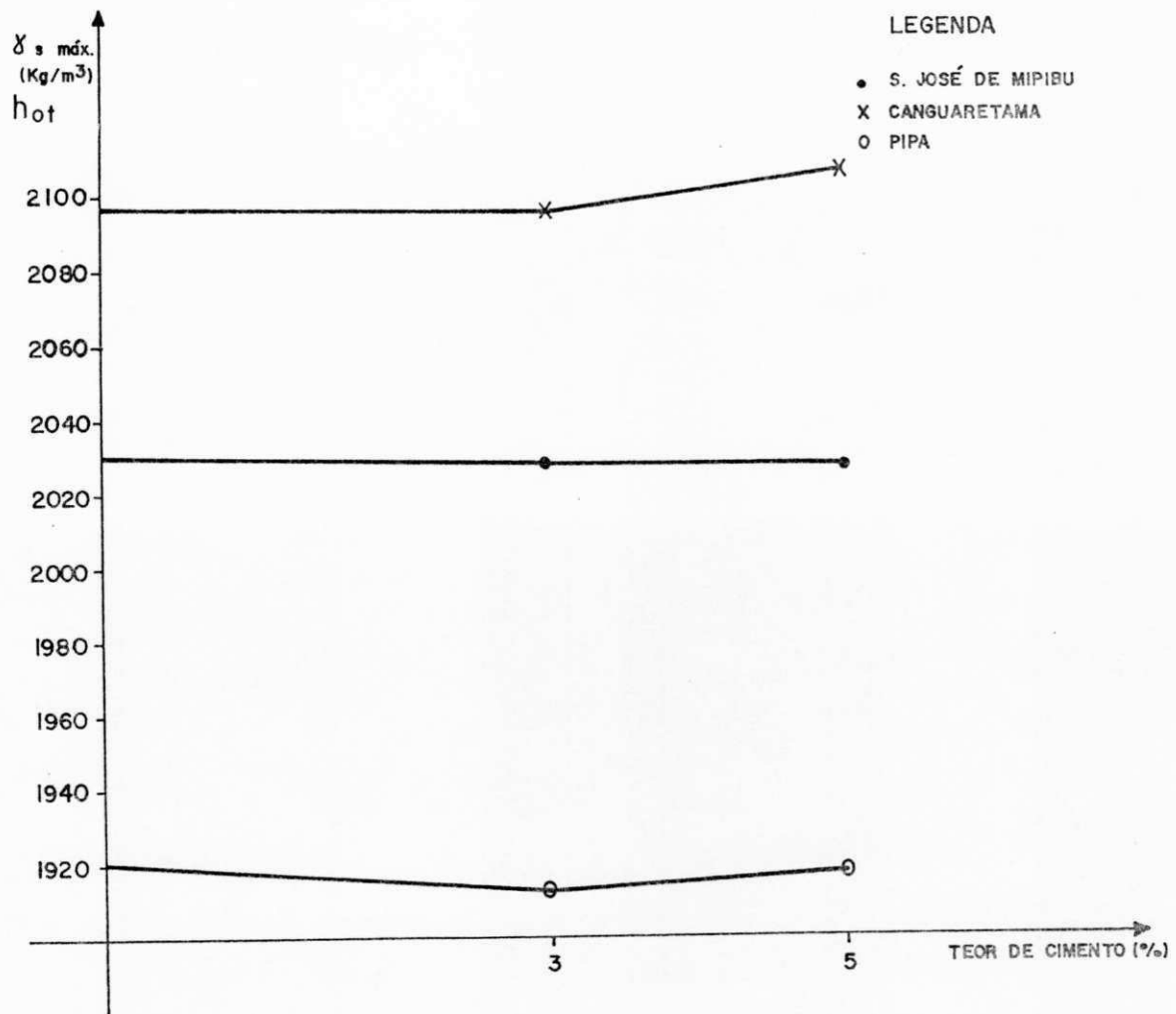


FIGURA 09 - RELAÇÃO ENTRE O TEOR DE CIMENTO E A VARIAÇÃO DE MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA (PROCTOR INTERMEDIÁRIO), NA UMIDADE ÓTIMA.

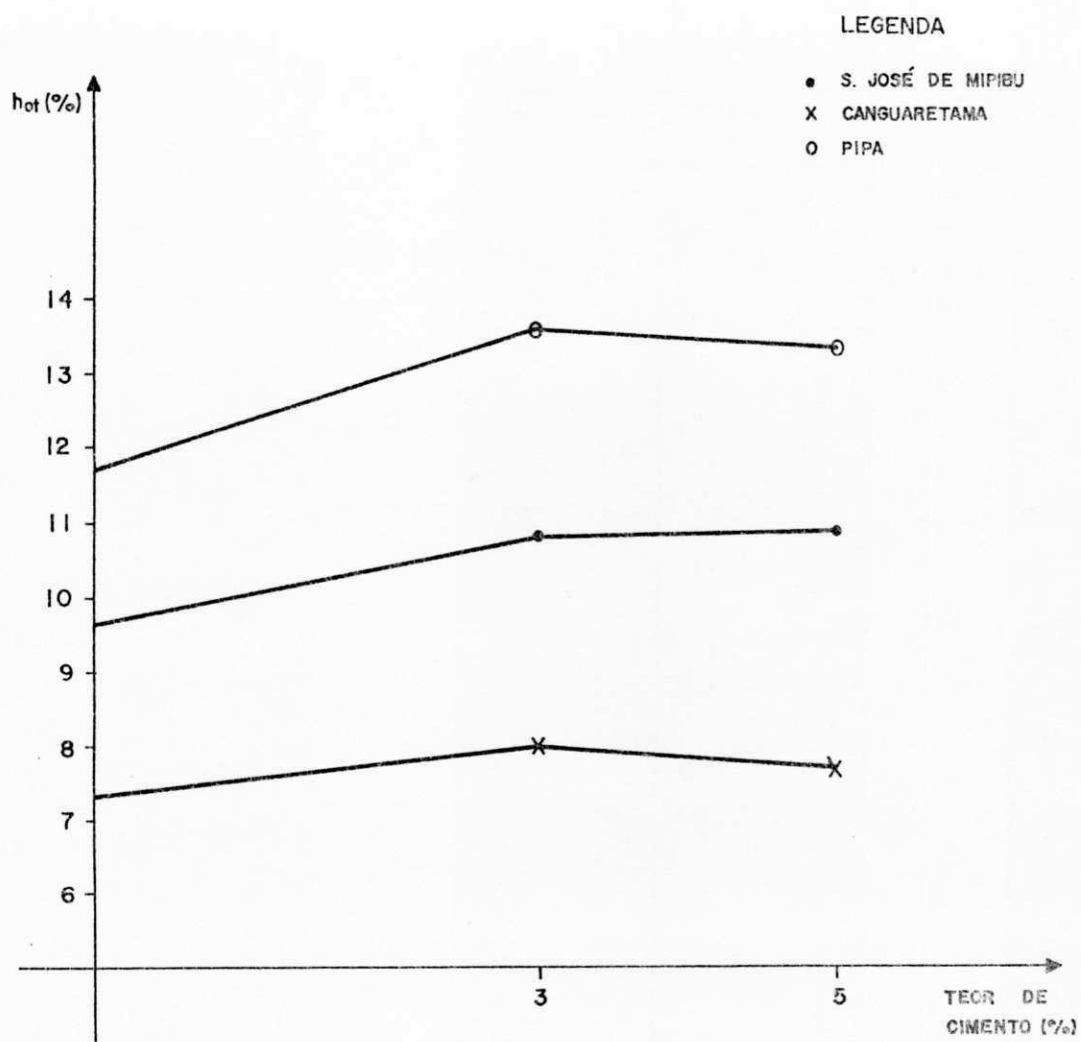


FIGURA 10 - RELAÇÃO ENTRE TEOR DE CIMENTO E A VARIAÇÃO DA UMIDADE ÓTIMA (PROCTOR INTERMEDIÁRIO).

vista disso, o acréscimo no $\gamma_s \text{ max}$ do solo no estado natural para o solo de Canguaretama foi de 44 Kg/m³, Mipibu de 115 Kg/m³ e Pipa de 65 Kg/m³ e a diminuição das umidades ótimas seguindo a mesma seqüência foi de 1%, 1,5% e 2,5%. Estes resultados mostraram, mais uma vez, que o aumento na energia de compactação provoca um acréscimo nos $\gamma_s \text{ max}$ e uma diminuição nas h_{ot} . Nas Figs. 11, 12 e 13, podemos observar o comportamento das densidades máximas e umidades ótimas dos solos compactados na Energia de Proctor Intermediário.

5.4. Resistência a Compressão Simples (RCS)

Os resultados obtidos dos ensaios de Resistência a Compressão Simples dos solos, misturados com diversos teores de cimento, em função das umidades de moldagens, podem ser vistos nos Quadros 6, 7 e 8.

Inicialmente, foi observado que os solos, quando moldados sem adição de cimento, após o período de cura úmida e, posteriormente, imerso n'água, desagregavam, impossibilitando, assim, a medida da RCS. A causa dessa desagregação presume-se ser a falta de coesão suficiente para manter o solo compactado intacto na presença d'água.

Conforme pode-se observar no Quadro 6, o solo de Canguaretama obteve um aumento significativo de resistência com o acréscimo no teor de cimento, haja vista que, com apenas 3% de cimento, em relação ao peso seco do solo, foi obtido, na umidade ótima de moldagem, um valor de RCS de

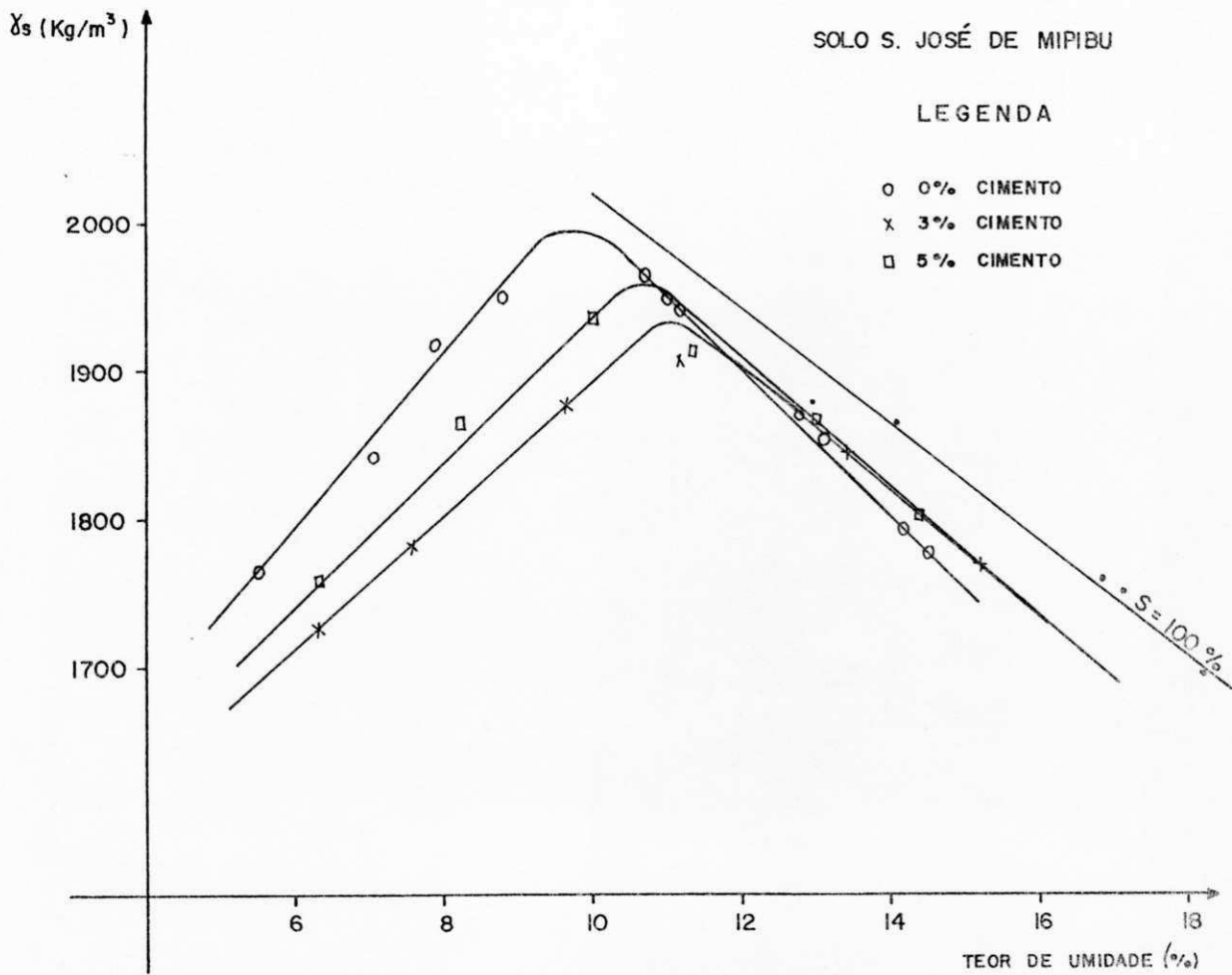


FIGURA II - RELAÇÃO ENTRE O TEOR DE UMIDADE E A VARIAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA NOS DIVERSOS TEORES DE CIMENTO, PROCTOR INTERMEDIÁRIO, SOLO S. JOSÉ DE MIPIBU.

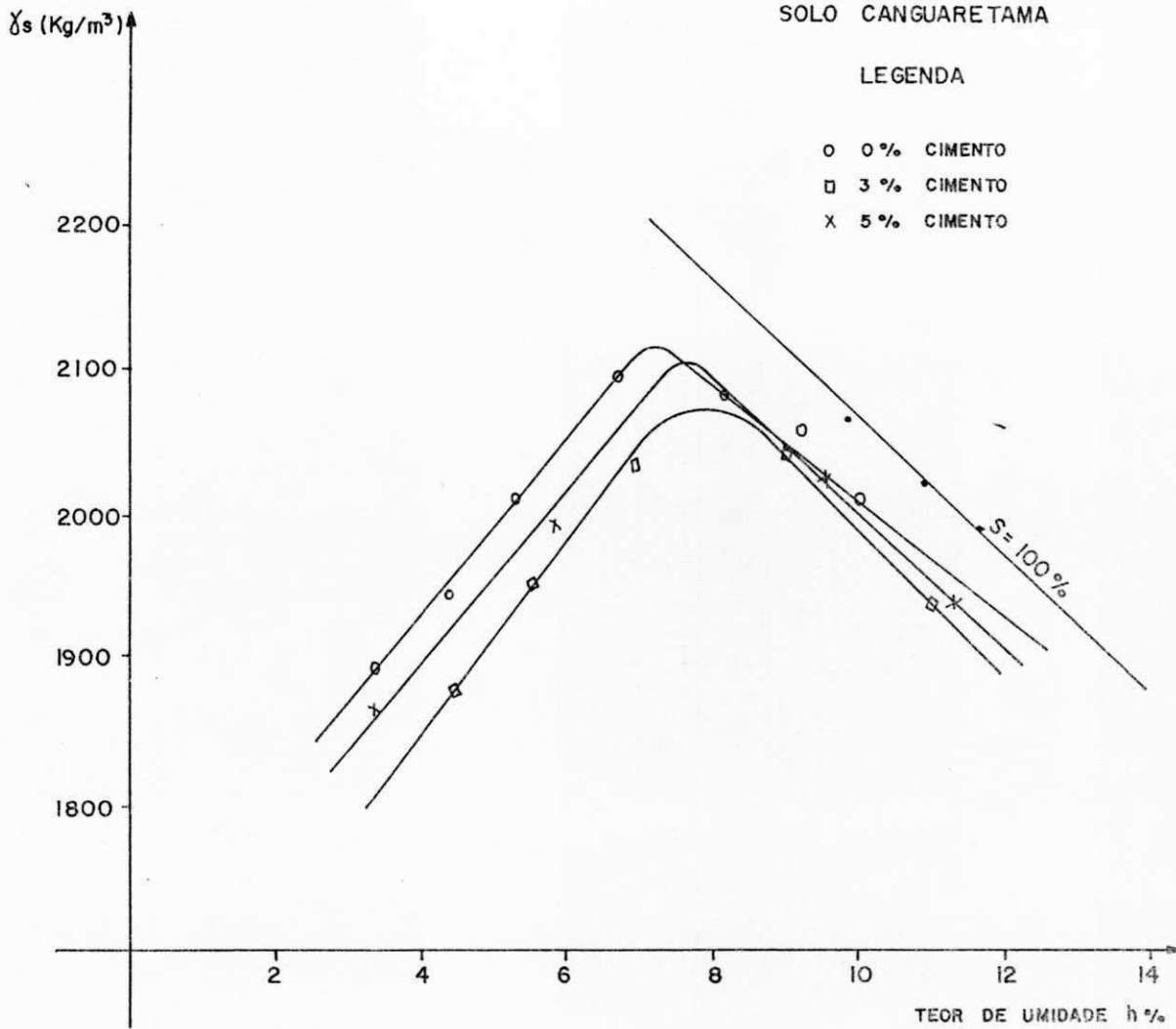


FIGURA 12 - RELAÇÃO ENTRE O TEOR DE UMIDADE E A VARIAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA NOS DIVERSOS TEORES DE CIMENTO, PROCTOR INTERMEDIÁRIO, SOLO CANGUARETAMA.

