

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA  
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA

+ ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS LATERÍTICOS DA REGIÃO  
NORDESTE COM EMULSÃO ASFÁLTICA CATIONICA

Raimundo Nonato Almeida Araújo  
Engenheiro Civil

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO  
DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO 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:

Heber Carlos Ferreira

PROF. HEBER CARLOS FERREIRA  
PRESIDENTE

R. Bezerra

PROF. RAIMUNDO LEIDIMAR BEZERRA  
EXAMINADOR INTERNO

Geraldo Ramos Borba

PROF. GERALDO RAMOS BORBA  
EXAMINADOR EXTERNO

CAMPINA GRANDE  
PARAÍBA-BRASIL  
JULHO - 1982



A663e

Araújo, Raimundo Nonato Almeida.

Estabilização de solos lateríticos da região nordeste com emulsão asfáltica catiônica / Raimundo Nonato Almeida Araújo. - Campina Grande, 1982.  
137 f.

Dissertação (Mestrado em Ciências) - Universidade Federal da Paraíba, Centro de Ciências e Tecnologia, 1982.  
"Orientação : Prof. Heber Carlos Ferreira".  
Referências.

1. Mecânica dos Solos. 2. Geologia de Engenharia. 3. Solos Lateríticos. 4. Dissertação - Ciências. I. Ferreira, Heber Carlos. II. Universidade Federal da Paraíba - Campina Grande (PB). III. Título

CDU 624.131(043)

## INDICE

DEDICATÓRIA		I
AGRADECIMENTOS		II
RESUMO		III
ABSTRACT		IV
SIMBOLOGIA		V
CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO		1
CAPÍTULO II - OBJETIVOS		3
CAPÍTULO III - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA		4
3.1.0 - Introdução		
3.2.0 - Estabilização de Solos		
3.3.0 - Emulsão Asfáltica		
3.4.0 - Solos Tropicais Vermelhos		
3.5.0 - Estabilização Betuminosa		
3.6.0 - Mecanismo de Estabilização	com	
Emulsão Asfáltica		
3.7.0 - Índice de Vazios		
3.8.0 - Ensaio de Resistência à	Compressão	
Simples		
3.9.0 - Ensaio de Resistência à	Compressão	
Confinada ( Triaxial )		
3.10.0 - Ensaio de Resistência à Tração	In-	
direta		
CAPÍTULO IV - MATERIAIS E MÉTODOS		27
4.1.0.0 - Introdução		
4.2.0.0 - Materiais		
4.3.0.0 - Métodos de Ensaios		
CAPÍTULO V - RESULTADOS E DISCUSSÕES		43
5.1.0 - Introdução		
5.2.0 - Ensaios de Caracterização		
5.3.0 - Ensaios Tecnológicos		
CAPÍTULO VI - CONCLUSÕES		119
CAPÍTULO VII - SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS		121
REFERÊNCIAS		122
APÊNDICES		128

À minha esposa Maria Aparecida  
e aos meus filhos Renata e  
Rômulo pelo espírito de sacri-  
fício e renúncia durante a  
realização deste trabalho.

A meus pais e dona  
Donzinha, meu agradeci  
mento e gratidão.

## AGRADECIMENTOS

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

## AGRADECIMENTOS ESPECIAIS

Aos orientadores Prof. Heber Carlos Ferreira e Prof. Francisco Barbosa de Lucena, a paciência, dedicação, interesse, compreensão e, sobretudo, seriedade com que nos orientou.

Ao IPR/DNER e FINEP, o apoio financeiro.

Ao Chefe da Residência R - 2 do 13º DRF - DNER, Engenheiro Francisco Fernando de Figueiredo Lopes, os seus préstimos.

Ao companheiro Orlando de Cavalcanti Villar Filho, amigo de todas as horas, a ajuda incessante.

Ao Departamento de Tecnologia da Construção Civil, na pessoa de seu chefe, Prof. Geraldo Ramos Borba, a amizade e compreensão.

Ao Prof. Anastácio Pereira da Silva, mestre incansável, o estímulo contínuo.

As datilógrafas Maria de Fátima Alves, Francinete Ribeiro da Silva, e aos desenhistas Windsor Ramos da Silva, Pedro Liberalino de Lucena, a eficiência profissional.

Aos Laboratoristas José Nivaldo Sobreira, José Constante Dias e João Felix, a contribuição decisiva e indispensável.

## RESUMO

O presente trabalho trata de um estudo de laboratório em nove solos selecionados, envolvendo várias zonas fisiográficas dos estados da Paraíba, Piauí e Maranhão, as quais apresentam características diferentes quanto ao relevo, temperatura, altitude e precipitação pluviométrica.

O estudo de laboratório consistiu em ensaios de compactação, utilizando-se materiais com 4,8mm e 9,5mm de diâmetro máximo, resistência à compressão simples, resistência à tração indireta e resistência à compressão confinada ( triaxial ), usando-se teores de emulsão variando de 0% a 8% para diferentes teores de umidade abrangendo os dois ramos da curva de compactação.

Foram ensaiados corpos de prova com relação H/D ( altura/diâmetro ) diferentes, com a finalidade de avaliar a influência das dimensões das amostras na resistência à compressão simples dos solos escolhidos.

Os corpos de prova, moldados com a energia de compactação correspondente ao procto normal para diferentes teores de emulsão e água, formam submetidos a um processo de cura ao ar livre durante 7 dias e, após esse período, rompidos.

O teor de umidade ótimo e o índice de vazios do sistema solo-emulsão, de um modo geral, diminuem à proporção que é adicionado emulsão ao sistema.

A resistência à compressão simples, tração indireta, resistência ao cisalhamento, tensão normal ao plano de ruptura e massa específica aparente seca apresentaram um valor máximo para o teor de emulsão correspondente a 2% e um teor de umidade próximo ao ótimo.

Finalmente, uma correlação estatística foi encontrada entre o valor da resistência à compressão simples e tração indireta. Isto permite propor o ensaio de tração indireta como uma alternativa do ensaio de resistência à compressão simples.

Outras relações dessa natureza se encontram inseridas neste trabalho.

## ABSTRACT

This dissertation deals with a laboratory study about nine selected soils, involving several physiographic areas of the states of Paraíba, Piauí, and Maranhão which present different characteristics as far as the relief, temperature, altitude, and pluviometric precipitation are concerned.

The laboratory study has consisted of compaction tests, using materials with 4,8mm and 9,5mm of maximum diameter, resistance to simple compression, resistance to indirect traction, and resistance to confined compression ( tri-axial ), using emulsion tenors varying from 0% to 8% for different humidity tenors, comprising the two ramifications of the compaction curve.

Samples have been tested in relation to different H/D ( height/diameter ), aiming to evaluate the influence of the dimensions of the samples in resistance to simple compression of the chosen soils.

The samples, shaped with the compaction energy corresponding to the normal procto for different tenors of emulsion and water, were submitted to a cure process in the open air during seven days, and after this period, they were broken.

The optimum humidity tenor and the void ratio of the soil - emulsion system, in a general way, diminish in measure as the emulsion is added to the system.

A resistance to simple compression, resistance to indirect traction, resistance to shearing, normal tension to the rupture plan and specific, apparent dry mass have presented a maximum value for the emulsion tenor corresponding to 2% and a humidity rate close to the optimum.

Finally, a statistics correlation has been found between the value to the resistance to simple compression and indirect traction. This allows to propose a test of indirect traction as an alternative for the test of resistance to simple compression.

Other relationships like these are to be found in the present dissertation.



## SIMBOLOGIA

$\gamma_s$	Massa específica aparente seca	Kg/m <sup>3</sup>
$\gamma_{s,m\acute{a}x}$	Massa específica aparente seca máxima	Kg/m <sup>3</sup>
$\gamma_s^*$	Massa específica aparente seca máxima correspondente à resistência à compressão simples máxima	Kg/m <sup>3</sup>
$\delta_s$	Densidade real do solo	
$\delta_E$	Densidade real da emulsão	
$\delta_m$	Densidade real da mistura	
RCS	Resistência à compressão simples	KPa
RCS <sub>máx</sub>	Resistência à compressão simples máxima	KPa
RCS(1)	Resistência à compressão simples correspondente à massa específica aparente seca máxima. (H=13cm)	KPa
RCS(2)	Resistência à compressão simples calculada em função do ângulo de atrito e coesão	KPa
RCS(3)	Resistência à compressão simples. ( H= 20cm )	KPa
RCC	Resistência à compressão confinada	KPa
RTI(1)	Resistência à tração indireta correspondente à massa específica aparente seca máxima	KPa
U	Teor de umidade	%
U <sub>ót</sub>	Teor de umidade ótimo	%
U <sup>*</sup>	Teor de umidade correspondente à resistência à compressão simples máxima	%
U(4,8mm)	Teor de umidade do material de diâmetro máximo igual a 4,8mm	%
U(9,5mm)	Teor de umidade do material de diâmetro máximo igual a 9,5mm	%
$\sigma_1$	Tensão principal maior	KPa
$\sigma_3$	Tensão principal menor	KPa
$\sigma$	Tensão normal ao plano de ruptura	KPa
$\sigma_1 - \sigma_3$	Desviador	KPa

$\tau$	Resistência ao cisalhamento	KPa
$\phi$	Ângulo de atrito	o'
C	Coesão	KPa
e	Índice de vazios	
%P <sub>S</sub>	Percentagem em peso do solo na mistura	%
%P <sub>E</sub>	Percentagem em peso da emulsão na mistura	%
CP	Corpo de prova	
MO	Matéria orgânica	
pH	Potencial hidrogeniônico	
LL	Limite de liquidez	%
LP	Limite de plasticidade	%
IP	Índice de plasticidade	
NP	Não Plástico	
V <sub>ar</sub>	Volume de vazios de ar	cm <sup>3</sup>
V <sub>a</sub>	Volume de água	cm <sup>3</sup>
V <sub>E</sub>	Volume de emulsão	cm <sup>3</sup>
V <sub>S</sub>	Volume de solo	cm <sup>3</sup>
V <sub>V</sub>	Volume de vazios	cm <sup>3</sup>
V <sub>S</sub>	Volume da parte sólida	cm <sup>3</sup>
V <sub>T</sub>	Volume total	cm <sup>3</sup>
P <sub>a</sub>	Peso da água	g
P <sub>E</sub>	Peso da emulsão	g
P <sub>S</sub>	Peso do solo	g
P <sub>S</sub>	Peso da parte sólida	g
P <sub>T</sub>	Peso total	g
/r/	Coeficiente de correlação	
$\alpha$	Nível de significância	%
GL	Grau de liberdade	

## CAPÍTULO I

## INTRODUÇÃO

A rede rodoviária dos países em desenvolvimento vem aumentando muito rapidamente nos últimos anos. Por outro lado, a crise mundial do petróleo iniciada em 1973, tem provocado um aumento quase constante no preço dos combustíveis. Como resultado destes fatores, tem-se procurado utilizar cada vez mais materiais disponíveis nos locais de construção, visando-se a uma minimização dos custos de transportes com o material. Entretanto, nem sempre estes materiais existentes nas proximidades das obras, mesmo misturados, atendem as especificações dos departamentos de estradas. Desta forma, objetivando-se solucionar o problema, tem-se procurado modificar as propriedades dos solos, adicionando-se aditivos ( cal, cimento, emulsão, etc., ) com a finalidade de melhorar as características de resistência do material de tal maneira que sua utilização em obras de engenharia seja efetuada atendendo a critérios técnicos e econômico mais racionais.

Devido a isto, tem havido recentemente um crescente interesse no estudo do comportamento dos solos tropicais vermelhos, quando estabilizados por tratamentos químicos ou físico-químicos. Muito embora esses estudos não tenham sido sistematizados, já existem muitas rodovias construídas com solos estabilizados, por exemplo, com emulsão asfáltica, sendo que a tecnologia empregada, na maioria das vezes, é uma adaptação de métodos aplicáveis a outros tipos de misturas de comportamento adverso, Ferreira ( 1980 ).