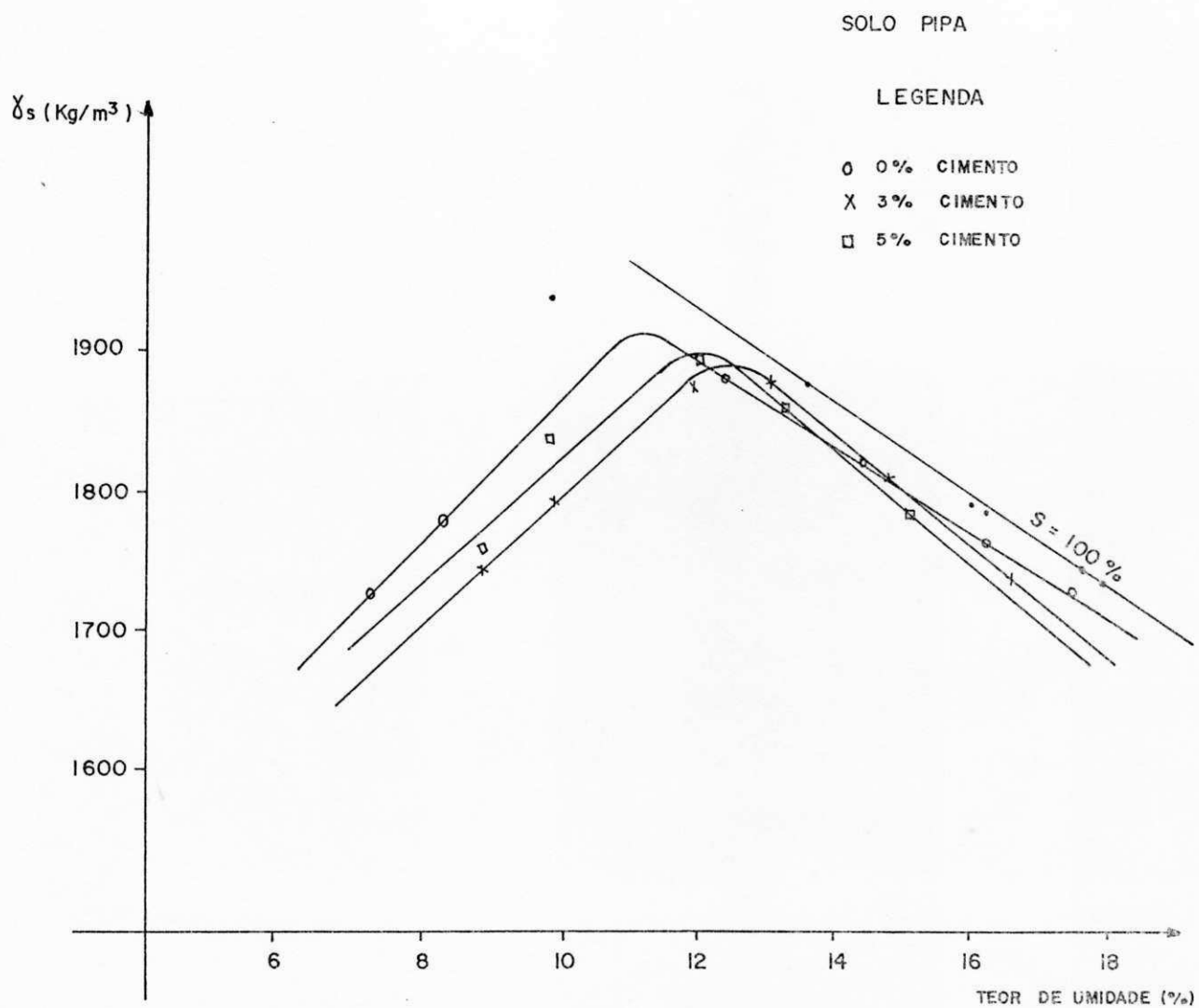


FIGURA 13 - RELAÇÃO ENTRE O TEOR DE UMIDADE E A VARIAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA NOS DIVERSOS TEÓRES DE CIMENTO, PROCTOR INTERMEDIÁRIO, SOLO PIPA

1869 Kpa. Enquanto que o solo da Pipa, nas mesmas condições acima citadas, alcançavam um valor de RCS de 310 Kpa, Quadro 8, e o solo de Mipibu um valor de resistência de 213 Kpa, Quadro 7. Na medida em que se aumenta o teor de cimento, a resistência a compressão simples destes três solos tendem a crescer. O solo de Canguaretama apresentou um ganho de resistência considerável, enquanto que o solo de Pipa e Mipibu, estes valores foram bem menores. A Figura 14 mostra, claramente, estes resultados. O valor crescente da resistência com o acréscimo do teor de cimento foi observado por Ola (1974), Bezerra (1976) e Villar Filho (1985).

Os três solos pesquisados foram moldados nas umidades ótima e $\pm 2\%$, em relação e na umidade ótima. Observado o comportamento da resistência desses solos nas umidades de moldagens, verifica-se que as curvas apresentaram valores de resistência crescente, à medida que a umidade cresce, atinge um ponto de máximo, para, em seguida, desenvolverem um valor decrescente. Estas curvas podem ser vistas nas Figs. 15, 16 e 17. Nota-se que estas curvas apresentaram um comportamento semelhante aos das massas específicas secas versus umidade. De acordo com Tschebotarioff (1965), Bowless (1977) e observado por Villar Filho (1985), este comportamento já era esperado, pois as resistências atingem valores mais elevados em massas específicas mais altas.

De outro modo, a experiência tem demonstrado que as resistências apresentam valores mais elevados no ramo seco da curva de compactação para desvios de umidade de $\pm 2\%$.

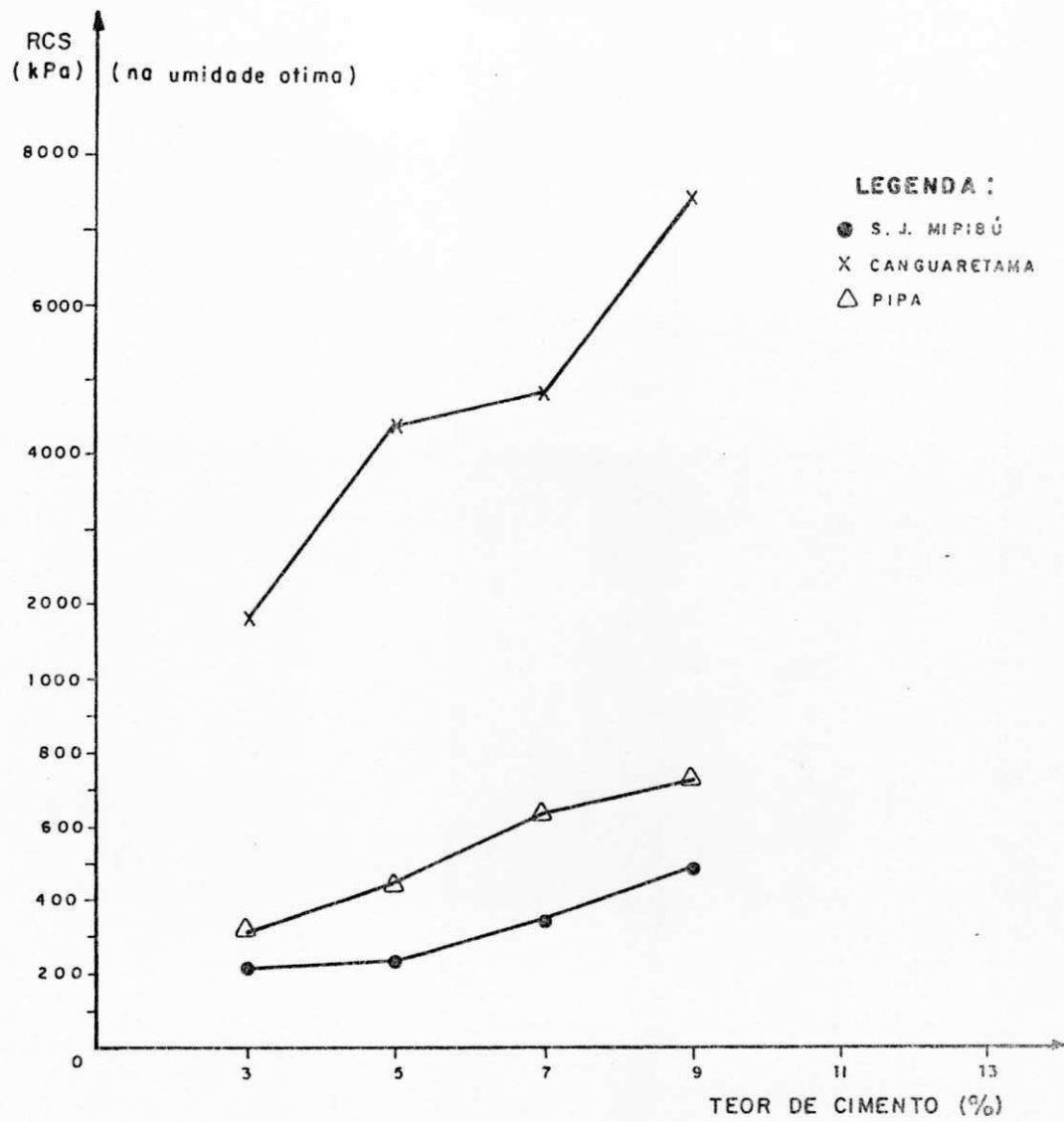


FIGURA 14 — RELAÇÃO ENTRE O TEOR DE CIMENTO E A RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO SIMPLES NA UMIDADE ÓTIMA, NA ENERGIA DO PROCTOR NORMAL.

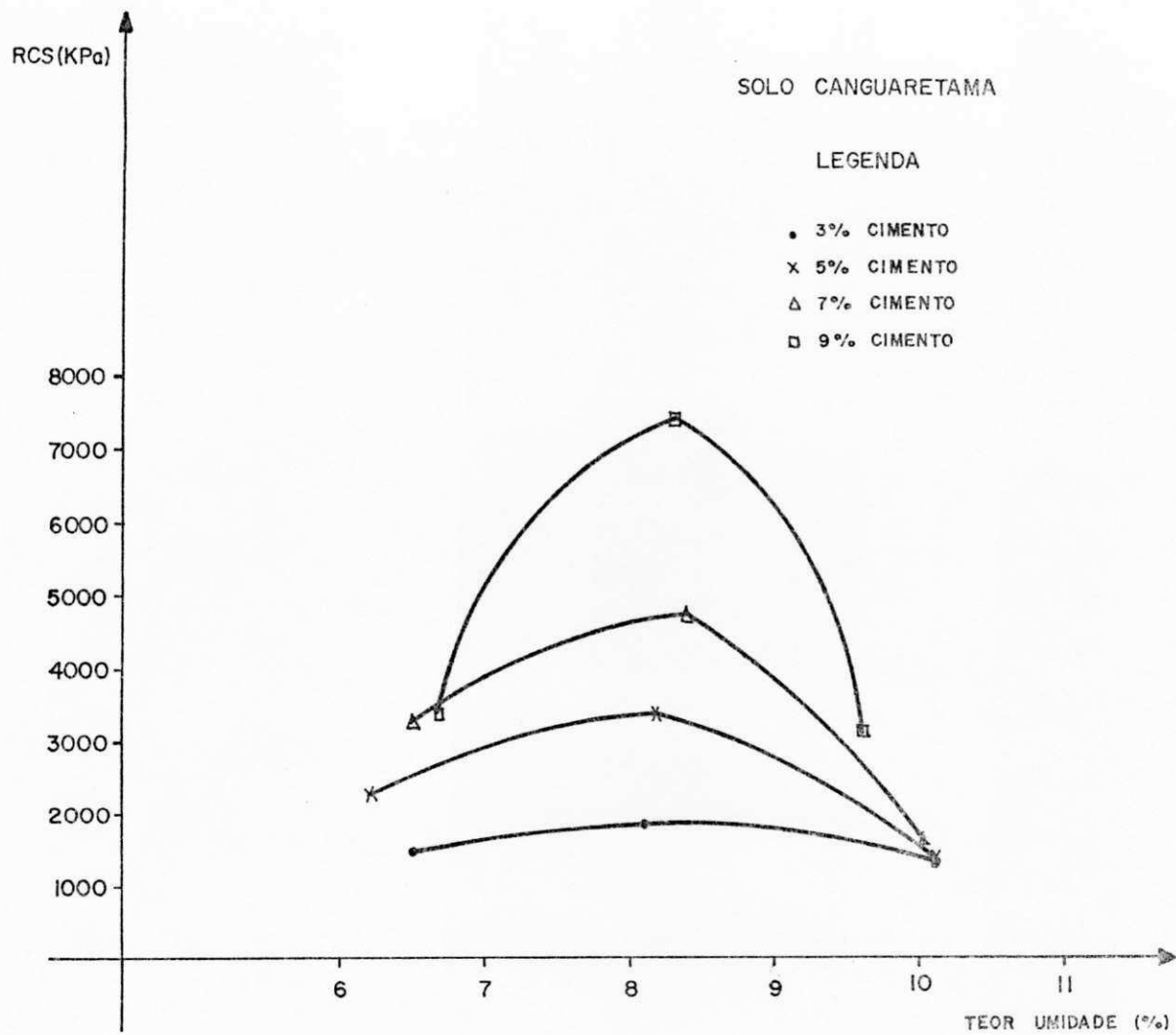


FIGURA 15 - RELAÇÃO ENTRE O TEOR DE UMIDADE E A VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO SIMPLES.

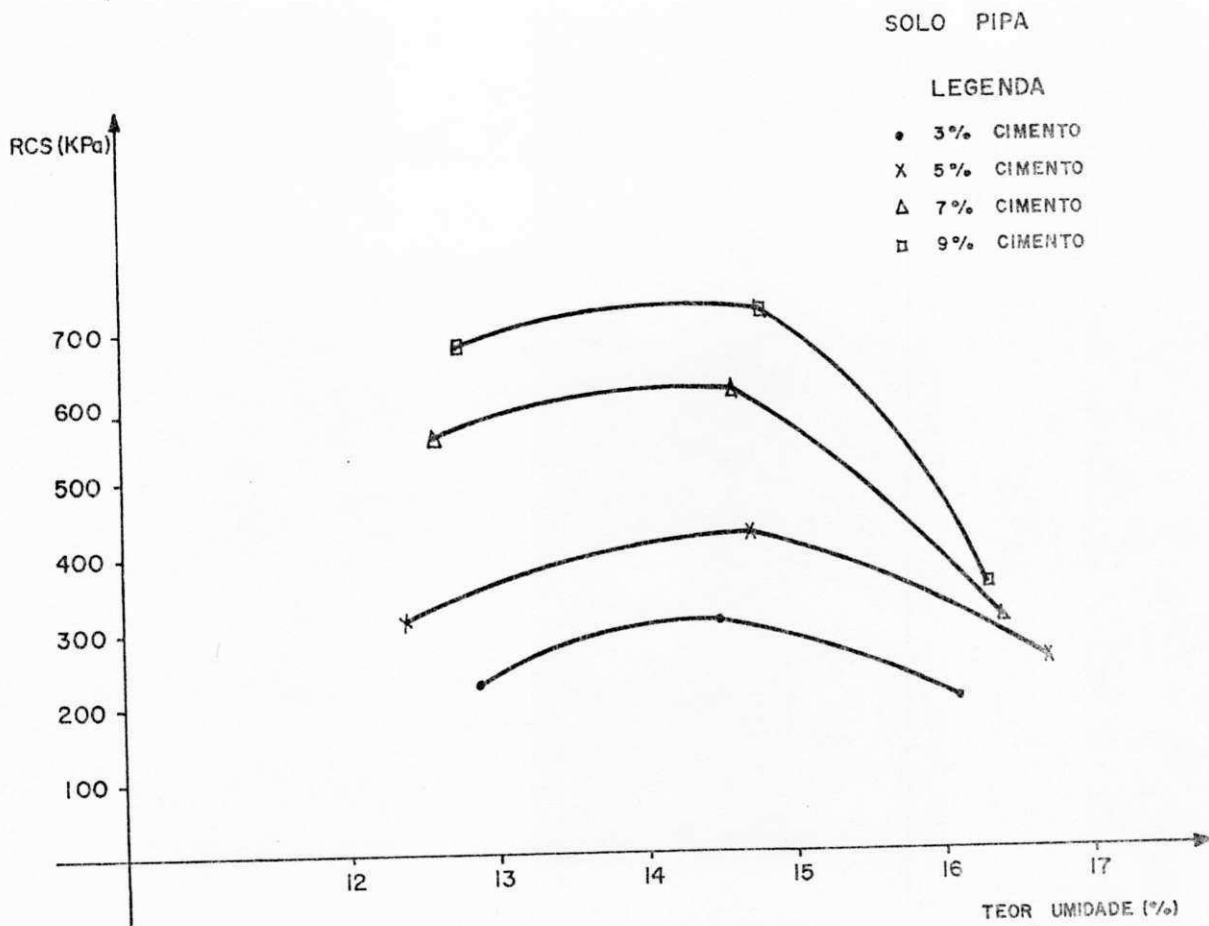


FIGURA 16 - RELAÇÃO ENTRE O TEOR DE UMIDADE E A VARIAÇÃO DE RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO SIMPLES.

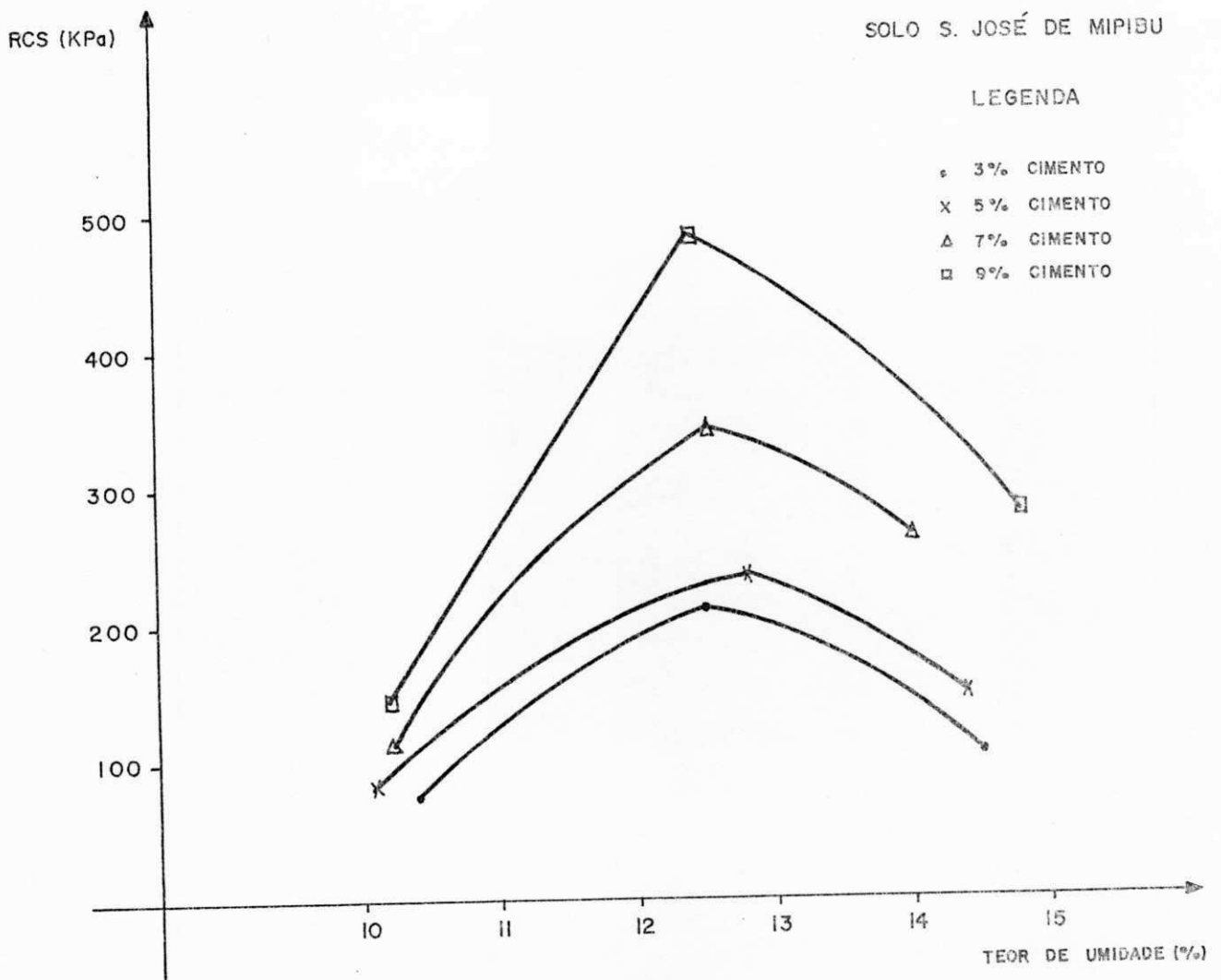


FIGURA 17 - RELAÇÃO ENTRE O TEOR DE UMIDADE E A RESISTÊNCIA A COM-PRESSÃO SIMPLES.

Desta feita, pode-se comprovar que os solos de Canguaretama e Pipa apresentaram valores mais elevados no ramo seco. Entretanto, o solo de Mipibu nos surpreendeu, apresentando valores mais elevados no ramo úmido da curva de compactação, para desvio de umidade de $\pm 2\%$.

De acordo com as pesquisas já realizadas com solos de regiões de clima temperado, existe uma relação entre a massa específica aparente e a resistência. De modo semelhante, o solo de Canguaretama foi o que alcançou valores mais elevados de resistência. Note-se que, foi o solo que obteve a mais alta massa específica aparente seca máxima. Entretanto, os solos de Pipa e Mipibu, por apresentarem γ_s max próximos do valor de Canguaretama, era de se esperar, que alcançassem valores elevados de resistência, o que não ocorreu.

Os resultados apresentados mostraram que o solo de Canguaretama foi o único, dentre os pesquisados, que obteve a resistência mínima admissível, especificada pelas normas de solo-cimento vigente. Entretanto os solos de Pipa e Mipibu mesmo com a maior porcentagem de cimento escolhida, 9%, não alcançaram as resistências máximas admissíveis.

Ingles & Metcalf (1972), analisando intervalo de frações dos grãos para melhor eficiência quando tratados com cimento, verificaram que a faixa que dar melhor resultado fica entre 0,06 a 2,0mm. Com reflexo nestes resultados, pode-se observar que o solo de Canguaretama obteve no intervalo 0,05 a 2,0 mm, 71% do peso seco total do solo, enquanto que o solo de Mipibu 62,1% e o de Pipa

36,4%. Em vista disso, há uma tendência para o solo de Canguaretama ter um melhor aproveitamento, quando adicionado com cimento. Mas não só a granulometria tem influência sobre a resistência dos solos. Existem outros fatores importantes como: massa específica aparente, sua plasticidade, porcentagem de silte mais argila, argila, caolinita livre, umidade, cimento, presença de materiais amorfos, reações químicas entre solo-cimento, etc. Estes fatores podem vir isolados ou congregados. O solo de Canguaretama foi, também, o que apresentou maior massa específica aparente seca e menor plasticidade, parâmetros de grande significância para justificar o melhor comportamento de resistência deste solo quando estabilizado.

5.5. Durabilidade por Molhagem e Secagem

Os três solos estudados apresentaram um ganho de resistência ao desgaste com o acréscimo do teor de cimento em função das umidades de moldagens. Estes resultados estão apresentados nos Quadros 6, 7 e 8.

O solo de Canguaretama, na umidade ótima de moldagem, alcançou uma perda de massa de 15,3%, para um acréscimo de 3%, no teor de cimento, enquanto que o solo de Pipa, nesta mesma porcentagem de cimento e umidade, atingiu 13,8% de perda de massa e o solo de Mipibu houve degradação do corpo de prova durante os ciclos. Na umidade de moldagem -2%, em relação a umidade ótima, na mesma porcentagem de

cimento, o solo de Canguaretama obteve uma perda de massa de 19,7%, o de Pipa 23% e o de Mipibu houve degradação do corpo de prova durante os ciclos. Na umidade de moldagem +2%, para o mesmo teor de cimento, 3%, o solo de Canguaretama obteve uma perda de massa de 25,9%, o de Pipa 26,3% e o de Mipibu o corpo de prova desagregou-se durante os ciclos. Analisando estes resultados, podemos verificar que houve maior perda de massa nas umidades $\pm 2\%$ do que na umidade ótima. Presume-se, então, que exista um teor de umidade ótima que, associado com o cimento, ofereça um menor desgaste ao solo, fato também analisado por Villar Filho, (1985). A partir do teor de cimento de 5%, os solos estudados apresentaram uma maior resistência ao desgaste e, para melhor visualização das perdas de massa nos diversos teores de cimento em função das umidades de moldagens, foram traçadas as Figs. 18, 19 e 20.

Observando as curvas das Figuras citadas, verifica-se que, em todas elas, apresentam, para maiores teores de cimento, concavidade voltada para baixo, comportamento inverso das curvas de compactação e compressão simples. Analisando este comportamento, pode-se supor que exista um teor de umidade ótima nestes pontos de mínimo.

Na Figura 21, estão apresentadas as relações entre a perda de massa, na umidade ótima com a variação do teor de cimento. Nesta Figura, observa-se que as perdas de massas diminuem com os acréscimos no teor de cimento, haja vista que o cimento proporcionou aos solos uma maior resistência ao desgaste.

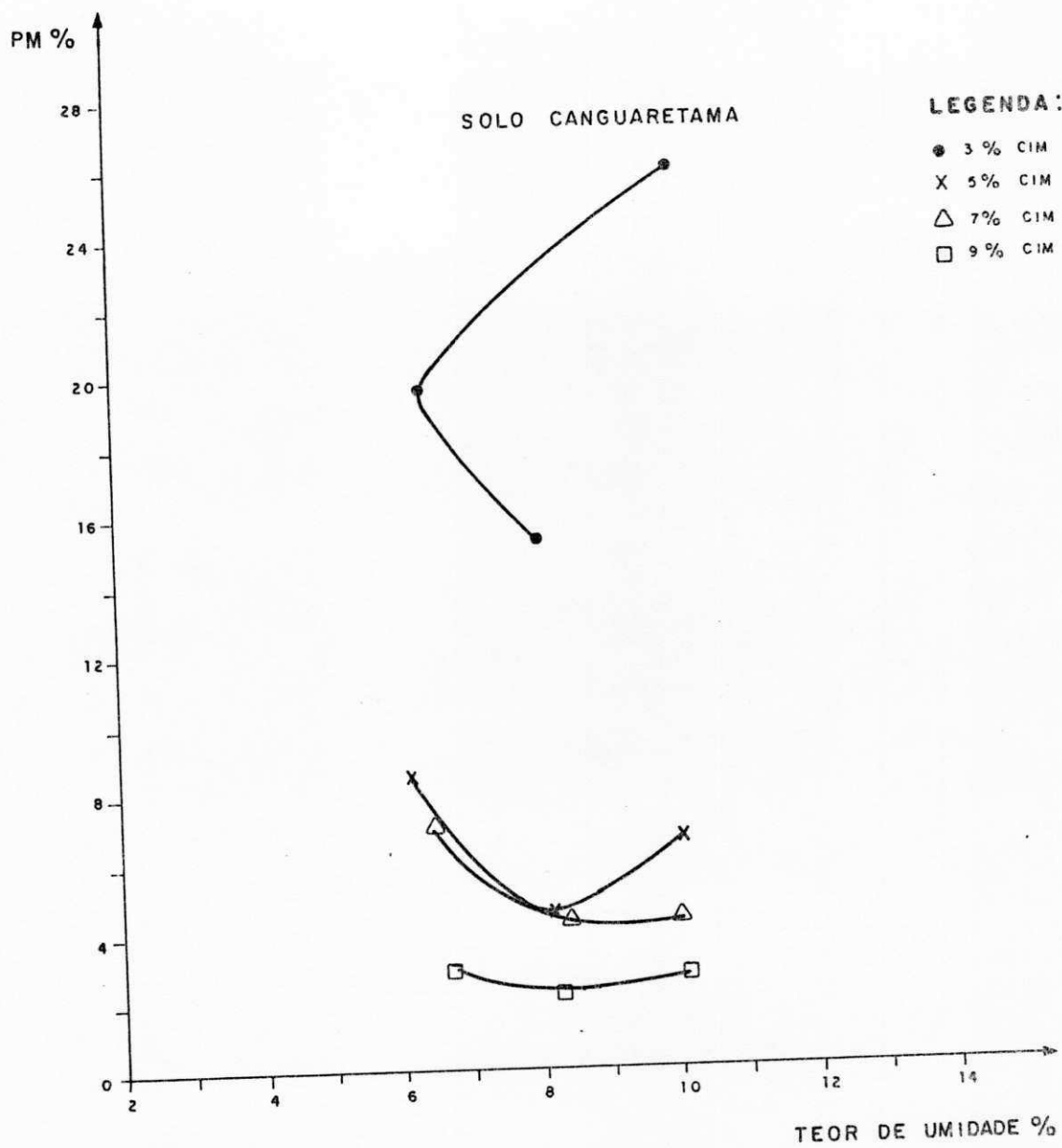


FIGURA 18 — RELAÇÃO ENTRE O TEOR DE UMIDADE E A PERDA DE MASSA.

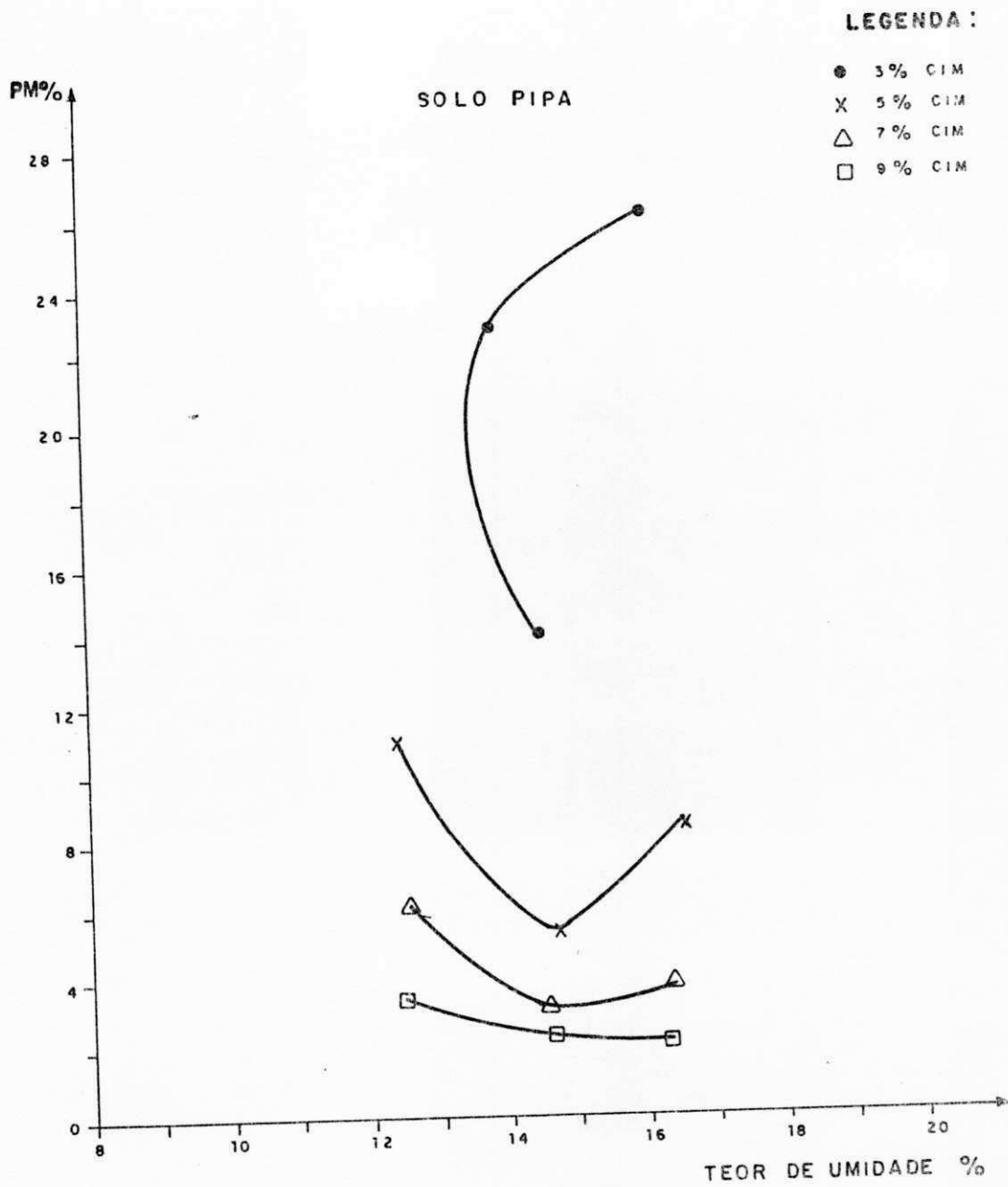


FIGURA 19 — RELAÇÃO ENTRE O TEOR DE UMIDADE E A PERDA DE MASSA.

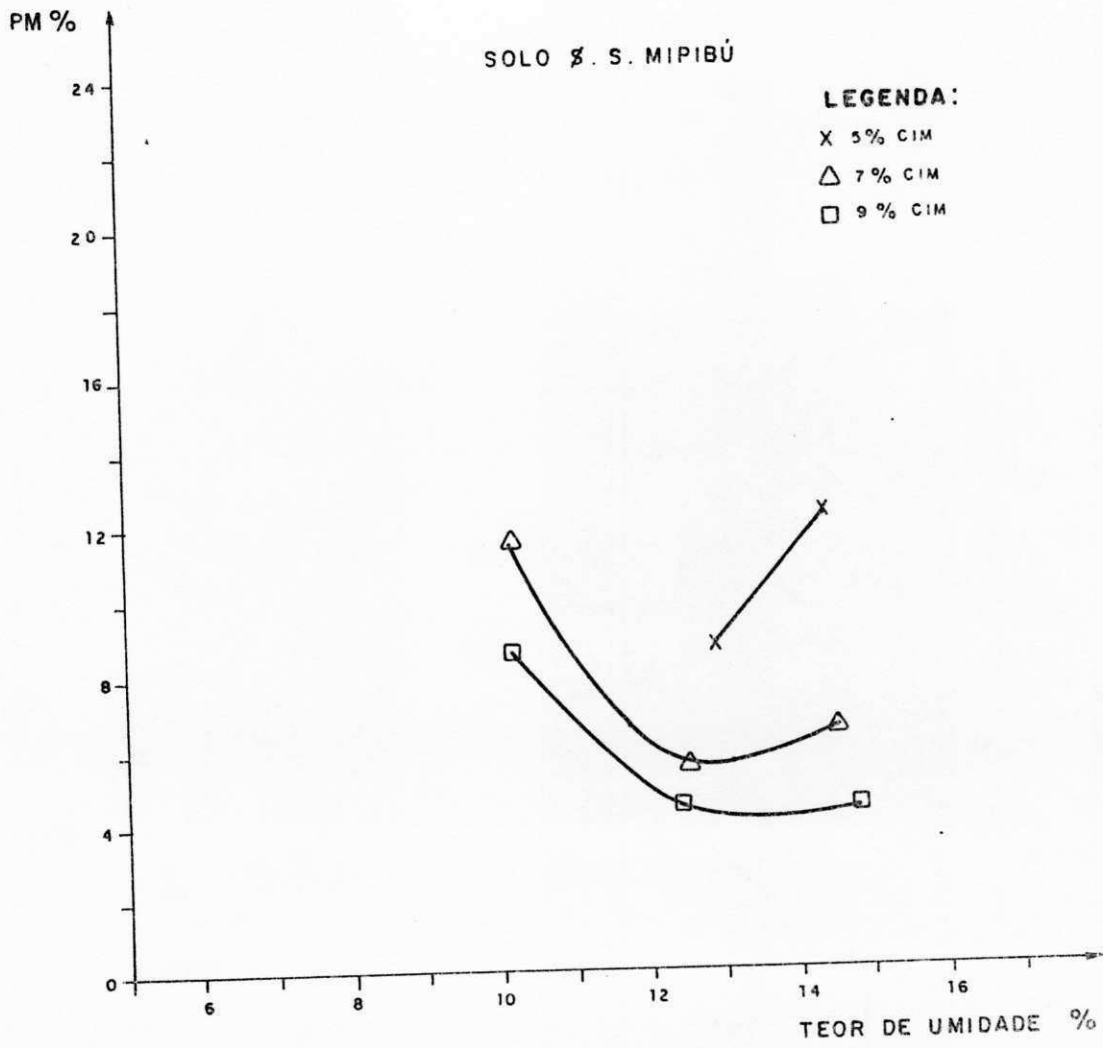


FIGURA 20 — RELAÇÃO ENTRE O TEOR DE UMIDADE E A PERDA DE MASSA.