A estabilização de solo com materiais betuminosos teve seu início por acaso. Engenheiros rodoviários observaram que estradas de terra que davam acesso aos campos petrolíferos, quando sobre elas era derramado óleo cru, reduziam o pó existente tornando-as mais aptas a resistirem aos rigores do tráfego e ao tempo, McKesson ( 1939 ).

No início, surgiram vários métodos de estabilização, e a evolução das técnicas de laboratório, como também a não aceitação do processo de construção fizeram com que a estabilização de solos com materiais betuminosos se desenvolvesse muito pouco no período que data da segunda guerra mundial até o ano 1950, Herrin ( 1960 ) e Turnball ( 1952 ).

Entretanto, mesmo sendo a utilização de emulsão no tratamento de solos uma técnica desenvolvida antes da segunda guerra mundial, McKesson ( 1939 ), no Brasil, seu emprego como agente estabilizante ainda é muito restrito e pouco se conhece sobre seus efeitos, quando misturada com solos lateríticos.

No Brasil, existem grandes áreas cobertas por solos que são produtos de diferentes graus de intensidade do processo de laterização onde os gigantescos programas de desenvolvimento e integração nacional, envolvem uma diversificada gama de obra de engenharia e abrangem de maneira mais acentuada a rede rodoviária brasileira, têm mostrado a necessidade de se estudar com maior profundidade estes materiais. Assim sendo, o Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, através do Instituto de Pesquisas Rodoviárias e da Financiadora de Estudos e Projetos - FINEP, vem desde algum tempo apoiando financeiramente um programa de pesquisa na Universidade Federal da Paraíba - CCT/UFPB, cuja finalidade é o estudo do aproveitamento dos solos lateríticos, Lucena ( 1976 ). Tal estudo envolve a determinação das propriedades dos materiais, o uso de aditivos e o aproveitamento das concreções, visando a sua utilização em concreto de cimento portland e concreto betuminoso.

## CAPÍTULO II

## OBJETIVOS

Atendendo em parte à necessidade de se estudar o comportamento dos solos tropicais vermelhos estabilizados com aditivos e, ao mesmo tempo, de se procurar compatibilizar tal necessidade com os interesses dos Órgãos Financiadores de Pesquisa (IPR/DNER, FINEP e outros), os quais vêm, desde algum tempo, apoiando um programa da pesquisa sobre a utilização dos solos lateríticos na engenharia rodoviária. Pretende-se neste trabalho estudar o comportamento de nove solos dos estados da Paraíba, Piauí e Maranhão, quando estabilizados com emulsão asfáltica catiônica RM - IC.

Dentro de tal sistemática serão pesquisados dentre outros os seguintes pontos:

1. A influência da umidade de moldagem na compactação;
2. A influência do diâmetro máximo do solo na compactação;
3. A definição do teor ótimo de emulsão para o sistema solo-emulsão e umidade ótima;
4. A determinação da relação entre a resistência à compressão simples e a resistência à tração indireta;
5. A determinação da relação entre a resistência à tração indireta e a resistência à compressão simples calculada em função do ângulo de atrito e coesão da mistura solo-emulsão ;
6. A verificação do comportamento da umidade ótima e índice de vazios na mistura solo-emulsão;
7. A influência das dimensões dos corpos de prova na resistência à compressão simples.

## CAPÍTULO III

## REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

## 3.1.0 - INTRODUÇÃO

Esta revisão tem como finalidade verificar o que foi feito no campo de estabilização de solos tratados com material betuminoso, mas, especificamente, com emulsão asfáltica catiônica de cura média.

Realizar-se-á uma revisão geral sobre estabilização de solos e, em seguida, apresentar-se-á uma revisão específica sobre emulsão, estabilização betuminosa e mecanismo de estabilização e outros.

## 3.2.0 - ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS

Estabilizar um solo consiste em modificar uma ou mais de suas propriedades, tornando-o utilizável para os fins solicitados. Pode-se dizer que a estabilização de solo-betume teve seu início quando engenheiros rodoviários observaram que as estradas de terra que davam acesso aos campos petrolíferos, quando sobre elas era derramado óleo cru, reduziam o pó existente tornando-as mais aptas a resistirem aos rigores do tráfego e ao tempo. A prática foi rapidamente espalhada e a indústria petrolífera então sugeriu o uso do petróleo destilado ( Road Oil ) que seria superior ao óleo cru Dent ( 1953 ).

Hoje em dia, entretanto, existem controvérsias de onde e como o processo foi usado inicialmente. Alguns autores consideram que foi na Califórnia em 1904; enquanto outros, concordam que foi em Massachusetts, poucos anos antes de 1904, McKesson ( 1939 ).

Inicialmente, foi desenvolvida a fabricação de "Cutbacks" de cura rápida e média, logo depois foi detectado que, para certos solos, tornava-se difícil a distribuição dos "Cutbacks", ou seja, sua homogeneização com certos solos. Isto levou, por sua vez, o uso das emulsões asfálticas para estabilização dos solos, McKesson começou suas pesquisas para substituir os "Cutbacks" por emulsão em 1930, McKesson ( 1939 ).

No final do ano de 1930, devido à iminência da segunda guerra mundial, um grande interesse foi mostrado pela estabilização solo-betume, como um método rápido para construção de aeroportos e estradas pavimentadas Mclean ( 1953 ).

Também durante os anos de guerra foram desenvolvidos muitos métodos de estabilização; surgiram contradições entre os resultados encontrados basicamente, devido a um entendimento inadequado das variáveis envolvidas, Herrin ( 1960 ) e Turnball ( 1952 ).

Devido à multiplicidade dos métodos de estabilização e evolução das técnicas de laboratório, e também à não aceitação do processo de construção, a estabilização de solos com materiais betuminosos se desenvolveu muito pouco no período que data da segunda guerra mundial até o fim do ano 1950, Herrin ( 1960 ) e Turnball ( 1952 ).

Motivada pelo pequeno emprego da estabilização betuminosa, a indústria petrolífera concentrou-se na produção de materiais betuminosos com propriedades basicamente voltadas para serem usadas na mistura com agregados. Muitas pesquisas têm indicado que isto resultou em materiais betuminosos os quais não são necessariamente apropriados para serem usados com solos. Isto, em parte, tem retardado o desenvolvimento da verdadeira estabilização betuminosa, Bevis ( 1973 ).

É frequente que o engenheiro encontre solos cuja utilização não seja adequada para determinados fins, em lugares especiais. Surgindo, assim, três possibilidades de decisão:

- a. Aceitar o material tal como se encontra, desde que satisfaça às exigências mínimas de utilização;
- b. Eliminar o material que não satisfaz às exigências do projeto, substituindo-o por outro de características adequadas;
- c. Modificar as propriedades do material existente, para torná-lo capaz de satisfazer às exigências de utilização.

A última alternativa dá lugar a técnicas de estabilização de solos. A rigor, são muitos os procedimentos que podem ser seguidos para obter uma melhoria nas propriedades dos solos, com o intuito de torná-los apropriados para algum uso específico, é o que constitui a estabilização.

Desde o princípio, tem-se reconhecido que a estabilização

zação não é uma ferramenta infalível em todos os casos; terá sempre que se ter em mente o conjunto das propriedades que se deseja melhorar e o valor do investimento da obra. São analisando cuidadosamente estes fatores, poder-se-á chegar ao emprego correto da estabilização dos solos.

Frequentemente, será possível utilizar tratamentos que melhoram simultaneamente várias das propriedades do solo, porém devemos estar preparados para quando encontrarmos reações contrárias. De maneira que o melhoramento de uma propriedade implica na deteriorização de outra ou outras. Rodrigues ( 1977 ).

Para estabilizar um solo, devemos, antes, fazer um estudo deste no estado natural, bem como conhecer bem a parte econômica e prática necessária para obter uma maior resistência estável às cargas ao desgaste ou à erosão, por meio de compactação, correção da sua granulometria e da sua plasticidade ou de adição de substâncias que lhe confirmam uma coesão proveniente da cimentação ou aglutinação dos seus grãos.

### 3.3.0 - EMULSÃO ASFÁLTICA

Do ponto de vista físico - químico, podemos definir as emulsões, como sendo uma dispersão fina mais ou menos estabilizada de um líquido em outro, não miscíveis entre si.

Dentro de uma emulsão, os líquidos que a formam constituem duas partes que se chamam respectivamente:

- a. Fase dispersa ou descontínua;
- b. Fase dispersante ou contínua

Existem dois tipos de emulsão, segundo a concentração de cada uma dessas fases: uma emulsão direta, aquela em que a fase hidrocarbonada está dispersa na parte aquosa ( água ); e uma inversa, em que a fase aquosa está dispersa na parte hidrocarbonada, Gustavo ( 1977 ) e Vallin ( 1976 ).

Numa emulsão asfáltica diluída, as partículas da mesma se tocam praticamente umas às outras.

Para evitar que os glóbulos de asfalto se unam, é necessário que a emulsão contenha um agente emulsificante, o qual se acha dissolvido na fase aquosa. Para isso, utiliza-se normalmente sabões fabricados pelo próprio refinador, a partir da base



de sabões existentes no mercado. Além do agente emulsificante, a emulsão pode conter um agente estabilizante que tem como finalidade dificultar a união dos glóbulos de asfalto. A figura 3.3.1 representa o que se vê no microscópio, quando uma emulsão asfáltica está diluída em água.

Para fins explicativos, podemos imaginar que os aditivos contidos na água formam uma espécie de película protetora em volta dos glóbulos de asfalto emulsificado, ou também que estes glóbulos possuem em sua superfície cargas elétricas iguais, provocando repulsão entre os mesmos, Martin y Wallace ( 1962 ) e Vallin ( 1976 ).

Os dois tipos de emulsão asfáltica comumente usados são aniônica e catiônica. O tipo de emulsão asfáltica é determinado pela espécie do agente emulsificante ou sabão usado. A parte orgânica do emulsificante adere às partículas de asfalto e concede carga positiva (+) ou negativa (-) à superfície do complexo asfalto-emulsificante. Para a emulsão aniônica, a carga da superfície asfáltica é negativa (-), e para a emulsão catiônica, a carga é positiva (+), Krebs and Walker ( 1971 ) e Vallin ( 1976 ).

Os emulsificantes catiônicos e aniônicos são compostos orgânicos de massa molecular relativamente elevada; sua parte hidrocarbonada linear ou cíclica é solúvel no asfalto. Os emulsificantes aniônicos têm grupos ácidos e os catiônicos, grupos amínicos que se encontram saponificados; sua parte polar é solúvel na água.

A parte polar orgânica se dirige no sentido do asfalto e a parte polar inorgânica no sentido da água, Gustavo ( 1977 ).

A capacidade protetora dos diversos agentes emulsificantes é muito variável. Os sabões formados entre os álcalis da água emulsificante e os ácidos naturais do asfalto dão a este, na maioria dos casos, a proteção suficiente para evitar a ruptura espontânea da emulsão em repouso. O contato com pequenas quantidades de sais e cargas insaturadas na superfície dos agregados, provoca um desequilíbrio elétrico suficiente para romper o equilíbrio da emulsão. As partículas de asfalto se unem rapidamente na superfície dos agregados, e a água livre flui ou se evapora.