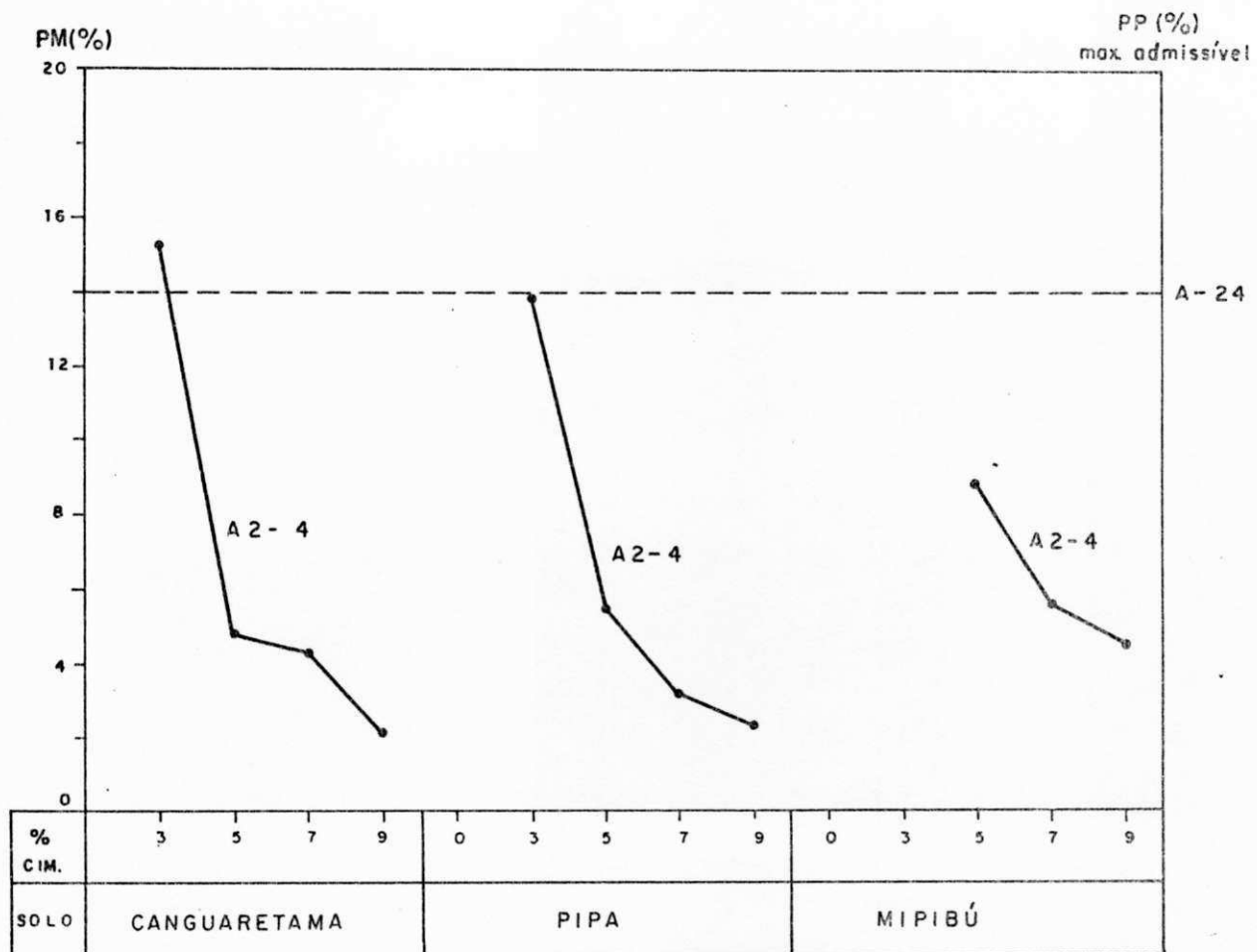


FIGURA 21 — RELAÇÃO ENTRE O TEOR DE CIMENTO E A PERDA DA MASSA, NA UMIDADE ÓTIMA.
SOLOS : CANGUARETAMA, PIPA E MIPIBÚ

A determinação da perda de massa admissível, admitida pelas normas da ABCP, está diretamente correlacionada com a classificação dos solos, adotada pela AASHO. Em vista disso, os solos estudados foram classificados como A2-4(0), que, segundo ABCP, podem alcançar, no máximo, uma perda de massa de 14%.

Analisando o solo de Canguaretama, pode-se observar que, com apenas 5% de cimento, o solo alcançou uma perda de massa de 4,7%, bem abaixo do limite estipulado pela ABCP, enquanto que o solo de Mipibu, para 5%, atingiu 8,8% e o de Pipa, para 3%, atingiu 13,8%. Os Quadros 6, 7 e 8 apresentam estes resultados.

Dentro das normas especificadas pela ABCP para solos arenosos, apresenta-se no Quadro 9, teores de cimento que atendem ou não a resistência mínima após 7 dias de cura. Segundo estas normas as dosagens mínimas de cimento para os solos estudados foram de 5% para o solo de Canguaretama pelo qual correspondeu plenamente com sua estimativa, entretanto, 6% para o Mipibu e 7% para o solo de Pipa que não verificaram a resistência mínima. Durante a pesquisa de laboratório com os solos estudados, constatou-se que teores de cimento foram suficientes para estabilizar os solos pesquisados, aplicando as normas estipuladas pela ABCP, no que tange a perda de massa admissível nos ensaios de durabilidade por molhagem e secagem. Estes valores foram 5% para o solo Canguaretama, 5% Mipibu e 3% para Pipa. Nota-se, entretanto, que houve uma economia considerável de cimento nos resultados obtidos de até 50%. O Quadro 9

mostra claramente estes resultados.

5.6. Índice Suporte Califórnia (ISC)

Analisando os resultados obtidos do ensaio Índice Suporte Califórnia, com 4 dias de imersão dos solos, quando misturados com 0%, 3% e 5% de cimento nas umidades ótimas e $\pm 2\%$, em relação a ótima, constatou-se que houve um aumento significativo nos valores do ISC para todos os solos estudados, na medida em que o teor de cimento aumentou. Os Quadros 10, 11 e 12 mostram, claramente, estes resultados.

Na umidade ótima, o solo de Canguaretama apresentou para 0% de cimento, um valor de ISC de 51% para 3%, um ISC de 225,5% e 5%, um ISC de 325,1%. Nesta avaliação, verifica-se que houve, entre o intervalo de 0% a 3% de cimento, um acréscimo de ISC de 442% e, entre 0% e 5% de cimento, um acréscimo de 637%. No solo de Mipibu, para 0% de cimento, o valor do ISC foi de 28% para 3% um ISC de 99,9% e 5% um ISC de 165,3%. Este solo apresentou, entre 0% e 3%, um acréscimo de 357%, e entre 0% e 5%, um acréscimo de 590%. Já para o solo de Pipa, os acréscimos, entre 0% e 3%, foram de 396% e, entre 0 a 5%, um acréscimo de 563%, no valor do ISC.

O que se deseja mostrar, nestes intervalos, é que para porcentagens mais baixas de cimento de 0% a 3%, alcançou-se maiores porcentagem de ISC do que entre 0 e 5%, o que nos leva a crer que pequenas % de cimento alcança-se altos valores de ISC.

SOLO	TEOR DE CIMENTO SEGUNDO ABCP% NORMA SIMPLIFI- CADA B	TEOR DE CIMENTO SEGUNDO ABCP PARA SOLOS QUE NÃO VERIFICAM A RESISTÊNCIA MÍNIMA	TEOR DE CIMENTO PARA QUE A PERDA DE PESO SEJA MENOR QUE ADMISSÍVEL	DIMINUIÇÃO RELATIVA DO TEOR DE CIMENTO %
CANGUARETAMA	5%	-	5	00
S. J. MIPIBU	6%	6 a 8	5	17
PIPA	7%	7 a 9	3	50

QUADRO 09 - TEORES DE CIMENTO ADOTADOS PELA NORMA SIMPLIFICADA E GERAL
SEGUNDO METODOLOGIA DA ABCP.

SOLO CANGUARETAMA							
% cimento	Hot %	γ_s máx. Kg/m ³	h mol %	γ_s mol Kg/m ³	CBR %	Expansão %	Grau compact.
0	7,3	2097	4,95	2052	20,41	0,64	98
			7,11	2106	51,00	0,51	100
			9,17	2040	4,90	0,21	97
3	8,0	2095	6,0	2028	146,5	0,45	97
			7,83	2092	225,5	0,23	100
			10,0	2026	110,6	0,17	97
5	7,7	2107	5,43	2007	194,1	0,14	95
			7,47	2069	325,1	0,09	98
			9,1	1973	138,5	0,08	98

QUADRO 10 - VALORES DE CBR COM 4 DIAS DE IMERSÃO POR DIVERSOS TEORES DE CIMENTO E RESPECTIVAS UMIDADES DE MOLDAGEM.

SOLO: CANGUARETAMA.

SOLO PIPA							
% cimento	Hot %	γ_s máx. Kg/m ³	h mol %	γ_s mol Kg/m ³	CBR %	Expansão %	Grau compact.
0	11,7	1920	9,4	1814	24,6	0,66	95
			11,7	1914	34,83	0,56	100
			13,1	1898	4,75	0,29	99
3	12,6	1912	10,3	1867	99,27	0,23	99
			12,5	1907	138,58	0,19	99
			14,4	1842	57,18	0,10	95
5	12,4	1918	10,3	1816	156,0	0,16	96
			12,2	1904	196,0	0,08	100
			14,4	1811	109,36	0,06	95

QUADRO II - VALORES DE CBR COM 4 DIAS DE IMERSÃO NOS DIVERSOS TEORES DE CIMENTO E RESPECTIVAS UMIDADES DE MOLDAGENS.
SOLO: PIPA.

SOLO SÃO JOSÉ DE MIPIBU							
% cimento	Hot %	γ_s máx. Kg/m ³	h mol %	γ_s mol Kg/m ³	CBR %	Expansão %	Grau compact.
0	9,6	2030	7,14	1920	5,36	0,67	95
			9,23	1993	28,0	0,44	98
			11,77	1870	1,73	0,32	92
3	10,8	2028	8,43	1923	76,88	0,34	95
			10,70	1932	99,89	0,29	96
			11,5	1888	36,0	0,22	93
5	10,9	2027	8,80	1900	102,43	0,28	94
			10,41	1965	162,25	0,09	97
			12,43	1899	58,04	0,085	94

QUADRO 12 - VALORES DE CBR COM 4 DIAS DE IMERSÃO NOS DIVERSOS TEORES DE CIMENTO E RESPECTIVAS UMIDADES DE MOLDAGEM. SOLO: S. JOSÉ DE MIPIBU.

Com referência aos valores encontrados dos ISC nas porcentagens de 0%, 3% e 5% de cimento, a princípio, parecem extremamente altos, mas Simon, Cieske e Bidlro (1973) esclareceram que há uma evidência literária sobre o efeito do cimento sobre os solos lateríticos no valor do ISC e que, com apenas 2% de cimento, produz ISC maior que 150, entretanto, Lion Associates, Ins (1971), encontrou os valores de ISC para solos lateríticos, tratados com 4% de cimento de mais 400%. Em vista disso, pode-se supor, dentre estes valores encontrados, que o cimento aumenta consideravelmente a resistência a penetração dos solos compactados, medidos através do ensaio ISC.

Com relação a umidade -2%, em relação a ótima, pode-se observar que os valores encontrados em todos os solos estudados nos teores 0%, 3% e 5% foram abaixo daqueles na umidade ótima e acima da umidade +2%, mesmo assim, apresentaram valores bastante significativos, como mostram os Quadros 10, 11 e 12.

A relação ISC versus h moldagem indica que os valores dos ISCs aumentam da umidade mais baixa (-2%) até atingir um ponto de máximo na umidade ótima, para depois diminuir na umidade +2%. Estas curvas apresentam comportamento semelhante as curvas de compactação à resistência a compressão simples e podem ser vistas nas Figs. 22, 23 e 24.

A tendência do crescimento dos ISCs com os teores de cimento, utilizados nesta pesquisa, podem ser vistos na Fig. 25. Nota-se, nesta Figura, que o solo de Canguaretama

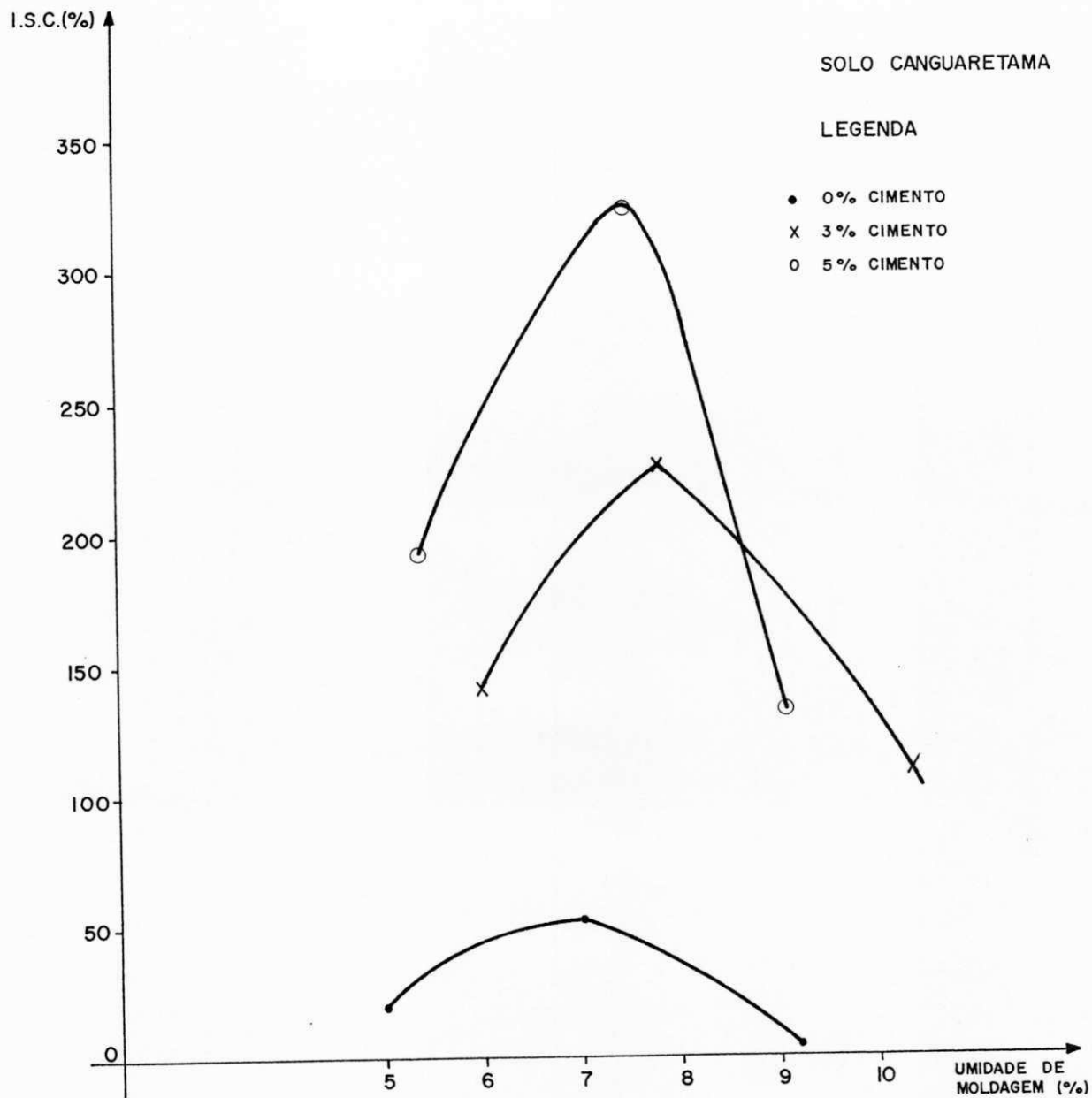


FIGURA 22 - RELAÇÃO ENTRE A UMIDADE DE MOLDAGEM E VALORES DE I.S.C.

SOLO PIPA

LEGENDA

● 0% CIMENTO

X 3% CIMENTO

○ 5% CIMENTO

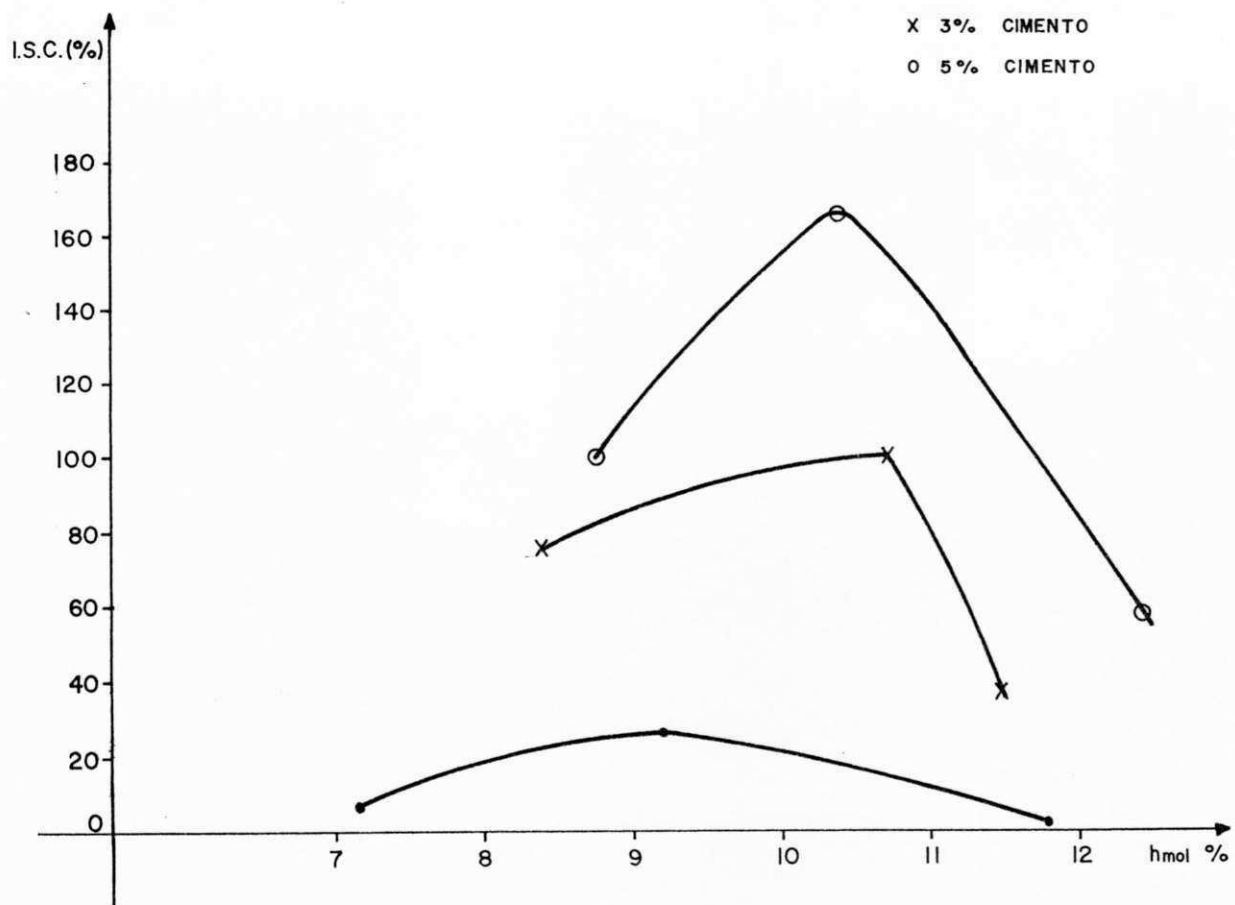


FIGURA 23 - RELAÇÃO ENTRE AS UNIDADES DE MOLDAGEM E VALORES DE I.S.C.

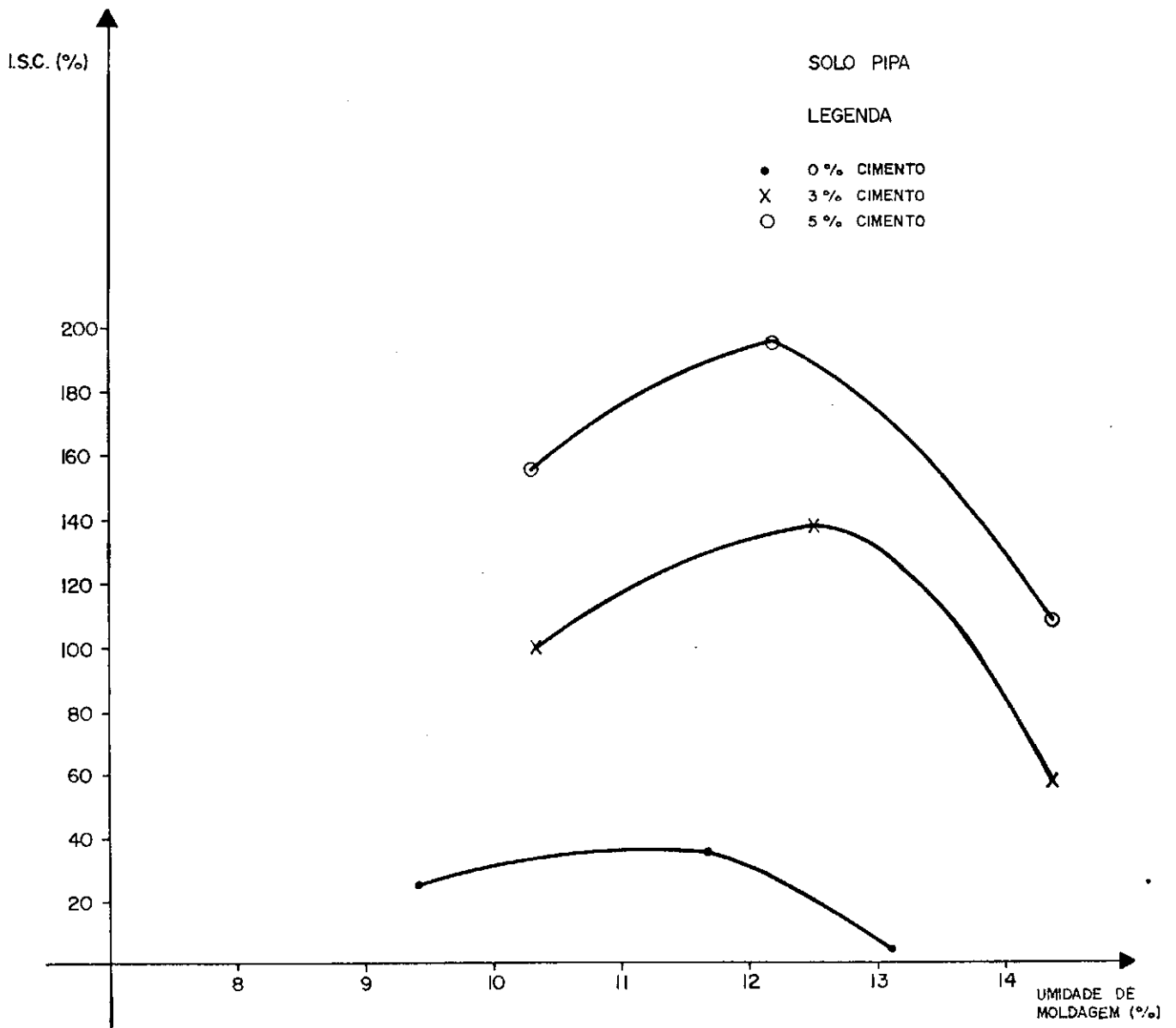


FIGURA 24 - RELAÇÃO ENTRE AS UMIDADES DE MOLDAGEM E OS VALORES DE I.S.C.

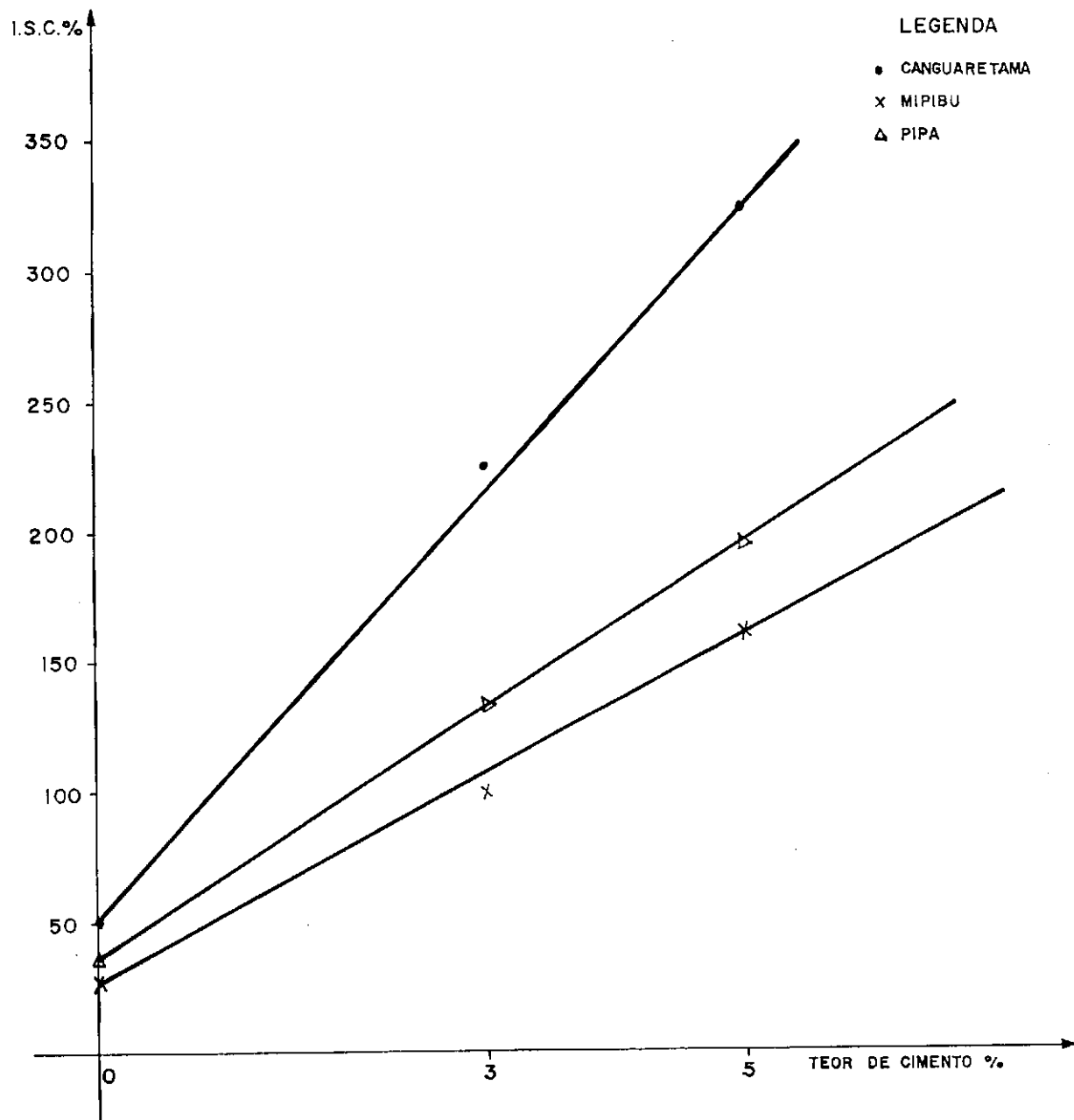


FIGURA 25 - RELAÇÃO ENTRE OS TEORES DE CIMENTO E A VARIAÇÃO DOS I.S.C.

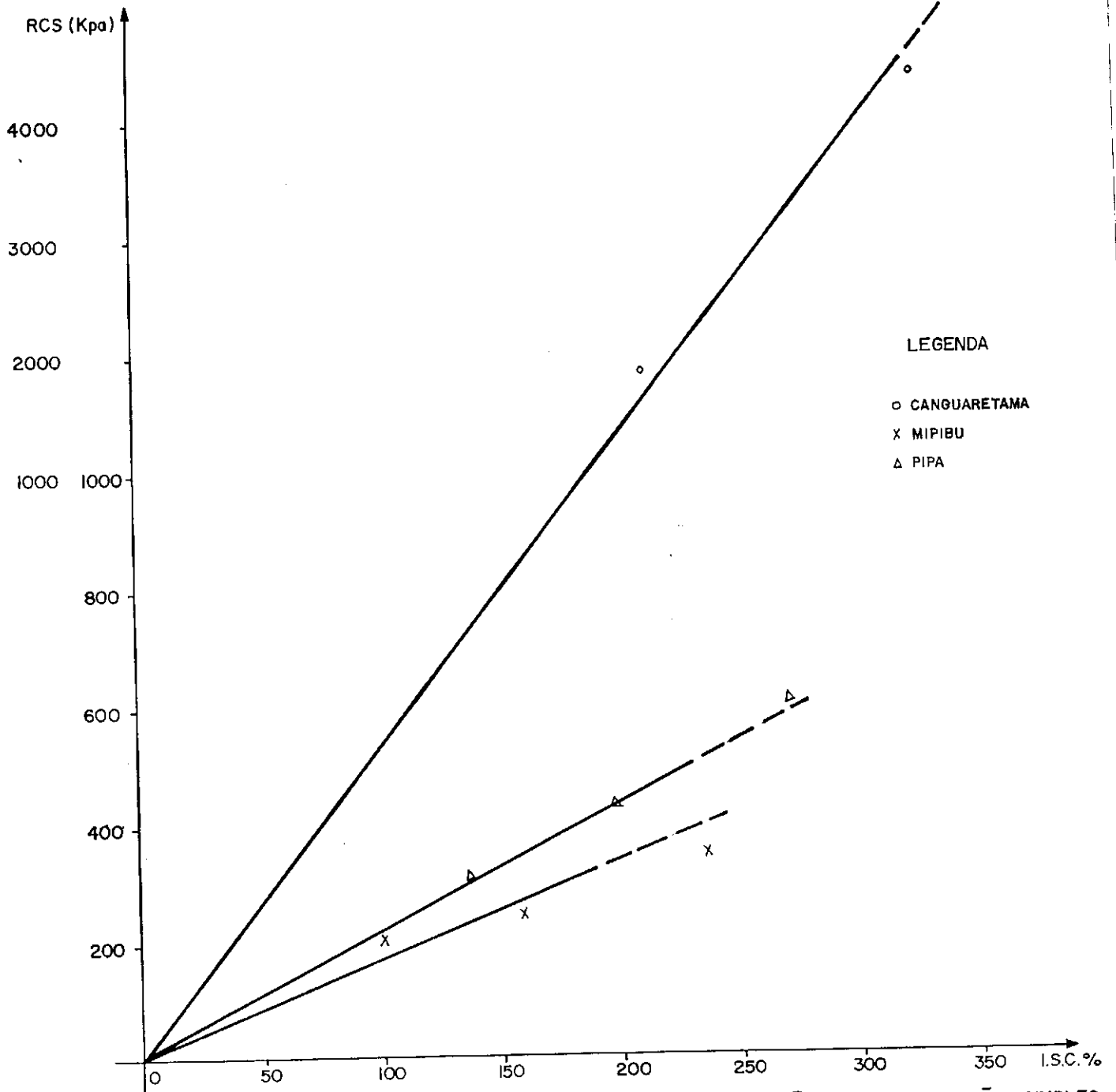


FIGURA 26 - RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DE I.S.C. E RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO SIMPLES.

alcança valores mais elevados do ISC, seguido do solo de Pipa e Mipibu.

De outra maneira, pode-se observar na Figura 26, a relação entre resistência e compressão simples versus índice suporte califórnia. Verifica-se que estes solos produzem uma relação linear, sendo que o solo de Canguaretama foi o que apresentou os valores mais elevados, seguidos dos solos de Pipa e Mipibu.

5.7. Relações entre Composições Químicas e Mineralógicas e os Parâmetros de Resistência

A evidência de que os componentes químicos e mineralógicos existentes nos solos lateríticos interferem nos parâmetros de resistência desses solos é constantemente citados na bibliografia atual.

Neste trabalho, procuramos relacionar os principais componentes existentes na composição química e mineralógica dos solos estudados, obtidos por Chaves, (1979) como: Teor de Caulinita, Teor de Goetita, Teor de Materiais Amorfos, Teor de Sílica (SiO_2), Teor de Ferro (Fe_2O_3), Teor de Alumínio (Al_2O_3), como também as Areas Específicas, todos eles com os parâmetros de Resistência e Compressão Simples, ISC e Perda de Massa.

As relações com os parâmetros de Resistência à Compressão Simples e Perda de Massa foram realizados conforme dito anteriormente, nos teores de cimento de 0%, 3%, 5%, 7% e 9%, enquanto que, com os ensaios ISC, utilizou-se os teo-

res de 0%, 3% e 5% de cimento, todos eles nas unidades moldagens hot, hot-2% e hot + 2%, como mostra os Quadros 13, 14 e 15.

Das diversas relações realizadas, nem todas foram possíveis traçar as retas, devido ao número restrito de dados.

Da relação ISC x S/R, foram possíveis traçar duas retas, cujos pontos estavam bem alinhados. A primeira, na umidade hot-2%, no teor de 5% de cimento e a segunda, na umidade hot + 2%, no mesmo teor de cimento. Estas duas retas mostram que há um crescimento no valor do ISC, com o acréscimo da relação S/R (silica/sesquióxido). Fig. 27.

Os sesquióxidos, existentes nos solos lateríticos, têm a propriedade de revestir os constituintes argilosos, tornando-os mais granulares. No solo de Canguaretama, os sesquióxidos ($\text{Fe}_2\text{O}_3 + \text{Al}_2\text{O}_3$) somam 36,91% o de Pipa 35,41% e o de Mipibu 30,07%. Observa-se nesta análise que os solos que contêm os maiores valores de sesquióxidos apresentam uma granulometria mais arenosa como (Canguaretama 71,7% (areia grossa + fina) Pipa 62,1% e Mipibu 36,4% e, por conseguinte, alcançaram maiores valores de ISC. Quando nos referimos a relação silica/sesquióxido, verificamos nos dados que alcançaram a maior porcentagem de sesquióxido obtiveram maiores porcentagens de S/R, o que não era esperado. O que ocorreu foi um decréscimo na porcentagem da SiO_2 , com o acréscimo da porcentagem dos sesquióxidos. Pode-se supor, então, que o processo de laterização se confirma pela saída de SiO_2 e acúmulo de ($\text{Fe}_2\text{O}_3 + \text{Al}_2\text{O}_3$),

SOLO CANGUARETAMA

	\emptyset	%cimento	h mol (hot)	χ_s mol	RCS	Pm	ISC
1) Teor de Caulimita 95,97	2 ψ	0%	8,5	2043	-	-	51,0
	"	3%	8,1	2046	1869	15,3	225,5
2) Teor de Goetita 3,39	"	5%	8,2	2036	4404	4,7	325,1
	"	7%	8,4	2038	4804	4,3	-
3) Teor de Materiais Amorfos 0,64	"	9%	8,3	2044	7499	2,2	-
4) Relação sílica/ses- quióxido 2,21	\emptyset	%cimento	h mol (-2%)	χ_s mol	RCS	Pm	ISC
	2 ψ	0%	6,4	1990	-	-	20,41
5) Índice de cristali- nidade 0,42	"	3%	6,5	1992	1503	19,7	146,5
	"	5%	6,2	1959	2330	8,6	194,1
6) Teor de SiO ₂ 39,80%	"	7%	6,5	2006	3342	7,0	-
	"	9%	6,7	2009	3555	2,9	-
7) Teor de Fe ₂ O ₃ 1,07%	\emptyset	%cimento	h mol (+2%)	χ_s mol	RCS	Pm	ISC
	2 ψ	0%	10,0	1985	-	-	4,90
8) Teor de Al ₂ O ₃ 29%	"	3%	10,1	1986	1388	25,9	110,6
	"	5%	10,1	1976	1430	6,7	138,5
9.1) Área específica Blaine S = 2983 cm ² /g	"	7%	10,0	1979	1750	4,3	-
	"	9%	10,1	1971	3228	2,7%	-
9.2) Área específica Azul de metileno 14,8282 m ² /g	A _{Ec} = 315,8 m ²						

QUADRO 13 - RELAÇÃO ENTRE PARÂMETROS DA RCS, Pm, ISC E OS COMPONENTES QUÍMICOS E MINERALÓGICOS, SOLO CANGUARETAMA.