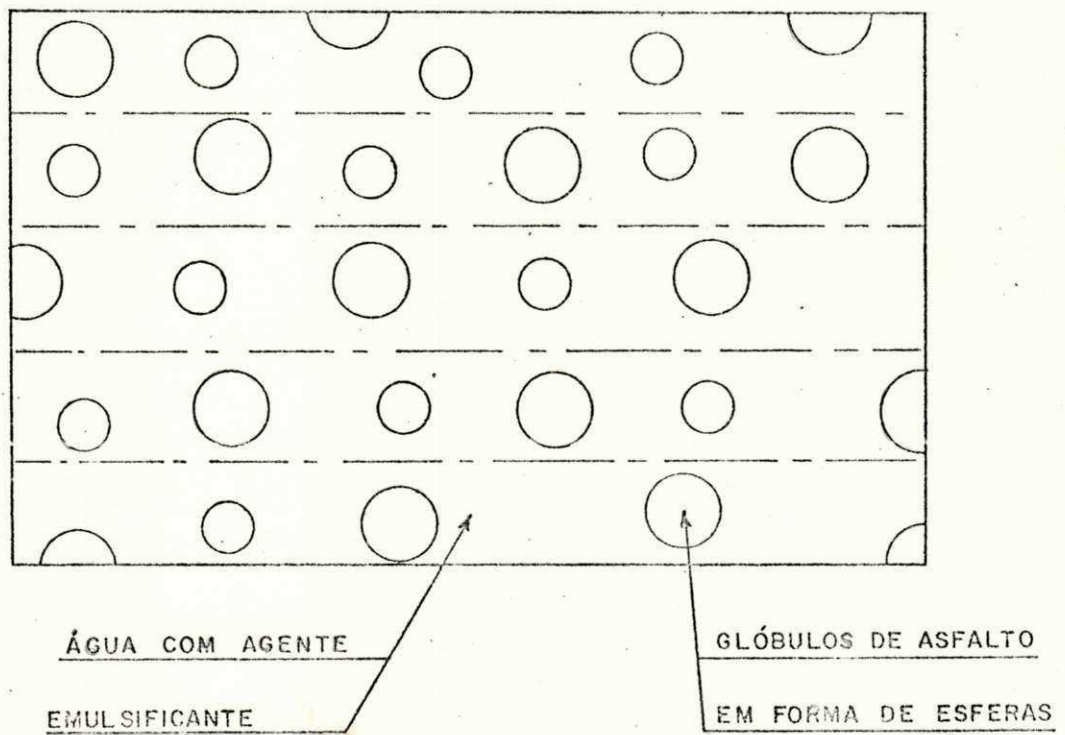


FIG. 3.3.1 - REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DE UMA EMULSÃO ASFÁLTICA.

As emulsões asfálticas que apresentam estas características são chamadas emulsões de ruptura rápida, (RR).

Pode proporcionar-se às partículas de asfalto uma proteção maior, mediante o emprego de água emulsificante de sabões fabricados previamente com certas resinas e ácidos graxos. As emulsões nas quais se empregam sabões deste tipo não rompem espontaneamente no contato com o agregado. Em geral, rompem por causa da presença de poeiras minerais finas ou por atrito durante a mistura com agregados. Estas emulsões se chamam de ruptura média (RM). Seu campo de aplicação é muito restrito e se usa principalmente em construção de estradas.

As emulsões asfálticas mais estáveis empregam tipos especiais de agentes emulsificantes estabilizadores, tais como: subprodutos resinosos da indústria de madeira e proteínas animais. A camada protetora formada em volta de cada partícula de asfalto é tão eficaz que estas emulsões podem ser misturadas facilmente com solos muito finos ou ser diluídos com água em qualquer proporção, sem que se produza a ruptura da mesma.

A ruptura das emulsões estáveis é relativamente lenta, porque depende da evaporação da água que contém nestas emulsões. Por esta razão, são chamadas emulsões de ruptura lenta, (RL), Martin y Wallace ( 1962 ), Vallin ( 1976 ).

As emulsões asfálticas catiônicas foram desenvolvidas com base no princípio de que a superfície dos glóbulos de asfalto, carregada positivamente, seria fortemente atraída para a superfície do material pétreo de carga oposta. Neste caso, a emulsão catiônica deve desenvolver uma forte ligação com materiais pétreos, contendo alta percentagem de sílica. por exemplo, Quartzo, DNER ( 1977 ).

#### 3.4.0 - SOLO TROPICAL VERMELHO

No Brasil, ainda existe dúvida quanto a uma definição e classificação dos solos tropicais vermelhos que bem se adaptem à engenharia civil, principalmente, na construção de estradas. O que podemos observar é que solos com a mesma classificação têm comportamentos diferentes, e solos de diferente classificação apresentam um comportamento semelhante.

Por volta de 1800, o engenheiro inglês

Francis

Buchanan realizou uma viagem ao sul da Índia onde observou o uso rotineiro de blocos cortados de estratos de argila, em obras de engenharia. Esses blocos de argila, de cor avermelhada, quando isolados do ar, tinham fraca consistência, permitindo serem cortados facilmente em forma de tijolos. Mas, quando expostos ao ar, endureciam rapidamente, adquirindo resistência suficiente para serem usados na construção de casas.

Na descrição de sua viagem, publicada em 1907, Buchanan achou melhor chamar de laterita ( em latim later =tijolo e ita=pedra ) ao estrato de argila de cor avermelhada, que, em alguns casos, apresentava cor amarelada, cheia de cavidades e poros, contendo uma grande quantidade de ferro.

Com o decorrer dos tempos, o termo laterita passou a ter diversos significados, gerando uma série de confusões que só há poucos anos começou a ser desfeita, Santana ( 1976-B ).

No Brasil, os solos tropicais vermelhos dependem da região onde se formam e, popularmente, recebem o nome de acordo com sua região; já na linguagem técnica rodoviária, são chamados simplesmente " solos lateríticos ".

A definição oficial dos solos tropicais vermelhos no Brasil, foi formulada pelo DNER, tomando, como base, a relação sílica/sesquióxidos de ferro mais alumínio na fração coloidal menor que 2mm, e uma expansão menor que 0,2% medida do ensaio I.S.C, DNER ( ME-49-74 ), como também a tendência ao concrecionamento, um baixo teor de matéria orgânica, e endurecimento quando exposto ao sol, DNER ( 1974 ).

### 3.5.0 - ESTABILIZAÇÃO BETUMINOSA

A estabilização betuminosa dos revestimentos primários é em velho sonho dos engenheiros de construção de estradas de terra. Por outro lado, esta estabilização seria um elo entre as antigas estradas de terra e as estradas pavimentadas, ou seja, o primeiro passo para o equacionamento dos pavimentos betuminosos de baixo custo, Santana ( 1976-A ).

Os materiais betuminosos usados na estabilização de solos desempenham duas funções principais: fornecer coesão aos solos arenosos e impermeabilizar os solos argilosos, apresentando a coesão natural devido aos filmes d'água fixados pela argi

1a. Este tipo de estabilização é executado, geralmente, utilizando o solo molhado. A umidade total é devido a água contida na emulsão mais a água adicionada. Quando esta umidade se aproxima bastante da ótima, surgem massas específicas aparente secas elevadas, Vogt ( 1976 ) e RRL ( 1962 ).

Estabilizando solos não plásticos, totalmente desprovidos de filer, a coesão é aparentemente boa, mas em presença de cargas estáticas, o solo deforma-se progressivamente. Neste caso o comportamento do asfalto é de um lubrificante. Os solos estabilizados com materiais betuminosos, nas estações secas, apresentam excelentes resultados, enquanto que nas regiões de clima, sobretudo úmido, o êxito é mais difícil, Vogt ( 1976 ).

O comportamento de uma estrada depende, em grande parte, da camada de base, cuja natureza é função do material que a constitui, da intensidade e do tipo de tráfego previsto.

No Brasil, foi usado durante muito tempo a construção destas camadas de base em macadame hidráulico ou britado. Vogt ( 1976 ), desaconselha o uso deste tipo de base em países de clima tropical. Segundo ele, por menor que seja o defeito surgido na camada de rolamento hidrocarbonada, é iniciada uma rápida destruição da camada de base sob a ação conjunta do tráfego e das chuvas.

Estes últimos anos apresentaram duas evoluções:

- No Brasil, a tendência de usar exclusivamente agregados britados ( brita graduada );
- Fora do Brasil, os engenheiros rodoviários, aos poucos, chegaram à conclusão de que deve ser proibido o uso dos agregados plásticos, mesmo bem graduados, logo usa-se exclusivamente agregados não plásticos. Volta-se, portanto, aos defeitos dos macadames, Vogt ( 1976 ).

A tendência é, pois, para os tráfegos pesados e de grande intensidade, substituir as camadas de base de material não tratados por camadas tratadas com ligante hidráulico ou asfáltico, Dumas ( 1976 ).

A estabilização com "Cutback", alcatrão e emulsão asfáltica é bastante satisfatória para solos de granulometria fina ou grossa. Dois grandes conceitos podem ser usados na estabilização: primeiro, incorporação de relativo aumento na estabili

dade, melhorando a resistência do solo; segundo, uso relativamente pequeno no aumento de betume com o intuito de reduzir a absorção d'água pelos constituintes dos solos finos.

A principal intenção do uso do betume no solo é diminuir a velocidade de absorção da água. Isto é necessário para obtenção de um grau relativamente alto, na massa específica aparente seca, no momento da compactação, a fim de que toda a resistência inerente ao solo seja mantida. O intuito da estabilização é manter a resistência após a absorção d'água.

Outro conceito que pode ser usado é o critério de cimentação e de resistência. A vantagem deste conceito é que é obtida estabilidade máxima, embora, em várias ocasiões, ele seja anti-econômico, especialmente do ponto de vista da construção de estradas de baixo custo. Ele pode ser usado com vantagem, quando é desejado o reestabelecimento da condição que existiu na superfície das estradas de cascalhos e no reestabelecimento de pavimentos velhos. Infelizmente, este critério baseia-se somente na cimentação, exigindo bom material para executar este tipo de construção.

O primeiro fator a ser considerado na estabilização de solo de granulometria fina é se ele pode ser pulverizado e se o asfalto pode ser misturado integralmente com ele. É necessário umedecer inicialmente o solo, para auxiliar na dispersão do betume integralmente na massa de solo.

Como uma regra geral, solos altamente plásticos não são satisfatórios para este tipo de estabilização, porque dificilmente se eliminam todos os torrões de argila e não se conseguiria misturar integralmente o betume com o solo. O índice de plasticidade máxima que pode ser tolerado é de 18%, embora estes solos com alta plasticidade sejam frequentemente difíceis de estabilizar. Muitos engenheiros exigem que o solo tenha no máximo um índice de plasticidade de 12%.

O tipo de asfalto que pode ser usado na estabilização de solos finos depende da textura do solo.

O material de cura lenta não pode ser recomendado para estabilizar um material altamente plástico, porque existem dificuldades, na saída do interior da mistura dos materiais voláteis, afetando a compactação, produzindo, portanto, uma mistura de baixa resistência. Geralmente, o asfalto usado neste tipo de

mistura é o mais pesado, desde que se leve em conta as condições de trabalho e o clima. Ele pode ser recomendado para todos os casos. Quando se estabilizam solos coesivos, deve-se ter particular atenção para satisfazer todos os fatores que contribuem para integridade da estrutura do material estabilizado, Yoder and Witczak ( 1975 ), RRL ( 1962 ).

Condições para que um solo possa ser estabilizado com betume:

- O diâmetro máximo das partículas deve ser menor que  $1/3$  da espessura da camada compactada;
- Mais de 50% do material deve passar na peneira nº 4;
- 35% do material deve passar na peneira nº 40;
- O material retido na peneira nº 200 deve estar entre 10 e 50%;
- O limite de liquidez da fração fina deve ser menor que 40%;
- O índice de plasticidade da fração fina deve ser menor que 18%, Rodrigues ( 1977 ).

### 3.6.0 - MECANISMO DE ESTABILIZAÇÃO COM EMULSÃO ASFÁLTICA

O mecanismo sobre o qual uma emulsão betuminosa estabiliza um solo, varia de acordo com a carga das partículas do asfalto, isto é, seja a emulsão aniônica ou catiônica.

Tipicamente, um sistema estabilizado com emulsão betuminosa é obtido misturando a emulsão com o solo úmido, compactando e curando. Durante a mistura, a distribuição uniforme do ligante se torna mais fácil, se as partículas de asfalto mantêm suas características. Assim, a estabilidade da emulsão é importante no processo de estabilização.

O solo estabilizado com emulsão aniônica, após a cura, sendo colocado em imersão, tende a absorver rapidamente água, com uma conseqüente perda de resistência. A presença do emulsificante também torna uniforme o envolvimento do solo pelo betume, fazendo-o susceptível à ação da água, devido à repulsão entre o agente emulsificante e as partículas de argila, porque são ambos carregados negativamente, portanto contribuindo ainda mais para uma maior perda de resistência e absorção d'água, Michaels and Puzinauskas ( 1956 ).

A teoria desenvolvida por Michaels and Puzinauskas ( 1940 ) sobre a estabilização de solos com emulsão catiônica apresenta-se mais realista do que a desenvolvida por Mckesson ( 1940 ), a qual estabelece que, durante a cura, os glóbulos de asfalto são extraídos de dentro das películas ou cobrem as partículas de solo através de forças associadas com a evaporação da água, logo gerando películas resistentes à água, as quais produzem estabilização permanente. Esta teoria poderia somente ser aplicável a solos granulares.

Com as emulsões catiônicas, as moléculas do emulsificante podem ser fortemente ligadas às partículas do solo carregadas negativamente, por isso fornecem-lhe propriedades oleosas. Isto significa que ocorre o contrário das emulsões aniônicas, ou seja, o betume irá aderir às partículas de solo, sempre que estas estiverem úmidas. Assim, a resistência coesiva é produzida na massa de solo e a constância da ligação solo betume é melhorada em face da subsequente ação da água, de modo que haverá menor perda de resistência, quando colocado em imersão, comparando com emulsões aniônicas, Michaels and Puzinauskas ( 1940 ). No entanto surgem outros problemas, tais como a ruptura precoce da emulsão catiônica produzida pela atração dos glóbulos de asfalto pelas partículas de argila-solo e a determinação de um teor de emulsão para o qual a ruptura da mesma só ocorra devido a meios mecânicos, Bevis ( 1973 ).

Muito importante, também, é a quantidade de emulsão, usada na estabilização de um solo. Com uma pequena variação nesta quantidade, a resistência, no início, aumenta rapidamente e, em seguida, mais vagarosamente. Finalmente, se a variação é suficientemente grande, a resistência chega a um pico, decrescendo posteriormente, devido ao excesso de betume no sistema estabilizado, Mckesson ( 1940 ).

Ao adicionar emulsão a um solo, sua massa específica aparente seca aumenta até atingir um valor máximo, continuando esta adição, a mesma começa a diminuir. Este ponto representado pelo pico da curva, define o teor ótimo de emulsão, todo cuidado é pouco, pois a emulsão, a água e os solventes se unem numa fração líquida podendo aumentar, inconvenientemente a umidade da mistura com vistas à compactação, Rodrigues ( 1977 ), Lambe ( 1962 ) e RRL ( 1962 ).



Em relação à quantidade de emulsão, em termos gerais, pode ser dito que, quanto maior for esta quantidade, melhor será o comportamento da mistura obtida, sendo que este melhoramento não se refere necessariamente às mesmas propriedades. Em solos finos, o aumento da quantidade de emulsão não prejudica a resistência à compressão simples; pelo contrário, nos solos arenosos grossos, a resistência é aumentada com a quantidade de emulsão até um ponto limite onde começa a diminuir ( este ponto define o teor ótimo de emulsão ). Por outro lado, nos solos finos, a quantidade de emulsão apresenta considerável influência no comportamento da mistura junto a água. Também não é conveniente aumentar a emulsão indiscriminadamente, pois a água nela contida vai elevar a fase líquida da mistura, tornando-a demasiadamente plástica e pouco resistente.

A resistência de um solo-asfalto é inversamente proporcional à quantidade de solvente contida na amostra no momento do ensaio. Neste caso, temos o tempo e condições de cura influenciando na resistência. Para uma mistura ideal, a quantidade de emulsão deve satisfazer, tanto à resistência à compressão simples como à ação repetida da água, Rodrigues ( 1977 ), Lambe ( 1962 ), RRL ( 1962 ).

Quando se estabiliza um solo cujo argilomineral predominante é a caulinita e o agente estabilizante é uma emulsão asfáltica catiônica, e se incrementa a quantidade de aditivo, resulta num progressivo decréscimo na massa específica aparente seca, havendo geralmente uma pequena variação no teor de umidade exigido para produzir essa massa específica aparente seca. Isto ocorre provavelmente devido à ruptura prematura da emulsão na presença de solos de graduação fina, resultando na formação de espessos filmes e glóbulos de betume e apresentando uma viscosidade relativamente elevada. Os filmes e glóbulos de betume criam resistência ao deslizamento das partículas de solo umas sobre as outras, impedindo um melhor arranjo das mesmas durante o processo de compactação. Este efeito é obviamente a maior evidência da quantidade de betume.

O teor de umidade exigido para produzir uma massa específica aparente seca máxima num sistema solo-emulsão, geralmente muda pouco, devido à tendência de ruptura prematura da emulsão na presença de solos de graduação fina, principalmente

se o teor de umidade de moldagem for baixo, quando este teor de umidade é elevado, proporciona uma melhor homogeneização do referido sistema e dificulta a ruptura prematura acima citada.

Os dois principais motivos que fazem a emulsão catiônica romper, quando misturada com solos de graduação fina são:

- a. A perda d'água contida na emulsão durante o processo de mistura do sistema solo-emulsão;
- b. Como resultado da troca de moléculas positivamente carregadas do emulsificante preso nos glóbulos de asfalto por cátions adsorvidos nas posições de troca de fração argila. A ruptura resultante da perda da fase aquosa da emulsão é considerada particularmente evidente em preparação com baixo e intermediário teor de umidade, em solos finos, devido à necessidade d'água da fração argila, na forma adsorvida e na dupla camada, Bevis ( 1973 ).

O problema da ruptura da emulsão asfáltica na presença de solos de graduação fina é, provavelmente, por não formar uma mistura extremamente íntima. Por esta razão, a ação impermeabilizadora deve ser produzida pelo preenchimento dos poros e vazios do solo com os glóbulos de asfalto, Bevis ( 1973 ).

Para um sistema solo-emulsão contendo um alto teor de argila, é necessário um elevado teor de umidade para proporcionar um razoável e eficiente nível de impermeabilização pelos materiais betuminosos, Bevis ( 1973 ).

Um elevado teor de umidade é necessário para fornecer uma boa distribuição do material betuminoso nos solos montmoriloníticos, comparando com similares solos cauliníticos, tomando como base a fração argila, Bevis ( 1973 ).

A ótima ( ou máxima ) resistência após imersão num sistema preparado com solos cauliníticos não se altera, quando é aumentado o teor de argila do solo que forma a mistura, Bevis ( 1973 ).

## 3.7.0 - ÍNDICE DE VAZIOS

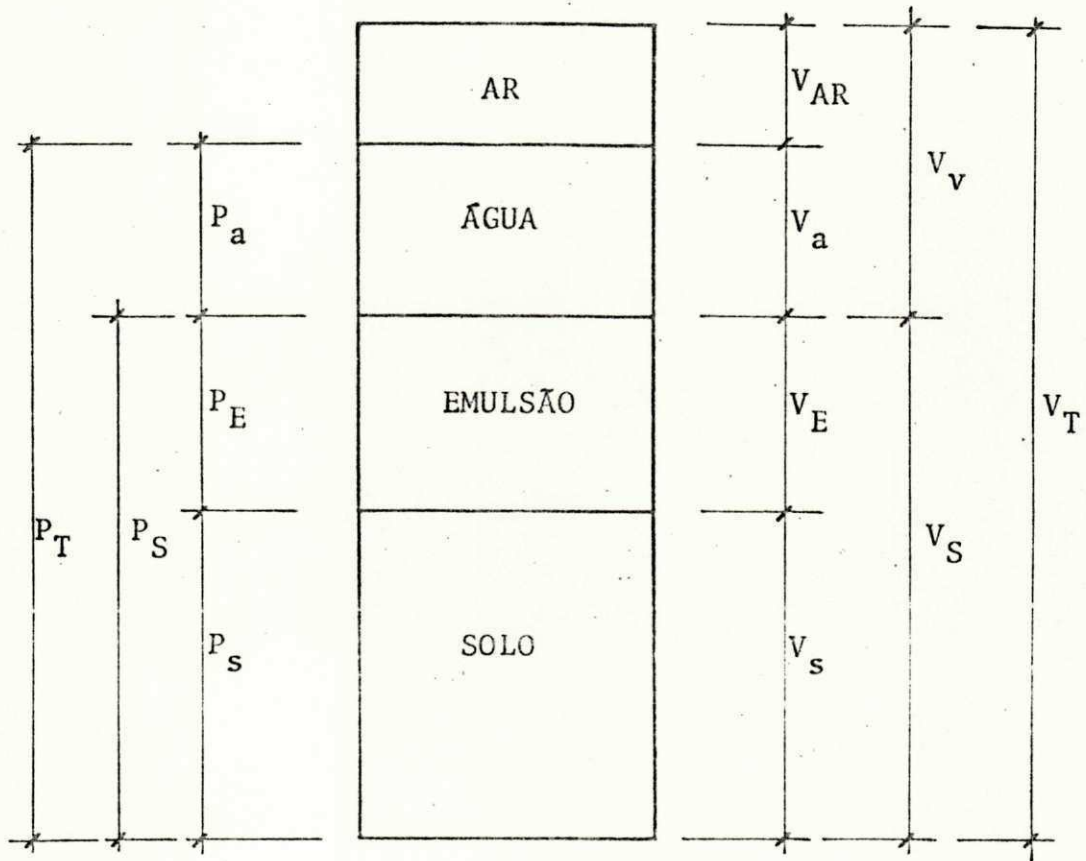


FIG. 3.7.1 - REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DO SISTEMA SOLO-EMULSÃO.

O índice de vazios é a razão do volume de ar e água no sistema solo-emulsão para o volume de material sólido (isto é, com a adição de emulsão no solo), veja fig. 3.7.1. Portanto o índice de vazios está baseada no volume de vazios teoricamente ocupado pela água.

Comparando os fatores que envolvem massa específica aparente seca e índice de vazios veja fig. 3.7.1, pode ser visto que os resultados de massa específica aparente seca podem ser rigorosamente relacionados com o índice de vazios.

Usando a fórmula, índice de vazios =  $(V_{AR} + V_a) / (V_S + V_E)$ , conclui-se que o índice de vazios mínimo ocorre em torno de igual quantidade de mistura, correspondendo a uma massa específica aparente seca máxima num sistema solo-emulsão, uma

$$\text{vez que } e = \frac{V_{ar} + V_a}{V_s + V_E} = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_T - V_s}{V_s} = \frac{V_T}{V_s} - 1 = \frac{V_T / P_s}{V_s / P_s} - 1 =$$

$$e = \frac{\gamma_g}{\gamma_s} - 1.$$

O valor do índice de vazios pode ser considerado de uso adicional relativamente pequeno na avaliação do sistema solo-emulsão, Bevis (1973).

### 3.8.0 - ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES

Este ensaio somente pode ser utilizado para solos coesivos ou solos estabilizados com aditivos os quais unam completamente as partículas do solo.

A compactação dos corpos de prova pode ser dinâmica ou estática e a massa específica aparente seca desejada é o máximo valor obtido durante o ensaio de compactação. No decorrer deste ensaio, a carga é normalmente aplicada para deformações controladas; a carga máxima registrada é a resistência à compressão simples do solo.

A resistência obtida é uma resistência compressível final, que é muito usada em estudos de engenharia rodoviária, relacionando, principalmente, solos estabilizados. Para a mistura que produz um material razoavelmente rígido, a curva tensão x deformação, pode ser uma linha reta, sobre uma relativa variação

da carga; indicando o escoamento do material elástico.

A resistência à compressão de um solo e a resistência à compressão de uma mistura estabilizada variam muito.