SOLO PIPA

1) Teor de caulimita 83,20%	∅	%cimento	h mol (hot)	γ_s mol	RCS	Pm	ISC
	24	0%	14,6	1851	-	-	34,83
	"	3%	14,5	1866	310	13,8	138,58
	"	5%	14,7	1870	428	5,5	196,0
	"	7%	15,6	1853	618	3,2	-
2) Teor de goetita 16,14%	"	9%	14,6	1842	732	2,3	-
3) Teoria de materiais amorfo 0,66%	∅	%cimento	h mol (-2%)	γ_s mol	RCS	Pm	ISC
	24	0%	12,5	1830	-	-	24,6
4) Relação sílica/ses- quióxido S/R 1,99	"	3%	12,90	1832	233	23	99,7
	"	5%	12,40	1821	312	11,1	156,0
5) Índice de cristali- nidade 0,56	"	7%	13,60	1837	556	6,2	-
	"	9%	13,50	1882	681	3,4	-
6) Teor de SiO ₂ 39,50							
	∅	%cimento	h mol (+2%)	γ_s mol	RCS	Pm	ISC
7) Teor de Fe ₂ O ₃ 6,45	24	0%	16,0	1792	-	-	4,75
	"	3%	16,10	1793	211	26,3	57,18
8) Teor de Al ₂ O ₃ 28,96	"	5%	16,70	1810	256	8,6	109,36
	"	7%	17,40	1808	317	3,8	-
9.1) Área específica Blaine AE = 37,63 m ² /g	"	9%	17,30	1808	354	2,2	-
9.2) Área específica Azul de Metileno AE = 17,1695 m ² /g							
9.3) Área específica de contato AE = 1341,6 m ²							

QUADRO 14 - RELAÇÃO ENTRE PARÂMETROS DA RCS, Pm, ISC E OS COMPONENTES QUÍMICOS E MINERALÓGICOS, SOLO PIPA.

SOLO SÃO JOSÉ DE MIPIBU

	\emptyset	% cimento	h mol (mol)	γ_s mol	RCS	Pm %	ISC %
1) Teor de caulimita 85,43%	2 ψ	0%	11,6	1912	-	-	28
2) Teor de Goetita 13,38%	"	3%	12,5	1910	213	-	99,89
3) Teor de materiais amorfos 1,19%	"	5%	12,8	1907	238	8,8	165,25
	"	7%	12,5	1911	346	5,6	-
4) Relação sílica/ses- quióxido S/R 1,54%	"	9%	12,4	1909	489	4,5	-
5) Índice de cristali- nidade 0,46	\emptyset	% cimento	h mol (-2%)	γ_s mol	RCS	Pm %	ISC %
	2 ψ	0%	10,1	1896	-	-	5,36
6) Teor de SiO ₂ 31,40%	"	3%	10,4	1898	74,0	-	76,88
7) Teor de Fe ₂ O ₃ 6,20%	"	5%	10,1	1894	88,0	-	102,43
	"	7%	10,2	1892	112,0	11,6	
8) Teor de Al ₂ O ₃ 30,71%	"	9%	10,2	1864	145	8,7	
9.1) Área específica Blaine AE = 6626 m ² /g	\emptyset	% cimento	h mol (+2%)	γ_s mol	RCS	Pm %	ISC %
9.2) Área específica Azul de metileno AE = 19,411 m ² /g	2 ψ	0%	14,4	1882	-	-	1,73
	"	3%	14,5	1883	109	-	36,0
9.3) Área específica de contato AEc = 2847,0 m ²	"	5%	14,4	1873	150	12,4	58,04
	"	7%	14,5	1884	266	6,5	
	"	9%	14,8	1853	283	4,7	

QUADRO 15 - RELAÇÃO ENTRE PARÂMETROS DA RCS, Pm, ISC E OS COMPONENTES QUÍMICOS E MINERALÓGICOS, SOLO SÃO JOSÉ DE MIPIBU.

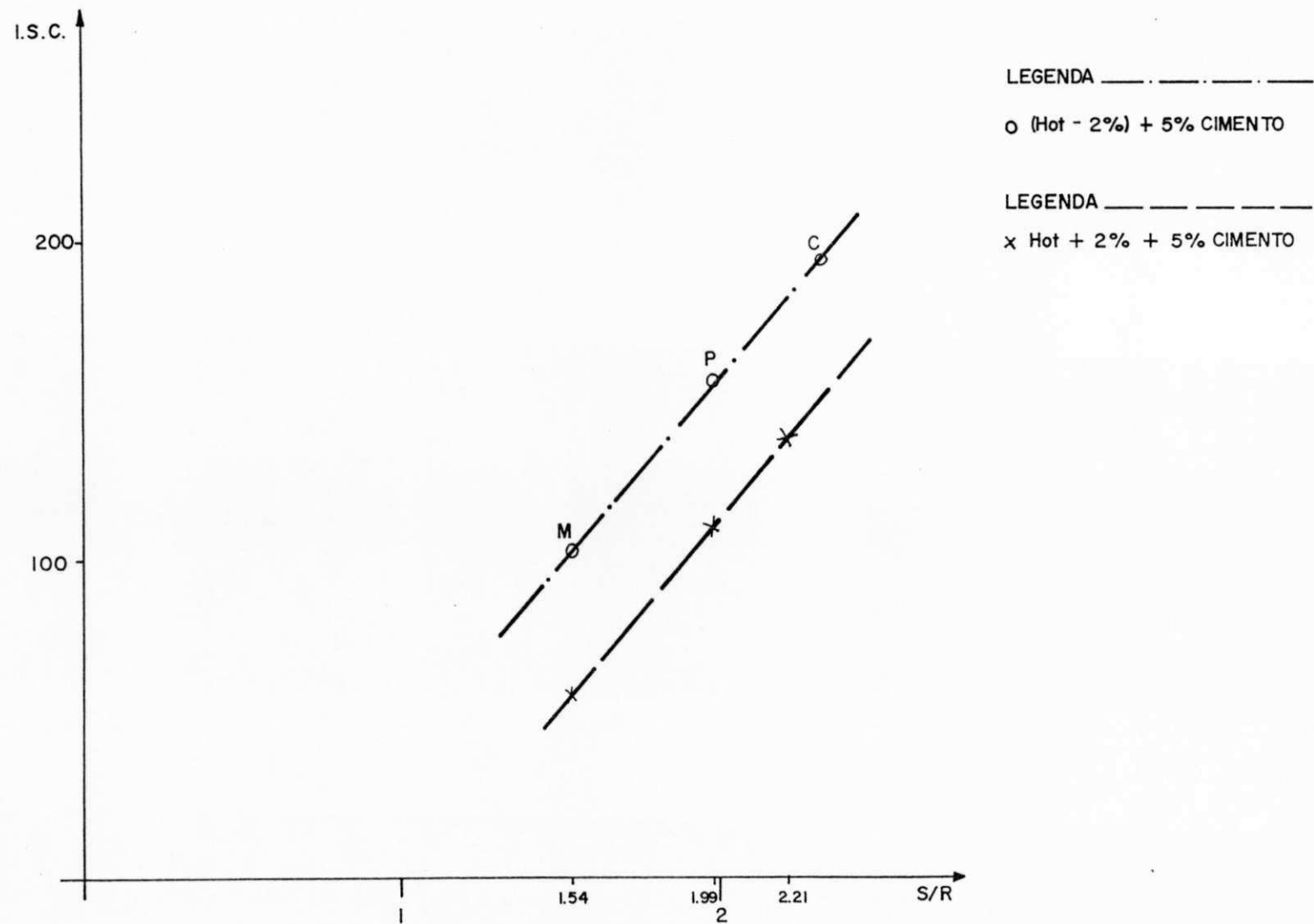


FIGURA 27 - RELAÇÃO ENTRE I.S.C. x S/R NA Hot \pm 2% + 5% CIMENTO DOS SOLOS CANGUARETAMA, PIPA E MIPIBU.

mostrando, então, que o solo de Canguaretama estava mais laterizado do que o de Pipa, e por fim, Mipibu.

Outra relação possível foi ISC x área específica, pelos métodos de Azul de Metileno e Blaine. Na relação ISC x AE (Azul de Metileno), foi possível traçarmos duas retas, como mostra a Figura 28. A primeira delas, na hot-2% + 5% cimento e a segunda, na hot + 2% + 5% cimento. Nesta análise, verificamos que houve um decréscimo no valor do ISC, com o acréscimo das áreas específicas. A mesma tendência ocorreu com ISC x AE, pelo método Blaine. Estes resultados podem ser vistos nos Quadros 13, 14 e 15 e na figura 29.

As áreas específicas (azul de metileno), determinadas nos solos estudados, foram para Canguaretama, $AE = 14,9 \text{ m}^2/\text{g}$, Pipa, $AE = 17,2 \text{ m}^2/\text{g}$ e Mipibu, $AE = 19,5 \text{ m}^2/\text{g}$ e pelo qual estão dentro da faixa obtida por Brito e Ferreira, (1984).

O solo de Canguaretama foi o que obteve maior valor do ISC = 194%, na hot-2% + 5% cimento e que, por sua vez, tem a menor área específica $AE = 14,9 \text{ m}^2/\text{g}$, seguido de Pipa, ISC = 156%, com $AE = 17,2 \text{ m}^2/\text{g}$ e Mipibu, ISC = 102,4%, com $AE = 19,5 \text{ m}^2/\text{g}$.

Segundo Lima (1983), os solos lateríticos compactados na energia de Proctor Normal desagregam pouco após a compactação. Para se ter uma idéia, nos solos estudados por Lima (1983), os acréscimos nas porcentagens da fração < 2mm após desagregação ficaram entre 0,3% e 4,8%, enquanto que na fração 2,0 a 0,05mm, a porcentagem

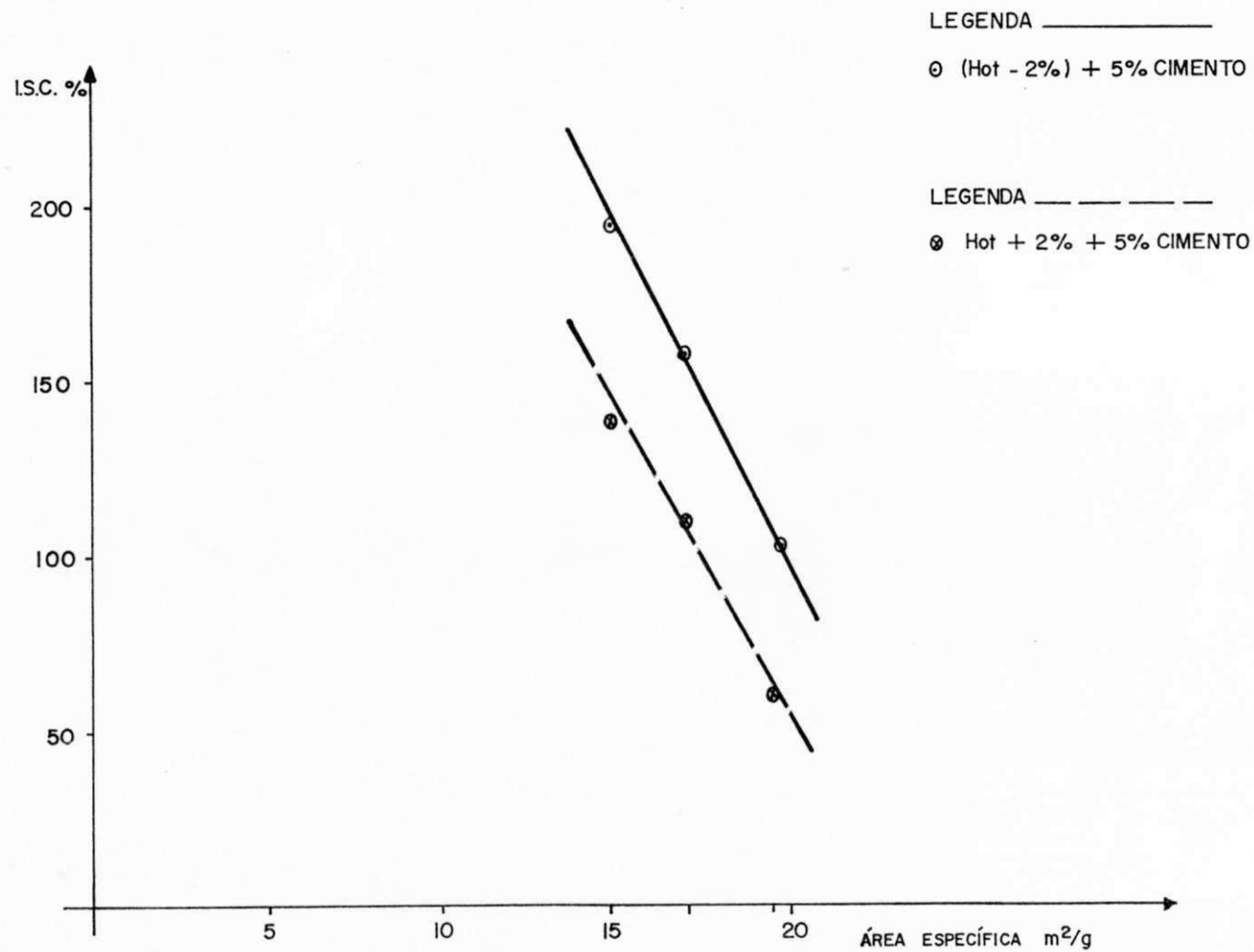


FIGURA 28 - RELAÇÃO ENTRE ISC x AE NA hot ± 2% + 5% CIMENTO, MÉTODO AZUL DE METILENO, DOS SOLOS CANGUARETAMA, PIPA E MIPIBU.

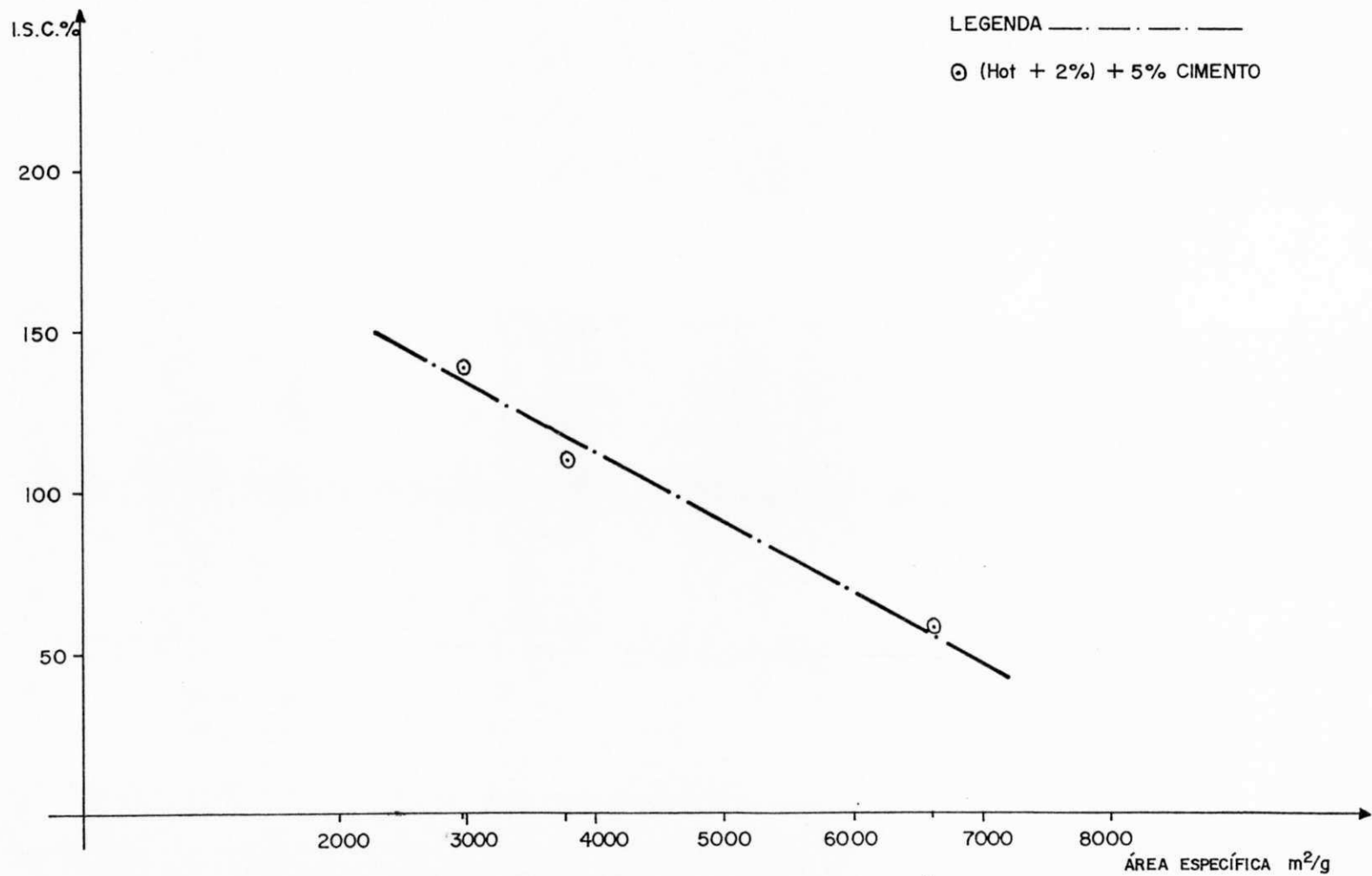


FIGURA 29 - RELAÇÃO ENTRE ISC x AE NA hot + 2% + 5% CIMENTO, MÉTODO BLAINE, DOS SOLOS CANGUARETAMA, PIPA E MIPIBU.

ficou entre 3% e 16% e na fração 9,5 a 4,8mm, a porcentagem ficou entre 1,2% e 7%. Podemos observar que a incidência de acréscimo na fração argila não aumentou significativamente a área específica, não requerendo, assim, uma maior quantidade de cimento para alcançar uma maior resistência.