Os resultados obtidos deste tipo de ensaio são consideravelmente influenciados por alguns fatores tais como: tipo de aditivo, método e tempo de cura dos corpos de prova, quer sejam ou não saturados antes de rompidos.

A utilização deste ensaio em um solo natural pode ser considerado como um ensaio de cisalhamento, visto que ele é essencialmente um ensaio de cisalhamento triaxial, com a tensão de confinamento igual a zero.

Para a estabilização de solo, este ensaio tem a mesma finalidade da aplicação, quando o material ensaiado é concreto. O uso particular deste ensaio é para determinar a susceptibilidade de um solo tratado com um dado aditivo, e para comparar diferentes misturas, a quantidade de aditivo especificada 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 como principal finalidade, controlar o projeto, O'FLAHERTY ( 1974 ).

### 3.9.0 - ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO CONFINADA (TRIAXIAL)

Neste ensaio, a amostra é submetida a três tensões de confinamento em ângulo reto uma com as outras, e uma destas tensões é aumentada até o rompimento da amostra. O ensaio triaxial difere do ensaio de cisalhamento direto, porque o plano de ruptura não é predeterminado. As condições do ensaio são escolhidas tanto quanto possível mais próximo das condições de campo.

A célula triaxial consiste de um cilindro de material transparente, com o diâmetro interno superior ao diâmetro externo da amostra de solo; o cilindro é coberto no topo e na base com uma placa de metal removível. A amostra de solo é colocada no interior de uma camisa de borracha fina com diâmetro ligeiramente inferior ao da amostra, coberta no topo e na base com disco de metal e colocada no interior da célula. No decorrer do ensaio, a carga de compressão axial é aplicada por um pistão através do topo da célula. Ao mesmo tempo, uma pressão lateral é

obtida por meio de um líquido introduzido na célula envolvendo a amostra.

Uma série de ensaios são feitos, usando-se pressões laterais diferentes para cada ensaio. Para cada carga axial aplicada são feitas medidas das deformações da amostra na direção paralela ao eixo do cilindro.

Através deste tipo de ensaio, os resultados de ensaios de cisalhamento são analisados de modo semelhante. As curvas cargas x deformação são traçadas e o ponto crítico de cada curva é determinado. Este ponto é relacionado com a deformação admissível, com a declividade da curva carga x deformação e outros fatores.

Não é proposição deste ensaio encontrar o valor real do cisalhamento; ao contrário, a resistência ao cisalhamento de um solo é geralmente o resultado de duas componentes, atrito e coesão. Neste caso, este ensaio está empenhado em encontrar o valor destas duas componentes características.

A resistência ao atrito é aumentada pela carga axial e a resistência ao cisalhamento do solo no campo, em algum instante, é influenciada pelas cargas normais ao plano de cisalhamento. Portanto o ensaio de cisalhamento, em laboratório, determina o ângulo de atrito interno, comumente designado por  $\phi$ , e coesão, usualmente, denominada por C. Os valores de  $\phi$  e C, obtidos em laboratório são considerados os mesmos em campo, uma vez que as condições de campo foram simuladas em laboratório, e a verdadeira resistência ao cisalhamento pode ser calculada.

Geralmente, nos solos arenosos, a resistência ao cisalhamento desenvolve-se através do atrito, com pouco ou sem coesão; enquanto que com os solos argilosos, a grandeza de sua resistência depende quase que exclusivamente da coesão. Num ensaio de compressão não confinada desenvolvido num solo argiloso,  $\phi$  pode ser tomado como zero e o valor de C é 50% da resistência à compressão.

O ensaio de cisalhamento é usado na engenharia rodoviária para determinar experimentalmente as características de cisalhamento do solo. Normalmente, os valores obtidos no ensaio são aplicados na forma de equações de estabilidade, as quais servem para determinar a probabilidade de falha no cisalhamento do solo submetido às cargas e condições impostas em campo, O'FLAHERTY ( 1974 ).

## 3.10.0 - ENSAIO DE TRAÇÃO INDIRETA

O ensaio de tração indireta é um tipo de ensaio de resistência à tração. Foi desenvolvido inicialmente para determinar a resistência do concreto ou argamassa por LOBO CARNEIRO ( 1953 ). Posteriormente sua utilização foi estendida para materiais estabilizados, tais como, misturas solo-cal, solo-cimento, solo-asfalto, etc. Este ensaio é realizado colocando o corpo de prova horizontalmente entre duas superfícies, as quais aplicam uma carga compressível ao longo de duas geratrizes opostas, resultando em tensões de tração relativamente uniforme e atuando perpendicularmente ao longo do plano diametral "A-B" da carga aplicada, isto resulta geralmente numa ruptura que ocorre ao longo do plano diametral, tal como apresentado na fig. 3.10.1.

Este ensaio apresenta muitas vantagens, sendo a mais óbvia a simplicidade de sua execução, LOBO CARNEIRO E BACELLOS ( 1953 ) E YODER AND WITCZAK ( 1975 ).

A solução teórica para o ensaio de tração indireta é baseada na Teoria da Elasticidade. As equações das tensões em um ponto, em relação às coordenadas retangulares, fig. 3.10.2, são as seguintes:

$$\sigma_x = \frac{2 Q}{\pi H} \left[ \frac{(R-y)x^2}{r_1^4} + \frac{(R+y)x^2}{r_2^4} - \frac{1}{D} \right]$$

$$\sigma_y = \frac{-2 Q}{\pi H} \left[ \frac{(R-y)^3}{r_1^4} + \frac{(R+y)^3}{r_2^4} - \frac{1}{D} \right]$$

$$\tau_{xy} = \frac{2 Q}{\pi H} \left[ \frac{(R-y)^2 x}{r_1^4} - \frac{(R+y)^2 x}{r_2^4} \right]$$

ONDE:

- $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  e  $\tau_{xy}$  - Componentes das tensões com relação às coordenadas retangulares;
- $x$ ,  $y$  - Coordenadas retangulares;
- $Q$  - Carga aplicada ao corpo de prova;

- H - Altura do corpo de prova;  
 D - Diâmetro do corpo de prova;  
 R - Raio do corpo de prova;  
 $r_1, r_2$  - Ponto de localização das coordenadas.

Para o plano diametral horizontal do corpo de prova, no eixo-x,  $y = 0$ ,  $r_1 = r_2 = x^2 + R^2$ , as equações simplificadas das tensões são:

$$\sigma_x = \frac{2 Q}{\pi H D} \left[ \frac{D^2 - 4x^2}{D^2 + 4x^2} \right]^2$$

$$\sigma_y = \frac{-2 Q}{\pi H D} \left[ \frac{4D^2}{(D^2 + 4x^2)^2} - 1 \right]$$

$$\tau_{xy} = 0.$$

A tensão vertical  $\sigma_y$ , ao longo do eixo-x, é sempre uma tensão compressível e varia de um valor máximo no centro do corpo de prova para um valor nulo na superfície do mesmo. No centro, o valor de  $\sigma_y$  é igual a  $\frac{-6 Q}{\pi H D}$ , acompanhando as tensões

horizontais,  $\sigma_x$  é a tensão de tração igual a  $\frac{2 Q}{\pi H D}$ . Isto indi-

ca que o material, ao ser ensaiado, deve ter uma resistência compressível de no mínimo, três vezes sua resistência à tração e a distribuição das tensões ao longo do eixo-x é mostrada na fig 3.10.3.

No plano vertical, através do centro do corpo de prova, ao longo do eixo-y, as equações simplificadas das tensões, foram determinadas supondo um sólido elástico ideal, e as referidas equações são as seguintes:

$$\sigma_x = \frac{2 Q}{\pi H D}$$

$$\sigma_y = \frac{-2 Q}{\pi H} \left[ \frac{2}{D - 2y} + \frac{2}{D + 2y} - \frac{1}{D} \right]$$

$$\tau_{xy} = 0.$$



Para a maioria dos materiais de engenharia, as fissuras iniciais ocorrem pela ruptura à tração de acordo com a equação  $\sigma_x = \frac{2Q}{\pi HD}$ , equação essa que também caracteriza um valor

constante das tensões de tração horizontal  $\sigma_x$ , ao longo do plano vertical, e as tensões compressíveis verticais variam de  $-\frac{6Q}{\pi HD}$  no centro do corpo de prova para  $\infty$  na superfície do

mesmo. Nesse caso, a ruptura no ponto central do corpo de prova sobre o diâmetro vertical é causada pelas tensões de tração. Estudos fotoelásticos têm mostrado que a concentração das tensões num ponto de máximo podem ser transformadas de uma carga concentrada para uma distribuída, sobre uma área finita, através de uma vareta de aplicação de carga, fig. 3.10.4. A carga distribuída transforma a tensão de tração  $\sigma_x$  nas proximidades da referida vareta em tensões compressíveis, mantendo o material da área imediatamente abaixo das varetas sob a influência das tensões compressíveis. A maioria dos materiais quebradiços tem uma maior resistência sob tal estado de tensões e, por este motivo, o corpo de prova rompe à tração na parte central do diâmetro carregado.

A distribuição das tensões horizontais  $\sigma_x$ , ao longo do diâmetro vertical, é aproximadamente:

$$\sigma_x = \frac{2Q}{\pi HD} \left[ 1 - \frac{D}{2a} (\alpha - \text{sen } \alpha) \right]$$

ONDE:

- a - Largura da vareta de aplicação da carga;
- $\alpha$  - Ângulo indicado na fig. 3.10.4.

com a condição da largura da vareta ser menor que  $\frac{D}{10}$ . A distribuição das tensões ao longo do eixo-y (plano vertical) é mostrada na fig. 3.10.5. PELTIER (1954), em seu trabalho sobre varetas, concluiu que as tensões de tração permanecem uniformes sobre uma parcela razoável do diâmetro, se a largura das mesmas forem menores que  $\frac{D}{10}$ . Isso indica que quando essa largura se

encontra no intervalo  $\frac{D}{10} < a < \frac{D}{5}$ , as tensões de tração sobre

uma parcela substancial de diâmetro carregado tem um valor aproximadamente igual a  $\frac{2Q}{\pi HD}$ .

As características das varetas e tamanho dos corpos de prova têm recebido consideráveis atenções. Tais características como: largura, comprimento e material, afetam o tipo de ruptura, mas não a tensão de tração na ruptura. Uma largura de 2,54 cm para varetas de aço tem sido sugerida para o uso de materiais estabilizados, sendo 1,27 cm a largura mais comum, e o material de fabricação mais usado, o Neoprene. Entretanto, tem sido visto que os resultados são geralmente independentes da razão comprimento - diâmetro e o tamanho da amostra tem um ligeiro efeito sobre os resultados obtidos. A amostra de 15,24 cm de diâmetro por 20,30 cm a 30,48 cm de altura, comumente vem sendo sugerido, muito embora para corpos de provas de asfalto, o diâmetro mais comum seja 6,35 cm, LOBO CARNEIRO E BARCELLOS ( 1953 ) E THOMPSON ( 1965 ). Já CAULEY AND KENNEDY ( 1973 ) recomenda o diâmetro dos corpos de prova igual a 10,16 cm, o qual tanto pode ser usado para determinar a resistência à compressão simples como à tração indireta, e uma velocidade de aplicação da carga igual a 3,556 mm/min, em um equipamento capaz de aplicar uma carga compressível com deformações controladas, enquanto que as varetas têm o mesmo comprimento dos corpos de prova e largura igual a 1,27 cm.

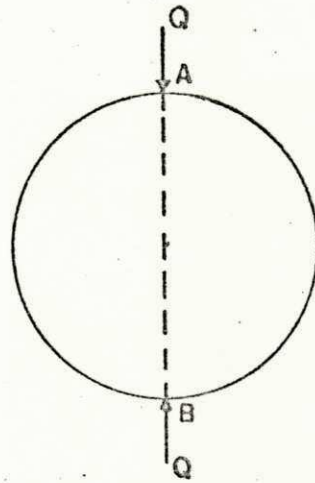


FIG. 3.10.1 - ENSAIO DE TRAÇÃO INDIRETA

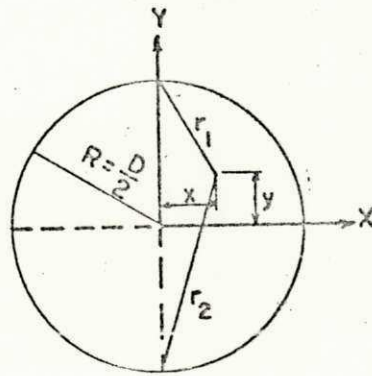


FIG. 3.10.2 - SISTEMA DE COORDENADAS

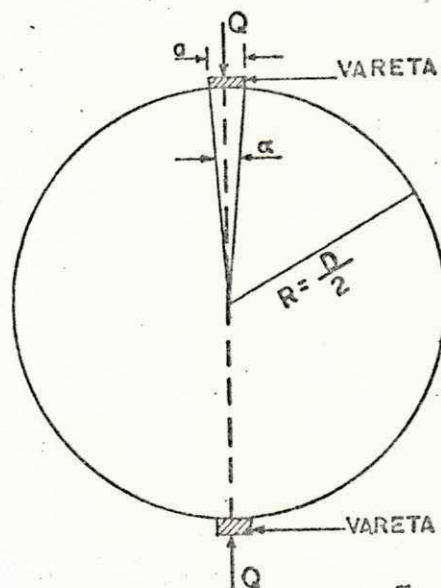


FIG. 3.10.4 - REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DE UM CR E DAS VARETAS

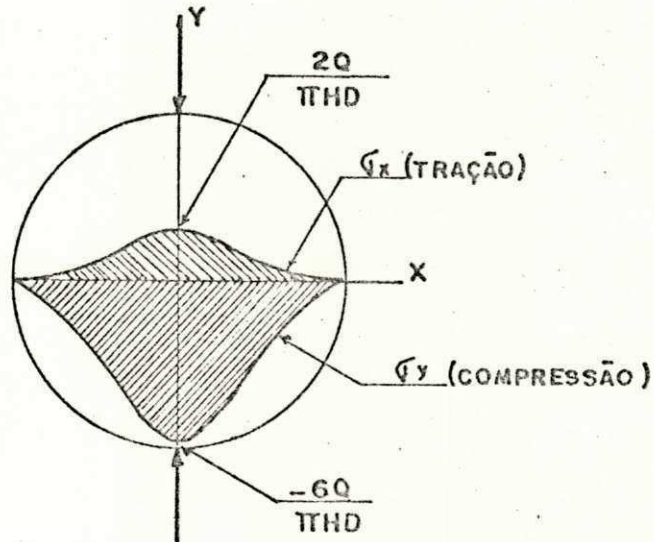


FIG. 3.10.3—DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES NO EIXO - X

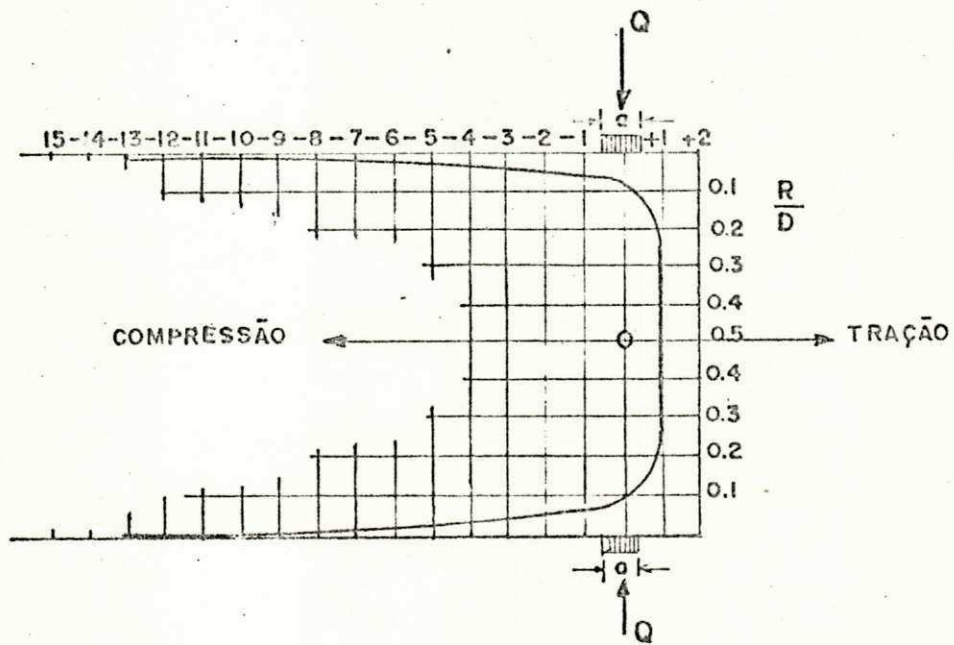


FIG. 3.10.5—DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES NO EIXO - Y

## CAPÍTULO IV

## 4.0.0.0 - MATERIAIS E MÉTODOS

## 4.1.0.0 - INTRODUÇÃO

Neste capítulo, trata-se dos materiais e métodos utilizados nesta pesquisa, cujo desenvolvimento está representado no fluxograma da Fig. 4.1.0.

Serão simplesmente citados os métodos de ensaios já normalizados, quando utilizados. Caso surja alguma mudança no método utilizado, será feita uma descrição completa destas mudanças.

Os ensaios empregados classificam-se em: ensaios de caracterização e ensaios tecnológicos.

## 4.2.0.0 - MATERIAIS

## 4.2.1.0 - EMULSÃO

A emulsão utilizada é uma emulsão asfáltica catiônica de ruptura média ( RM-1C ), fabricada pela indústria de produtos químicos e asfaltos emulsificados ( M.M. MOREIRA ), localizada na cidade de Fortaleza no Estado do Ceará.

Para o presente trabalho, a emulsão foi fornecida pela residência R-2 - do 13º DRF - DNER, em Santa Rita, Estado da Paraíba. Este fornecimento foi efetuado em duas remessas: uma, em julho/81, e a outra, em setembro do mesmo ano.

Para maiores informações, ver apêndice I, onde se encontram listadas as propriedades físicas da emulsão.

## 4.2.2.0 - SOLOS

## 4.2.2.1 - LOCALIZAÇÃO DAS JAZIDAS E COLETA DOS MATERIAIS

Selecionaram-se nove solos da região Nordeste do Brasil ( Fig. 4.2.2. ), incluídos no programa de pesquisa dos solos tropicais vermelhos, " solos lateríticos ", desenvolvidos pelo centro de Ciências e Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba.

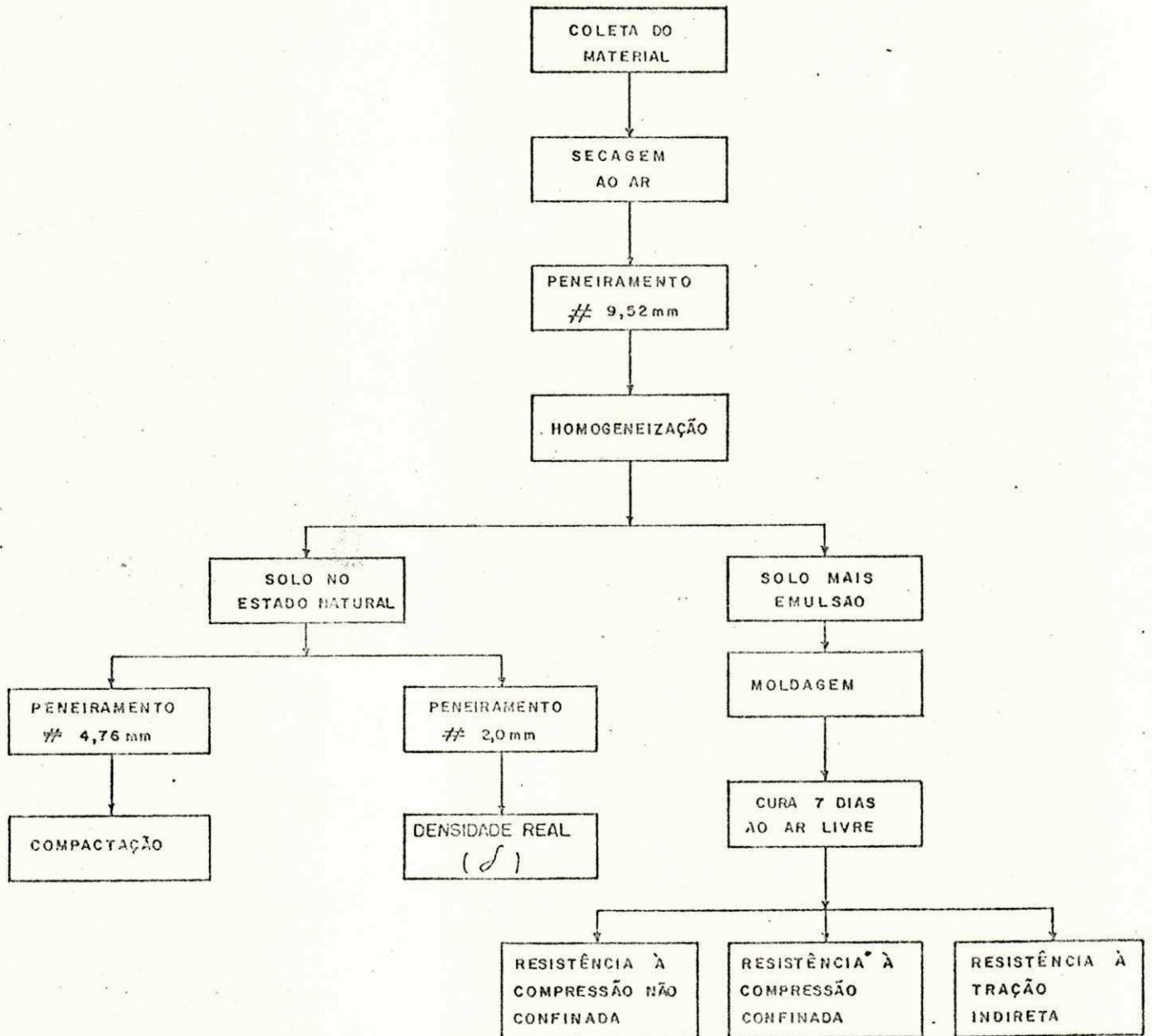


FIG. 4.1.0 - FLUXOGRAMA DA PESQUISA



FIG. 4.2.2 - LOCALIZAÇÃO DAS JAZIDAS

ba, campus de Campina Grande, em convênio com IPR/DNER e FINEP.

TABELA: 4.2.2 - JAZIDAS SELECIONADAS E ABREVIações

JAZIDA	ESTADO	ABREVIação
João Pessoa	PB	JPPB
Cuité	PB	CTPB
Sapé Mari	PB	SPPB
Teixeira	PB	TEPB
Areia	PB	ARPB
Castelo	PI	CAPI
Vila Sarney	MA	VSMA
Vargem Grande	MA	VGMA
São Luiz	MA	SLMA

Os solos estudados foram selecionados de tal maneira a abranger os principais fatores que condicionam a formação dos solos lateríticos tais como: formação geológica, temperatura, relevo, altitude, precipitação, etc.

Foram escolhidas jazidas localizadas nos municípios de João Pessoa, Cuité, Sapé, Teixeira e Areia no Estado da Paraíba, Castelo no Estado do Piauí e Vila Sarney, Vargem Grande e São Luiz no Estado do Maranhão, situadas em diferentes zonas fisiográficas.