Como sugestão para trabalhos futuros, proponho uma expressão que determina a área total específica de contato.

$$\text{Área específica} \quad AE = m^2/g$$

ÁREA ESPECÍFICA TOTAL DE CONTATO

$$AE_c = \% \text{ material} < 2\mu \text{ (peso)} \times AE$$

Esta é a área que está disponível a ligar os componentes químicos dos solos com os do cimento para formarem a solda de ligação entre as partículas finas, proporcionando ao solos uma maior resistência e durabilidade.

Exemplo:

de Canguaretama	% < 2 μ = 2%	30 g,	AE = 14,8m ² /g
de Pipa	% < 2 μ = 8,4%	126 g,	AE = 17,2m ² /m
de Mipibu	% < 2 μ = 14,7%	220,5 g,	AE = 19,5m ² /g

ÁREA ESPECÍFICA TOTAL DE CONTATO

$$\text{Canguaretama: } AE_c = 30g \times 14,8m^2/m = 444m^2$$

$$\text{Pipa} \quad : AE_c = 126g \times 17,2m^2/g = 2.167,2m^2$$

$$\text{Mipibu} \quad : AE_c = 220,5g \times 19,5m^2/g = 4.299,8m^2$$

Com estes resultados, podemos verificar que a Área Específica Total de Contato aumenta consideravelmente com o

peso da fração $< 2\mu$. Pode-se chegar à conclusão que não basta o valor nominal da AE para requerer uma quantidade maior de ligações químicas, devemos também levar em consideração o peso da fração $< 2\mu$. A Fig. 30 mostra a tendência da AE_c x AE.

A Perda de Massa é determinada no ensaio de durabilidade por molhagem e secagem. Quando relacionamos P_m x S/R, verificamos que a perda da massa diminui com o acréscimo da relação S/R, isso na hot $\pm 2\% + 5\%$ cimento e que pode ser visto na Figura 31.

Outra relação possível foi P_m x AE. Nesta relação, a perda de massa aumenta com o acréscimo da área específica, obtida na hot $+ 2\% + 5\%$ cimento, Figura 32.

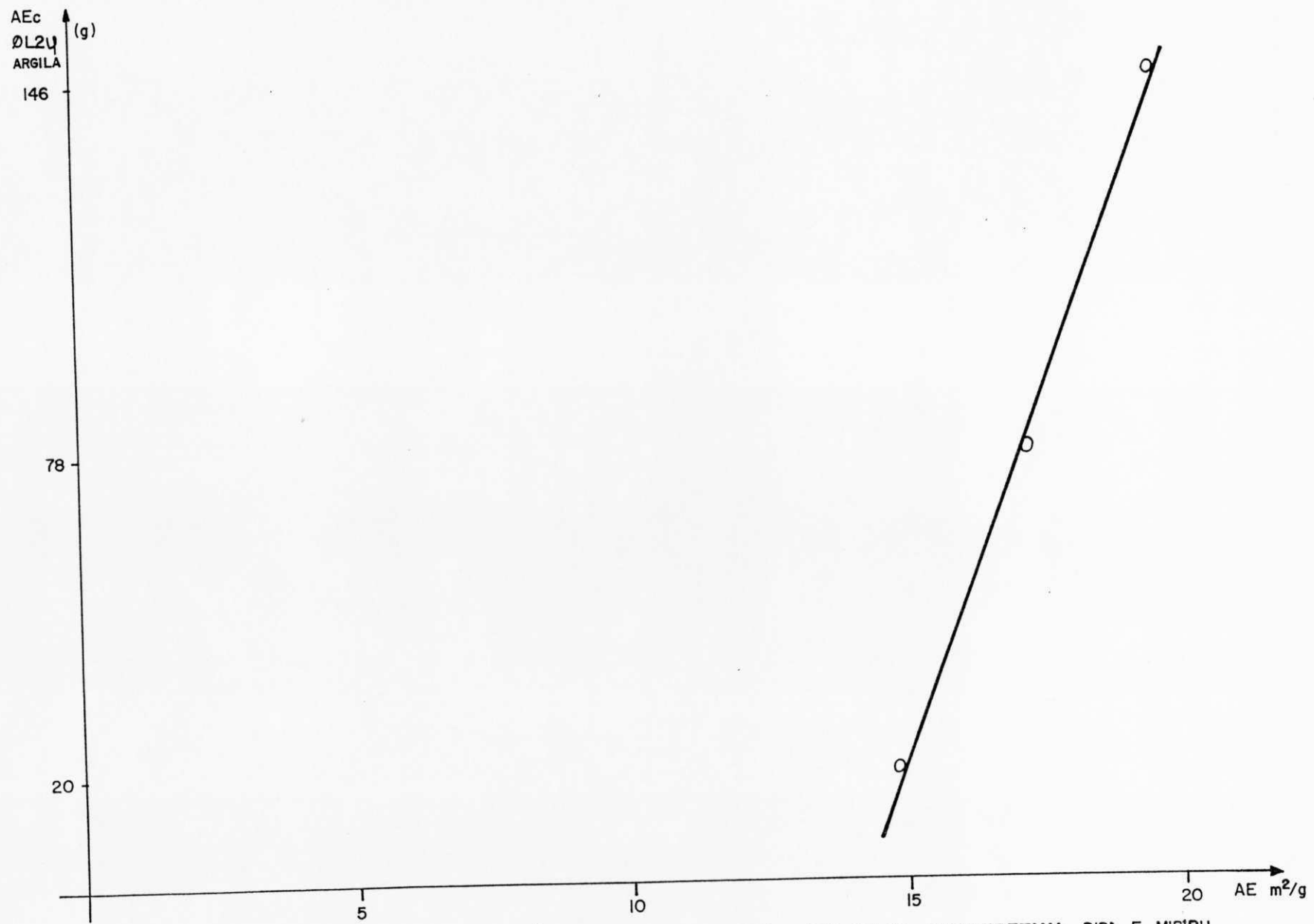


FIGURA 30 - RELAÇÃO ENTRE $AE_c \times AE$, MÉTODO AZUL DE METILENO, DOS SOLOS CANGUARETAMA, PIPA E MIPIBU.

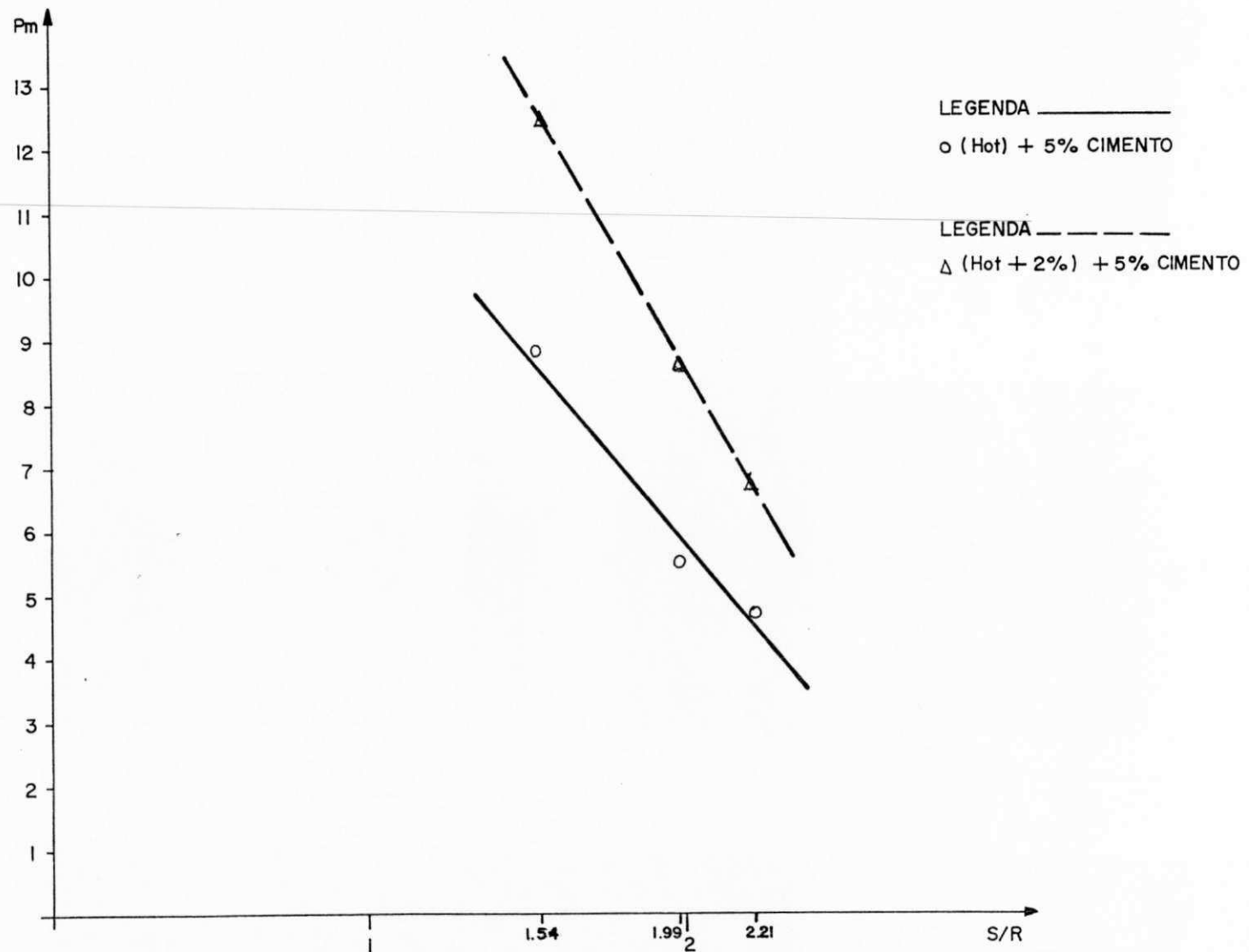


FIGURA 31 - RELAÇÃO ENTRE $P_m \times S/R$ NA Hot E Hot + 2% + 5% CIMENTO DOS SOLOS CANGUARETAMA, PIPA E MIPIBU.

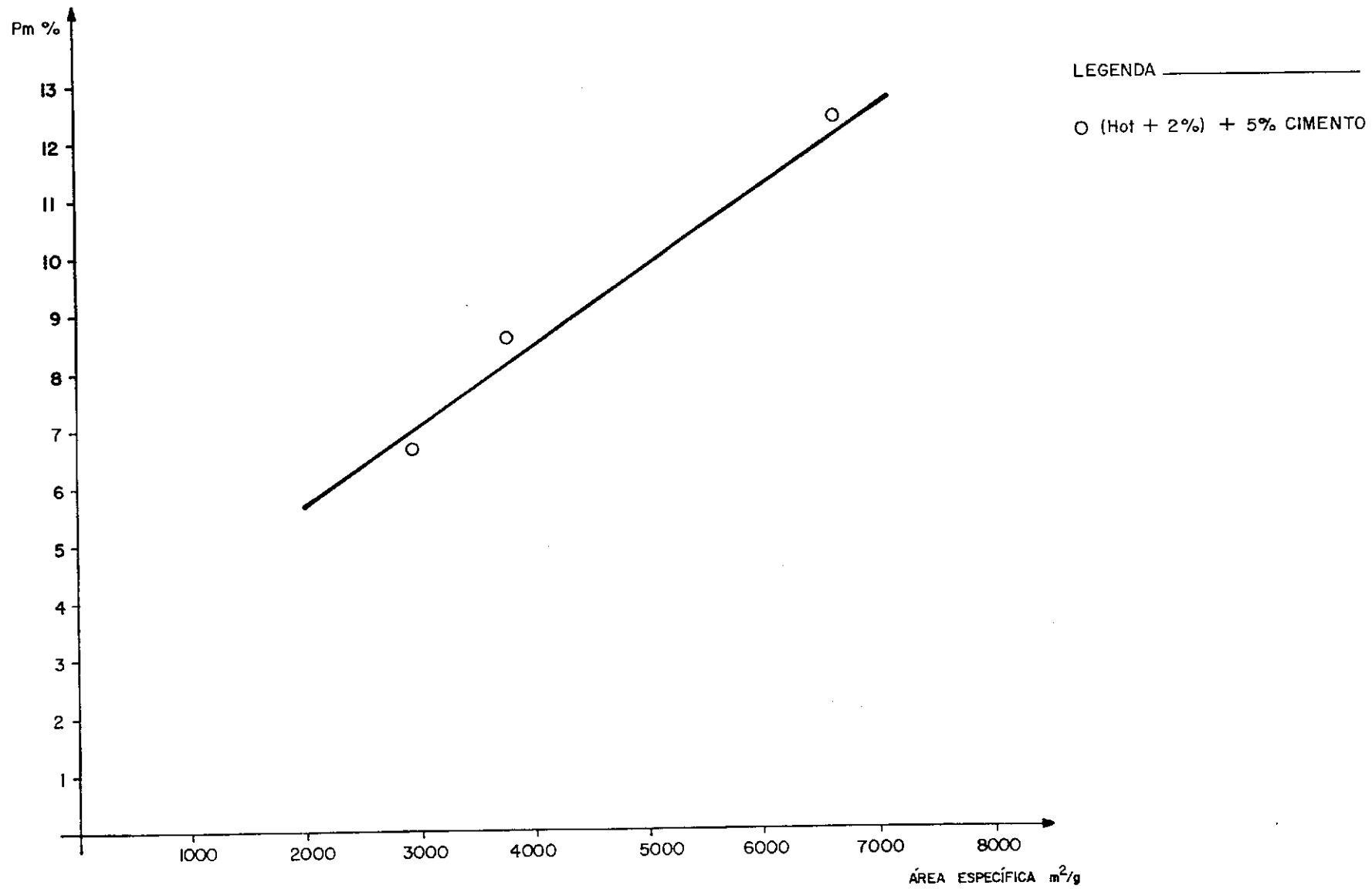


FIGURA 32 - RELAÇÃO ENTRE Pm x AE NA Hot+2% + 5% CIMENTO. MÉTODO BLAINE DOS SOLOS CANGUARETAMA, PIPA E MIPIBU.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES

Os resultados das análises realizadas com os ensaios de laboratório permitem concluir alguns fatores importantes dos solos lateríticos, quando estabilizados com cimento.

1. Os solos, quando compactados na energia Proctor Normal, no estado natural e em diversos teores de cimento, apresentaram massas específicas aparentes secas menores do que quando compactadas na energia de Proctor Intermediário. Um processo inverso ocorreu com a umidade ótima;
2. Houve elevação nas umidades ótimas, com o acréscimo do teor de cimento em torno de 1%, provavelmente, ocasionada pela água adicionada à completa hidratação do cimento;
3. As massas específicas aparente seca praticamente não sofreram alterações com a elevação do teor do cimento;
4. Os solos, quando ensaiados no estado natural (0% de cimento) e submetidos a imersão, desagregaram completamente;
5. As curvas de resistência à Compressão Simples e

de ISC versus teor de umidade apresentaram comportamento semelhante às de massa específica aparente seca versus teor de umidade. Enquanto as curvas de perda de massa têm comportamento inverso;

6. A resistência à compressão simples e ISC de todos os solos estudados é diretamente proporcional ao teor de cimento
7. O solo de Canguaretama apresentou um aumento significativo, em relação a resistência à compressão simples, entretanto nos solos de Pipa e Mipibu, estes valores não foram tão elevados.
8. Todos os solos estudados apresentaram altos valores de ISC para baixas porcentagens de cimento. O solo de Canguaretama foi o que alcançou % mais alta de ISC, seguido de Pipa e Mipibu.
9. Os dados levam a crer, que há uma interdependência entre resistência à compressão simples versus ISC;
10. Os solos apresentaram decréscimo de perda de massa na proporção direta do acréscimo do teor de cimento;
11. De certa forma, os solos apresentaram perda de massa elevadas para baixos teores de cimento, todavia, o solo de Pipa foi o que apresentou menores perdas de massa seguido de Canguaretama e Mipibu;

12. A adoção da norma simplificada baseada na RCS min especificada pela ABCP, não correspondeu plenamente a definição do teor de cimento a ser usado nas misturas dos solos. A norma geral, utilizando os ensaios de durabilidade por molhagem e secagem, mostrou-se mais adequada para definir estes teores de cimento;
13. Com relação à economia, pode-se observar que houve uma diminuição de até 50%, no teor de cimento, proporcionada pela metodologia utilizada na pesquisa.
14. Da relação ISC x S/R, pode-se observar que houve um crescimento dos ISC, com os acréscimos dos valores de S/R, na $h_{ot} \pm 2\% + 5\%$ cimento.
15. Da relação ISC/AE, pode-se observar que houve um decréscimo ISC, com o acréscimo das AE, na $(h_{ot} \pm 2\%) + 5\%$ cimento.
16. Da relação Pm x S/R, verificamos que a perda de massa diminuiu, com o acréscimo de S/R, na $(h_{ot} e h_{ot} + 2\%) + 5\%$ cimento.
17. Da relação Pm x AE, verificamos que houve um aumento da Pm, com o acréscimo da AE, na $(h_{ot} + 2\%) + 5\%$ cimento.