Foram coletadas aproximadamente 12 toneladas de cada jazida escolhida, tendo-se o devido cuidado durante o transporte para se evitar a perda de finos dos materiais selecionados. Os mesmos foram armazenados em tanques de alvenaria, devidamente protegidos, com a finalidade de que os solos não fossem afetados pelos agentes de contaminação.

#### 4.2.2.2 - JAZIDA DE JOÃO PESSOA

Esta jazida está situada na zona fisiográfica do



" litoral ", localizada próxima ao Conjunto dos Bancários a 2 Km da Cidade Universtária.

A região apresenta uma grande faixa plana, principalmente na zona Norte, com pequenas ondulações na zona sul. situa-se a  $7^{\circ} 06' 57''$  latitude Sul e  $34^{\circ} 53' 14''$  longitude W.Gr. , estando a cidade situada no ponto mais oriental da América do Sul, com uma altitude de 45m. A jazida ocorre do período terciário, constituída de sedimentos pouco consolidados, predominando estratificação horizontal, apresentando sedimentos areno-argilosos, areno-arenosos, argila de coloração variada, intercalando-se, muitas vezes, com camadas de seixos rolados e concreções lateríticas.

O clima da região é, de um modo geral, quente e seco. Na estação do inverno, apresenta um clima úmido e, no verão tem-se uma intensa calidez, observando-se, então, o predomínio das altas temperaturas. As oscilações térmicas variam de  $18^{\circ}\text{C}$  a  $36^{\circ}\text{C}$ , à sombra, respectivamente, para as médias das mínimas e das máximas.

Apresenta uma precipitação média anual de 1720mm.

Sua composição mineralógica é caulinita, quartzo, hematita, geotita e anatásio, predominando o argilomineral caulinita, com um índice de cristalinidade de 0,98, apresentando pH igual a 4,40, um teor de matéria orgânica de 0,90%, uma relação sílica/sesquióxidos da fração tamanho argila igual a 1,66. A capacidade de troca de cátions para pH igual a 7,0 é de 6,86meq / 100g de argila seca e para pH igual a 10,0 é de 10,06 meq/100g de argila seca, BORBA ( 1981 ).

Maiores informações são encontradas no apêndice II.

#### 4.2.2.3 - JAZIDA DE CUITÉ

Encontra-se localizada na zona fisiográfica Borborema Oriental, precisamente à margem direita da Rodovia PB-149 a 700 m da cidade de Cuité. Esta situa-se a  $6^{\circ} 29'$  de latitude Sul e a  $36^{\circ} 10'$  de longitude W.Gr. e apresenta uma altitude média de 620m. A jazida possui uma formação geológica que data do terciário, constituída de sedimentos argilosos, arenitos silificados, arenitos ferruginosos fortemente cimentado por limonita, além de concreções lateríticas, repousando sobre terreno do pré-cambri

ano.

O clima predominante na região é quente e seco (semí-árido), muito embora goze de ótimo ambiente de altitude, que lhe dá uma temperatura quase sempre amena, oscilante de 17°C a 28°C, ( média das mínimas e das máximas ) respectivamente.

A região apresenta uma topografia muito acidentada , pela situação em que se encontra, em pleno domínio da Serra da Borborema.

No período de 1962 a 1971, as precipitações pluviométricas totalizaram 877mm, ( Média Anual ).

Sua composição mineralógica é a caulinita, quartzo , hematita, geotita e anatásio, predominando o argilomineral caulinita com um índice de cristalinidade de 0,74, apresenta pH igual a 3,75, um teor de matéria orgânica de 1,41%, uma relação sílica/ sesquióxidos da fração tamanho argila igual a 1,73. A capacidade de troca de cátions para pH igual a 7,0 é de 10,88 meq/100g de argila seca e para pH igual a 10,0 é de 15,06 meq/100g de argila seca, BORBA ( 1981 )

Maiores informações são encontradas no apêndice II.

#### 4.2.2.4 - JAZIDA DE SAPÉ-MARI

Esta jazida está situada na zona fisiográfica do a greste e caatinga litorânea formada por uma bela planície, à margem direita da Rodovia PB-055 a 6 Km da cidade de Mari, cujas coordenadas geográficas estão assim determinadas: 7°06' de latitude Sul e 35°14'50" de longitude W.Gr. A região apresenta uma altitude média de 125 m. A jazida possui uma formação geológica que data do terciário, constituída de sedimentos pouco consolidados, de estratificação predominantemente horizontal, sendo notada a ausência de fósseis, apresentando sedimentos areno-argilosos, argilo-arenosos, argila de coloração variada intercalando-se com camadas de seixos rolados e concreções lateríticas.

Não é uniforme o clima da região: seco na época do verão, tornando-se um pouco úmido na estação do inverno, sem perder, entretanto, sua salubridade. A temperatura oscila entre 34°C ( média das máximas ) e 16°C ( média das mínimas ) à sombra.

O pluviômetro instalado próximo à jazida apresentou

uma média anual de 1173mm para o período compreendido entre 1962 e 1971. O terreno apresenta uma drenagem moderada.

A composição mineralógica do material da jazida é constituída de caulinita, quartzo, geotita, e anatásio, predominando o argilomineral caulinita com um índice de cristalinidade de 0,52, possuindo um pH de 4,35, um teor de matéria orgânica de 1,10% e uma relação sílica/sesquióxidos da fração tamanho argila igual a 2,82. A capacidade de troca de cátions para pH igual a 7,0 é de 7,90 meq/100g de argila seca e para pH igual a 10,0 é de 7,17 meq/100g de argila seca, BORBA ( 1981 ).

Maiores informações são encontradas no apêndice II.

#### 4.2.2.5 - JAZIDA DE TEIXEIRA

Localizada na zona fisiográfica do sertão paraibano, à margem esquerda da Rodovia PB-306, que liga Teixeira a Princesa Isabel, a 8Km da cidade de Teixeira. A sede do município que deu origem ao nome da jazida tem as seguintes coordenadas geográficas: 7° 13' 13" latitude Sul e 37° 15' 15" longitude W.Gr., estando a 790m acima do nível do mar.

O clima da região é quente e seco, porém reconhecida mente o mais saudável de todo Estado, graças à excelente localização no dorso da Serra da Borborema. A temperatura varia de 15°C a 28°C, para as mínimas e máximas, sendo a compensada de 20°C à sombra.

A jazida possui uma formação geológica que data do terciário, constituída de sedimentos argilosos, arenitos silificados, arenitos ferruginosos fortemente cimentados por limonita, além de concreções lateríticas, repousando sobre um terreno de formação antecambriano.

No período de 1931 a 1959 registrou uma precipitação média anual de 618mm.

Sua composição mineralógica é caulinita, quartzo, microclina, geotita, mica e anatásio, predominando o argilomineral caulinita com um índice de cristalinidade de 0,63, apresentando pH igual a 4,35, um teor de matéria orgânica de 0,93%, uma relação sílica/sesquióxidos da fração tamanho argila igual a 1,72. A capacidade de troca de cátions para pH igual a 7,0 é de 13,84 meq/100g de argila seca e para pH igual a 10,0 é de 17,98

meq/100g de argila seca, BORBA ( 1981 ).

Maiores informações são encontradas no apêndice II.

#### 4.2.2.6 - JAZIDA DE AREIA

Esta jazida está localizada na zona fisiográfica do "Brejo", em magnífico planalto, além da encosta oriental da Borborema, precisamente, à margem esquerda da Rodovia PB-079, a 5Km da cidade de Remígio.

A região apresenta latitude Sul 6° 58' 12" e longitude de W.Gr. de 35° 42' 15" e está situada em plena crista da Serra da Borborema, a 618m acima do nível do mar. A jazida possui uma formação geológica anticambriana representada no Estado da Paraíba por Gnaisses e Migmatitos, constituída por materiais areno-siltosos, de cor escura, formando a primeira camada de espessura de 80cm e por materiais de cor avermelhada, com cascalho laterítico em grande quantidade nas camadas subsequentes.

A região tem um clima uniforme, ameno e saudável tornando-se bastante úmido por ocasião do inverno, notadamente de junho, julho e agosto. A temperatura varia de 15°C a 30°C, à sombra, para as médias de mínimas e máximas, respectivamente.

No período de 1931 a 1960, as precipitações pluviométricas médias foram de 1297mm.

A jazida apresenta uma composição mineralógica de caulinita, quartzo, hematita, geotita e anatásio, predominando o argilomineral caulinita com o índice de cristalinidade de 0,75, um pH igual a 4,30, e teor de matéria orgânica igual a 1,39% com uma relação sílica/sesquióxidos da fração tamanho argila igual a 3,80. A capacidade de troca de cátions para pH igual a 7,0 e 8,70 meq/100g de argila seca e para pH igual a 10,0 é 10,63 meq/100g de argila seca, BORBA ( 1981 ).

Maiores informações são encontradas no apêndice II.

#### 4.2.2.7 - JAZIDA DE CASTELO

Esta jazida está encravada na zona fisiográfica da Ibiapaba, localizada à margem direita da Rodovia BR-316 a 5Km da cidade de Castelo do Piauí.

O município de Castelo onde se encontra a jazida de

mesmo nome, situa-se a 5° 19' 24" de latitude Sul e a 41°33' 11" de longitude W.Gr., com uma altitude média de 230m. A região onde se encontra a jazida possui uma formação geológica constituída de arenitos de cores claras, às vezes, chegando a vermelhos. Esse arenito apresenta estratificações muito espessas, sendo comum estratificações cruzadas. Em alguns locais, apresenta intercalações de siltitos e arenitos finos, laminados também de cores claras. Sua formação data do período do Paleozóico Médio e superior.

O clima não é um dos melhores do Estado, concorrendo para isso a instabilidade do ar atmosférico, ora cálido, ora frio, sendo a temperatura do mês mais frio superior a 15°C.

A estação chuvosa começa em dezembro e termina em maio, apresentando uma precipitação média anual de 1200mm.

Sua composição mineralógica é caulinita, quartzo, hematita, geotita e anatásio, predominando o argilomineral caulinita com um índice de cristalinidade de 0,99, com pH igual a 4,05, um teor de matéria orgânica de 1,32%, e a relação sílica/sesquióxidos da fração tamanho argila igual a 1,69. A capacidade de troca de cátions para pH igual a 7,0 é de 10,83 meq/100g de argila seca e para pH igual a 10,0 é de 11,28 meq/100g de argila seca, BORBA (1987).

Maiores informações são encontradas no apêndice II.

#### 4.2.2.8 - JAZIDA DE VILA SARNEY

A jazida denominada Vila Sarney está localizada a 200m da Rodovia BR-135, à margem direita, a 6,4Km da cidade de São Luiz, na localidade Vila Sarney.

A região está inserida na formação "Itapecuru", esta formação constitui-se quase exclusivamente de arenitos de cores diversas, predominando cinza, róseo e vermelho, de materiais finos, com estratificações, principalmente no topo. Intercalaram-se leitões de siltitos e folhelhos cinza esverdeados e avermelhados. Em certas áreas, aparece um conglomerado basal contendo seixos rolados de basalto alterado. Com base em fósseis, a formação Itapecuru foi datada como cretáceo inferior.

A região tem um clima quente de seca atenuada, com o valor do índice xerotérmico variando de 40 a 100, sendo a tempe

ratura do mês mais frio superior a 15°C e apresentando de 3 a 4 meses secos.

A precipitação média da região é de 1900mm por ano.

Sua composição mineralógica é caulinita, quartzo, hematita, geotita e anatásio, predominando o argilomineral caulinita com um índice de cristalinidade de 1,00, apresentando pH igual a 5,65, um teor de matéria orgânica de 1,03%, uma relação sílica/sesquióxidos da fração tamanho argila igual a 1,48. A capacidade de troca de cátions para pH igual a 7,0 é de 13,17 meq/100g de argila seca e para pH igual a 10,0 é de 11,28 meq/100g de argila seca, BORBA ( 1981 ).

Maiores informações são encontradas no apêndice II.