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

1. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Determinação da Finura do Cimento Portland, Mediante Emprego do Aparelho de Permeabilidade no Ar. MB-348, (1966).
2. Aggarwal, H.R., Holmes, S.D., Soil for Low Cost Housing, pp. 244-259, 1984.
3. Associação Brasileira de Cimento Portland. Análise Química em Amostra de Solo-Cimento Portland Pozolânico. Divisão de Tecnologia do Cimento, 1982.
4. Bezerra, R.L., Ferreira, A.M. e Ferreira, H.C. Estudo Estatístico através da Correlação Linear Simples e Múltiplas entre a Área Específica, Determinada por Diversos Métodos e dos Componentes Amorfos Sílica, Alumina e Óxido de Ferro de Alguns Solos Latéritos do Nordeste Brasileiro. Cerâmica, 32 (203) Dezembro, 1986.
5. Bezerra, R.L., A Durabilidade de Solos Lateríticos Estabilizados com Cimento e Aditivos, Tese de M.Sc.,

- CTC/UFPB, Campina Grande, Paraíba, 1976.
6. Cabrera, J.G. e Lucena, F.B. Propriedades de Solos Lateríticos do Estado da Paraíba. 1º Seminário Nacional sobre os Solos Lateríticos, IPR/DNEB, São Luiz, Maranhão, 1977.
 7. Carvalho, J.B.Q, Suggested Method to Determine Amorphous Iron Lateritic Soils. First International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soil. Vol. 1, Brasília, 1985.
 8. Carvalho, J.B.Q., Medina, J. e Nogami, J.S. Characterization Identification and Classification of Tropical Lateritic and Saprolitic Soil for Geotechnical Purposes. Committee on Tropical Soil of the ISSMFE. Progress Report 1981-1985.
 9. Carvalho, J.C. Influência das Energias Térmicas e Mecânica em Propriedades de Engenharia Seleccionadas de Alguns Solos Lateríticos do Norte e Nordeste do Brasil. Tese de M.Sc., CCT/UFPB, Paraíba 1983.
 10. Carvalho, S.G. Problemas das Lateritas da Província do Guiné. Universidade do Porto, 1972.
 11. Ceratti, J.A.P e Casanova, F.S. Um Método Físico-Químico para Dosagem de Solo-Cimento. Simpósio Sobre

- Novos Conceitos de Ensaio de Campo e Laboratório em Geotécnica. Vol. I, Rio de Janeiro, Maio, 1988.
12. Chadda, L.R. and Uppal, H.L. Laboratory Studies on the Chemical Stabilization of Laterite in Road Construction. Road Research Construction. Vol. 49, Part. 577, 1971, pp. 11-14, 1971.
 13. Chen, T.J., Souza Santos P, Ferreira, H.C., Calil, S.F., Zandonadi, A.R. e Campos, L.U. Método de Adorção de Azul de Metileno, para a Determinação da Capacidade de Troca de Cations e da Area Específica de Caulins e de Argilas Montmori Conitas. Cerâmica 20 79, 1974.
 14. Costa, C.R.V. Índice de Suporte Califórnia para Solos Lateríticos, Avaliação da Metodologia e Influência dos Efeitos das Energias Térmicas e Mecânicas. Tese de M.Sc., CCT/UPPB, Paraíba, 1983.
 15. Costa, C.R.V. Índice Suporte Califórnia para Solos Lateríticos, Utilizando Amostras Curadas Previamente à Compactação. 19ª Reunião Anual de Pavimentação. Rio de Janeiro, outubro, 1984.
 16. Costa, C.R.V., Lucena, F.B. Dosagem dos Solos Lateríticos com Cimento, Análise Preliminar da Metodologia Adotada pela ABCP, 20ª Reunião Anual de Pavimentação. Fortaleza, Ceará, nov. 1985.

17. Costa, C.R.V. e Lucena, F.B. Influência do Desvio da Umidade na Resistência de Solos Lateríticos Compactados. 22ª Reunião Anual de Pavimentação. Maceió, Alagoas, 1987.
18. Crof, J.B. The Influência of Soil Mineralogical Composition of Cement Stabilization. Geotechnique. Volume 17, pp. 119-135, 1967.
19. Crof, J.B. The Problem in Predicting the Stability of Soil for Cementitious Stabilization, Eng. Ecol. Vol. 2, Parte 6, 1986.
20. Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. Método de Ensaio. São Paulo, 4ª edição, 1972.
21. Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. Especificações de Base e Sub-Base Estabilizadas Granulometricamente com Utilização de Solos Lateríticos. ES-P. 47/74, Resolução nº 395/74 Conselho Administrativo do DNER, sessão 10, 1974.
22. Ferreira, H.N. O Conceito de Laterita na Engenharia Civil. LEA nº 96 - Luanda 1963.
23. Ferreira, A.M., Lima, R.C. e Ferreira, H.C. Correlações

- entre Areas Específicas Determinadas por Diversos Métodos e Parâmetros de Compactação e CBR de Solos Lateríticos do Nordeste do Brasil DEC/CT/UFPB - C. Grande 1988.
24. Chaves, L.F.M. Propriedades Químicas e Mineralógicas de Três Solos Vermelhos. Tropicais do Estado do Rio Grande do Norte. Dissertação de Mestrado. CCT/UFPB, Paraíba, 1979.
25. Gidegasu, M.D. Lateritas Soil Engineering Pedogenesis and Engineering Principles, Elsevier Scientific Publishing Company. Amsterdam, Oxford, New York, 1976.
26. Ingles, O.G. and Metcal J.B. Soil Stabilization, Principles and Practice, Butterworths, Sydney - Melbourne - Brisbane, 1972.
27. Ingles, O.G. Advance in Soil Stabilization. Rev. Pure App. Chem, Vol. Nº 18, Part 4, pp. 291-310, 1968.
28. Lasisi, F. and Ogunjide, A.M. Effect of Grain Size on the Strength Characteristics of Cement-Stabilized Lateritic Soils. Printed in Great Britain, Building and Environment, Vol. 19, Nº 1, pp. 49-54, 1984.
29. Lasisi, F. and Ozunade, J.A. Effect of Grain Size on the Strength of Cubes Made from Lateritic Soils. Printed in

- Great Britain, Building and Environment, Vol. 19, nº 1, pp. 53-58, 1984.
30. Lima, R.C. Granulometria de Solos Lateríticos: Metodologia, Efeitos das Energias Térmicas e Mecânicas em Relação com a Composição Química e Mineralógica. Tese de M.Ss, CCT/UFPB, Paraíba, 1983.
31. Little, A.L. Defenition, Formation e Classification. Proceeding of the Specialty Session. VII Internacional Conference on Soil Mechanics and Fundation Engineering. Vol. II, México, 1970.
32. Lucena, F.B. Propriedades dos Solos Vermelhos do Estado da Paraíba. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro - RJ, 1976.
32. Lucena, F.B., Carvalho, J.B.Q., Diniz, A.A., Costa, C.R.V. e Lima, R.C. Estudos dos Solos Lateríticos: Propriedades dos Solos Lateríticos Estabilizados com Cimento. 21ª Reunião Anual de Pavimentação. Salvador, Bahia, setembro, 1986.
34. Lucena, F.B., Ferreira, H.C. e Villar, J.C. Estudo da Variação da Resistência a Compressão Simples de Mistura de Solo Laterítico com o Cimento, Através da Aceleração do Tempo de Cura em Ambiente Térmico. VIII Congresso

- Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. ABMS, Anais Vol. I, pp. 143-148, Porto Alegre, 1986.
35. Lucena, F.B. e Ferreira, C.H. Utilização dos Solos Vermelhos Tropicais (Solos Lateríticos) como Matéria Prima para Uso em Cerâmica Vermelha ou Estrutural. *Cerâmica* 30 (169), 1984.
36. Lyon Associates, Inc. Laterite and Lateritic Soils and Other Problem Soils of Africa. Agency for International Development, 1971.
37. Machado, C.C., Santos, P.G.P. e Ferreira, C.H. Estudo Estatístico através da Regressão Linear Simples e Múltipla entre Diversos Métodos de Determinação da Área Específica e Algumas Propriedades de Solos Lateríticos da Região Nordeste do Brasil. *Cerâmica*, 32 (196), 1986.
38. Moa, F.C. and Sheikh, A.S. Effect of Sulfates on Ciment-Stabilization Lateritic Soils. Seato Graduate Scholl of Engineering. Theiland, pp. 485-495, 1974.
39. Nogami, J.S., Banerj, P.K., Netterberg, F. e Shellman, W. Characterization Identificacion and Classification of Tropical Lateritic and Saprolitic Soils for Geotechnical Purposes. Committee on Tropical Soil of the ISSMFE.

Progress Report 1985.

40. Ola, S.A. Need for Estimated Cement Requeriments for Stabilizing Lateritic Soils. Transportation Engineering Journal, Reviewed by the Highway Division, pp. 379-387, 1974.
41. Ola, S.A. Stabilization of Nigerian Lateritic Soils With Cement, Betumem and Line. Sixth Regional Conference for Africa on Soil Mechanic and Foundation Engineering. Durbom, South Africa. PP. 145-151, 1975.
42. Ola, S.A. Geotechnical Properties and Behaviour of Some Nigéria Lateritic Soils. University of Benin, Benin-City Puble. A.A. Beltiema. PP. 61-84, 1983.
43. Pitta, M.R. Estudo Preliminar de Laboratório Sobre o Comportamento de Mistura Laterita Cimento. XIII Reunião Anual de Pavimentação. Curitiba. PP. 1-15, 1977.
44. Santana, H. Pontos Básicos e Elementares da Estabilização Granulométrica. 18ª Reunião Anual de Pavimentação. Porto Alegre 1983.
45. Santana, H. Os Materiais Lateríticos na Pavimentação de Baixo Custo no Brasil. ABPV. Nº 22º RAP. Maceió, 1987.

46. Simon, A.B. and Giesectie, J. and Bidlo, G. Use of Lateritic Soils for Road Construction in North Dahomey, Elsevier Scientific Publishing Company. Amsterdam - Printed in the Netherlands, Engineering Geology, 7. PP. 197-218, 1973.
47. Schomaker, N.B. and Aufmuth, R.E. Burna Soils a Study of the Effects of Lime and Cement on Paddy and Lateritic Material. Cerl, Department of the Army, Construction Engineering Research Laboratory, Technical Report n-6. PP. 1-12, 1971.
48. Shewood, P.T. and Sullivan, G.A. A Study of the Factors Affecting the Strength of a Cement Stabilized Lateritic Gravel. Road Research Laboratory, Note n^o RN/3798/PTS/GAS (Unpublished), 1960.
49. Townsend, F.C., Manke, P.F. and Parcher, J.V. The Influence of Sesquióxidos on Lateritic Soil Properties. Highway Research Record. N^o 374, pp. 80-92, 1971.
50. Villar Filho, O.C., Lucena, F.B. e Ferreira, H.C. Estabilização dos Solos Lateríticos com Ciment. VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, ABMS. Anais, Vol. V. PP. 2285-305, Recife, 1982.

51. Villar Filho, O.C. Estabilização dos Solos Lateríticos da Região Nordeste do Brasil com Cimento. Tese de M.Sc. CCT/UFPB, Paraíba, 1985.
51. Zalazar, L.M. Estabilizacion Granular, Experiência e Investigacion Argentina y Sudamerica. IPR. I Simpósio de Pesquisa Rodoviária, RJ, 1965.

BIBLIOGRAFIA CITADA

1. American Association of State Highway Officials. Standard Specifications for Highway Materials and Methods of Sampling and Testing. 2, Washington, D.C. 9th ed, 1966.
2. Arman, A. and Sillon, F. The Effect of Delayed Compaction on Stabilized Soil-Cement. Highway Research Record, 198, pp. 30-38 1967.
3. Brand, E.W. and Hongsnoi, M. Effects of Method of Preparation on Compaction and Strength. Bangkok, Thailand, pp. 107-116, 1969.
4. Catton, M.D. Research of the Physical Relations of Soil and Soil-Cement Mixtures. Proc. Highw, Res. Bd. 108, pp. 29-57, 1955.

5. Catton, M.D. Soil-Cement Technology. A Resumé Journal of Portland Cement Association Research and Development Laboratories. PP 13-21, 1962.
6. Carvalho, J.B.Q e Cabrera, J.G. A Simple Method for the Assessment of Pozzolanic Activity in Red Tropical Soil. VI Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Vol. 2, pp. 485-501, Lima, Perú, 1984.
7. Clare, K.E and O'Reilly, M.P. Road Construction Over Tropical Red Clay. Conf. on Civil Eng. Problems Overseas, Inst. Civil Eng., pp. 243-256, 1960.
8. Committee on Soil Portland Cement Stabilization. Soil Stabilization With Portland Cement. Highway Research Bulletin 292, 1961.
9. De Medina, J. Les Laterites et Leur Application a La Technique Routiere. Rev. Generale des Routes. Nº 382, pp. 64-81, 1964.
10. Falcão, J.M. e Castro, G.T. Tentativa de Correlação de Parâmetros de Compactação em Solos Lateríticos. P.T. CPM 30/74, IME, Rio de Janeiro, 1974.
11. Falcão, J.M. e Castro, G.T. Estudo da Estabilização

Granulométrica em Solo Laterítico. P.T. CPM 31/75, IME, Rio de Janeiro, 1975.

12. Ferro, J.G.O. A Influência da Cal nas Propriedades de Engenharia dos Solos Lateríticos. Tese M.Sc. CCT/UFPB, 1976.
13. Frejacques, J. and Remillon, A. Stabilization des Couches Roulement et Utilization des Matériaux d'apport. Construction, Vol. 10, pp. 71-79, 1955.
14. G'obetti, A.F. e Scarrone, A. Característica da Cinza de Carvão da Termoelétrica de Charqueados e sua Influência no Comportamento do Cimento Portland. Instituto Tecnológico do R.G.S., Porto Alegre - Bol. nº 49, 1969.
15. Gregg, J.S. The Performance of Soil Genesis in the Engineering Classification of Chana Soil. Engineering Geology, 1963.
16. Handy, R.L. Cementation of Soil Minerals Method Portland Cement. Bull High Res. Bd. 198, pp. 55-64, 1958.
17. Jaouen, J. Chaussees en Sols-Cement. Construction, Vol. 10, pp. 56-59, 1955.

18. Kihara, Y e Esper, M.W. Perfil dos Cimentos Portland Pozolânicos Brasileiros. Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP). São Paulo. Out. 1986.
19. Krebs, R.D., Walter, R.D. Highways Materials. Mc Graw-Hill, Inc, USA, 1971.
20. Leonards, G.A. Foudation Engineering. Mc Graw-Hill. 1962.
21. Massazza, F. Chimica Delle Aggiunte Pozzolaniche e dei Cementi di Miscela. 7C Cimento, Roma, (1), 3-38, Gen/MAR, 1976.
22. Medina, J. Laterit Böden Und Ihre Verwendung, Reverse Générale des Routes et des Aerodromes. Paris, 1963.
23. Meireles, J.M.F. Mechanical Effect on Gestechnical Properties of Lateritic Soils. Fifth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Luanda, Angola, 1971.
24. Mitchell, J.K. and Hooper, D.C. Influence of Time Between Mixing and Compaction on Properties of a Line Stabilizaed Expansive Clay. Higway Research Bulletin, 304, pp. 32-50, 1961.
25. Moh, Z.C., Chin, Y.P. and Ng. S.C. Cement Stabilization of Lateritic Soils, Proc. Third. Asia Reg Cont. on Soil

- Mech and Found Eng., Haifa, Vol. 1, pp. 42-46, 1967.
26. Moh, Z.C. and Sheikh, A.S. Effect of Solphate on Cement Stabilized Lateritic Soil. Proc. of othe Southeast Asia Reg. Conf. on Soil Eng., Bongkok, pp. 485-495, 1968.
 27. Newll, D. and Dowling, J.W.F. Laterites in Western Malaysis and Nosthern Nigéria. Proc. Of. Speciality Session on Engineering Properties of Lateritic Soils, Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foudation Engineering. México, Vol. 2, pp. 133-150, 1969.
 28. O'Flaherty, C.A., Highway, Edward Arnold LTD. London, 1967.
 29. Ohunnu, K.O. Studies of Sondcret/Landcret Slocks in Building Tecnology. Student Independent Study Projetc, Department of Agricultural Engineering. University of Ite. Ile-Ife, Nigéria, 1980.
 30. Osunade, J.A. Effects of Grain Sige on the Strenght of Blocks from Lateritic Soils. Independent Research Project, Department of Agricultural Engineering, University of Ife, Nigéria, 1981.

31. Peltier, H. Zementgebundene Tragschichten Westeuropäischen Straßenbau. Betonstrabem, Jahrb. Betonverlong, Düsseldorf, pp. 227, 1968.
32. Road Research Lab. Notes on the Cement Treatment of Ghana Soil. Dept. SCI and Ind: Res (U.K.), Road Res. Lab. Overseas Bull, No 8, pp. 248, 1958.
33. Santos, J.C. Utilization of Lateritic Soil for Construction Purposes. Proc. of the Spec. Session of Eng. Prof. of Lateritic Soils, Seventh Int. Conf. on Soil Mech and Found Eng. México City, Vol. 1, pp. 189-197, 1969.
34. 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/PIS/GAS (Unpublished), 1960.
35. Dommer, H. Zementgebundene Tragschichten im Westeuropäischen Straßenbau. Betons Trabem. Jahrb, Betonverlag, Düsseldorf, pp. 227, 1968.
36. Terzaghi, K. Design and Performance of Sasama Dam. Proc. Institution of Civil Engineers. London, Vol. 9, pp. 369-395, 1958.

37. Wooltorton, H.F.W. Engineering Pedology and Soil Stabilization, Bull High. Res. Bd 108, pp. 29-57, 1955.