#### 4.2.2.9 - JAZIDA DE VAGEM GRANDE

Localizada na zona fisiográfica do Itapecuru, à margem esquerda da Rodovia BR-222 a 22,3Km da cidade de Itapecuru-Mirim.

As coordenadas geográficas do município onde se encontra localizada a jazida são: latitude Sul 3° 40' 20" e longitude W.Gr. 43° 54' 30".

Possui uma formação geológica que data do Cretáceo inferior, constituída quase que totalmente de arenitos de cores diversas, com predominância do cinza, róseo e vermelho, com estratificações cruzadas e silificações. Intercalam-se leitos de siltitos e folhelhos cinza-esverdeados e avermelhados. Em alguns locais, aparece um conglomerado basal contendo seixos rolados de basalto alterado.

O inverno tem início em janeiro e termina em junho. Neste período, a temperatura baixa sensivelmente. O verão vai de julho a dezembro, sendo então o calor mais intenso.

A precipitação média anual é de 1700mm.

Sua composição mineralógica é caulinita, quartzo, geotita, hematita e anatásio, predominando o argilomineral caulinita com um índice de cristalinidade de 0,37, apresentando pH igual a 4,55, um teor de matéria orgânica de 1,21%, uma relação sílica/sesquióxidos da fração tamanho argila igual a 2,01. A capacidade de troca de cátions para pH igual a 7,0 é de 21,57 meq/100g de argila seca e para pH igual a 10,0 é de 27,74 meq/100g

de argila seca, BORBA ( 1981 ).

Maiores informações são encontradas no apêndice II.

#### 4.2.2.10 - JAZIDA DE SÃO LUIZ

A jazida está localizada à margem direita da Rodovia BR-135, a 600m da cidade de São Luiz a qual está localizada a margem ocidental da ilha do mesmo nome, limitado, ao Norte, pelo Oceano Atlântico; ao Leste, pelo município de Ribamar; ao Oeste, pela baía de São Marcos; ao Sul, pelo município de Mosquito, possuindo as seguintes coordenadas geográficas: 2° 31' 42" de latitude Sul e 44° 16' 42" de longitude W.Gr., e apresentando uma altitude média de 4m.

A jazida possui uma formação geológica que data do Cretáceo Inferior, constituída quase que totalmente de arenitos de cores diversas com predominância do cinza, róseo e vermelho, com estratificações cruzadas e silicificações. Intercalam-se leitões de siltitos e folhelhos cinza-esverdeados. Em alguns locais, aparece um conglomerado basal contendo seixos de basalto alterado.

O clima é quente e úmido com invernos rigorosos. A temperatura varia de 27°C a 32°C ( média das mínimas e das máximas ), respectivamente, com uma precipitação média anual de 1900 mm.

Sua composição mineralógica é caulinita, quartzo, hematita, geotita, gipsita e anatásio, predominando o argilomineral caulinita com um índice de cristalinidade de 0,68, apresentando pH a 4,80, um teor de matéria orgânica de 1,10%, uma relação sílica/sesquióxidos da fração tamanho argila igual a 1,64. A capacidade de troca de cátions para pH igual a 7,0 é de 10,80 meq/100g de argila seca e para pH igual a 10,0 é de 11,31 meq/100g de argila seca, BORBA ( 1981 ).

Maiores informações são encontradas no apêndice II.

#### 4.3.0.0 - MÉTODOS DE ENSAIOS

##### 4.3.1.0 - CARACTERIZAÇÃO

##### 4.3.1.1 - EMULSÃO

## VISCOSIDADE SAYBOLT - FUROL

Este ensaio é realizado de acordo com o método normalizado pela ABNT-P-MB-581 ABNT ( 1971 ).

O principal objetivo deste ensaio é determinar o tempo em segundos, para 60ml de emulsão fluírem, de modo contínuo, através de um orifício de dimensões padronizadas ( Orifício Furol ) sob condições especificadas.

O método de ensaio descreve o procedimento para a determinação da viscosidade Saybolt-Furol de emulsões asfálticas, quando o valor desta viscosidade é superior a 20s.

## PENEIRAÇÃO

O DNER fixa o modo de proceder-se à determinação da peneiração de emulsão asfáltica no seu método ME 05-73 DNER ( 1973 - A ). Para isso são colocadas 1000g de emulsão asfáltica sobre uma peneira com 0,8mm de abertura de malha (nº 20 ABNT) previamente preparada. A peneiração é a percentagem em peso, da emulsão retida nesta peneira, após um período de duas horas na estufa a uma temperatura de 105°C.

## SEDIMENTAÇÃO AOS 5 DIAS

Este ensaio é normalizado pelo DNER ME 06-73, DNER ( 1973-B ) e tem como objetivo fixar o procedimento para a determinação da sedimentação de emulsões asfálticas.

Uma amostra da emulsão asfáltica é colocada em uma proveta e, após 5 dias, são determinadas as percentagens dos resíduos das amostras retiradas do topo e do fundo da proveta. A sedimentação é a diferença entre as percentagens anteriormente mencionadas.

## QUANTIDADE DE ÁGUA

A finalidade deste ensaio é determinar a quantidade da água contida na emulsão asfáltica. Para a sua execução a ASTM em seu método D.244-72. ASTM ( 1972 ) especifica que: coloca-se 50g de emulsão ( quando a emulsão tem mais de 25% d'água ) mais



igual volume de solvente ( xilou ) em um tubo de destilação provido de um sifão e refrigeração. O tubo de destilação é aquecido, e quando o volume d'água contido no sifão é constante, o ensaio está concluído e a quantidade de água da emulsão é o volume contido no sifão dividido pela massa original da amostra multiplicado por 100.

#### VISCOSIDADE ENGLER

A viscosidade da emulsão asfáltica é medida através do viscosímetro Engler. O método indicado é o normalizado pela BS-434: 1960, BS ( 1967 ) e consiste na medida do tempo necessário para fluir 200ml de emulsão, através de um orifício padronizado em um banho d'água a uma temperatura de 50°C. Este tempo , em segundos, é dividido pelo tempo necessário para fluir a mesma quantidade de água destilada, pelo mesmo orifício na mesma temperatura. O resultado da divisão é a viscosidade da emulsão em graus Engler.

#### DENSIDADE REAL

Este ensaio é normalizado pelo DNER em seu método ME 16-64, DNER ( 1964-A ). Este método fixa o modo pelo qual se determina a densidade real do material betuminoso fluido, usando picnômetro.

#### 4.3.1.2 - SOLOS

#### DENSIDADE REAL

Neste ensaio, o material utilizado é o que passa na peneira de malha 2,0mm segundo especifica o DNER em seu método ME 93-64, DNER ( 1964-B ).

A densidade real é apresentada em número adimensional e com aproximação de centésimos, tomando como referência a água à temperatura de 20°C.

#### 4.3.2.0 - TECNOLÓGICOS

##### 4.3.2.1 - SOLOS

#### COMPACTAÇÃO DO SOLO NATURAL

O ensaio de compactação é realizado com o material seco ao ar livre, passando na peneira de 4,8mm, obedecendo às recomendações da ABNT, MB-33, ABNT ( 1968 ), com uma energia equivalente ao ensaio de PROCTOR normal ( 6,08 Kgfc $\text{cm}^3$  ), compactando em três camadas um cilindro de volume aproximadamente 1000 ml.

A finalidade desse ensaio é determinar a correlação entre o teor de umidade e a massa específica aparente seca.

#### COMPACTAÇÃO DA MISTURA SOLO-EMULSÃO

Foi seguida a mesma sistemática do solo natural, sendo que o material é o de diâmetro menor que 9,5mm e os teores de umidade de moldagem predeterminados.

#### RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES

Este ensaio é realizado de acordo com o método normalizado pelo DNER-IE 04-71, para deformação controlada, DNER ( 1971 ), alterando-se a preparação das amostras, como está descrita no apêndice III.

A velocidade de aplicação da carga, recomendada por ANAGNOS e KENNEDY ( 1972 ), deve ser 5,08mm/min. por imposição do equipamento usado, não é possível conseguir a velocidade indicada. A velocidade adotada no decorrer de todos os ensaios é reduzida para 4,064mm/min.

#### RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO CONFINADA ( TRIAXIAL )

Este ensaio é realizado de acordo com o método normalizado pelo " Laboratoire Central des Ponts ET Chaussées-Paris ", Paris ( 1970 ), alterando-se a preparação das amostras, como está descrito no apêndice III.

A velocidade de aplicação da carga é correspondente a deformação de 4,064 mm/min. As dimensões dos corpos de prova utilizados são diferentes das especificadas pelo método, embora guardando as mesmas proporções entre altura / diâmetro, ou seja:

$$H \approx 2D$$

ONDE:

H = altura do corpo de prova

D = diâmetro do corpo de prova.

Maiores detalhes consultar BISHOP and HENKEL (1962).

### RESISTÊNCIA À TRAÇÃO INDIRETA

O ensaio de tração indireta, também conhecido como método brasileiro, foi proposto por LOBO CARNEIRO (1953) e normalizado pela ABNT MB 212. O método consiste na aplicação de cargas de compressão em um corpo de prova colíndrico na direção de seu diâmetro ABNT (1958). A teoria de tensão neste ensaio é aplicável somente a materiais que rompem de maneira quebradiça e não sendo aconselhável sua utilização com materiais de ruptura plástica, ANAGNOS e KENNEDY (1972). Muito embora existam tais restrições quanto ao seu uso; BEZERRA (1976) e FERREIRA (1980) fizeram este ensaio com materiais de ruptura plástica e observaram ótimos resultados.

Para evitar desvios sensíveis é interposto entre os pratos da máquina e o corpo de prova, ao longo da geratriz, duas varetas de metal com o mesmo comprimento do corpo de prova e seção quadrada de lado igual a 1,27 cm. Maiores informações são encontradas no Capítulo III - item 3.10.0.

A moldagem dos corpos de prova é executada como está descrito no apêndice III, e a velocidade de aplicação da carga é de 4,064 mm/min.

Para o cálculo de tensão de ruptura à tração indireta é utilizada a seguinte fórmula:

$$RTI = C_t \cdot Q$$

ONDE:

$C_t$  - Constante calculada no apêndice IV

Q - Carga total aplicada ( em divisões )

Procurando-se verificar a influência da relação H/D ( altura/diâmetro ) foram ensaiados corpos de prova com diâmetro igual a 10cm e altura variável de 13cm e 20cm.

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DOS SOLOS ESTUDADOS

SOLO	% DE MATERIAL PASSANDO NA PENEIRA N°			LL %	IP %	IG	CLASSIFICAÇÃO	
	10	40	200				H.R.B.	U.S.C
	JPPB	68,4	50,6				26,8	36
CTPB	63,1	47,6	22,0	31	8	0	A-2-4	SC
SPPB	58,3	37,5	18,5	35	9	0	A-2-4	SM
TEPB	83,9	57,4	29,4	39	12	0	A-2-6	SC
ARPB	61,3	43,0	21,0	42	10	0	A-2-5	SM
CAPI	53,0	46,5	26,3	27	7	0	A-2-4	SC
VSMA	66,4	59,2	31,7	25	7	0	A-2-4	SC
VGMA	52,5	49,7	38,7	35	10	1	A-4	SM
SLMA	75,3	68,8	26,4	17	NP	0	A-2-4	SM

## CAPÍTULO V

## 5.0.0 - RESULTADOS E DISCUSSÕES

## 5.1.0 - INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta e discute os resultados obtidos nos ensaios de caracterização e ensaios tecnológicos, ensaios esses realizados com os materiais pesquisados ( emulsão e solo).

## 5.2.0 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

## 5.2.1 - EMULSÃO

## VISCOSIDADE SAYBOLT - FUROL

Os resultados obtidos para a viscosidade SAYBOLT - FUROL encontram-se listados na tabela 5.0.0; a ABNT ( 1971 ) fixa o intervalo de aceitabilidade de 70s a 400s, os valores 164s e 120s da primeira e da segunda remessa, respectivamente que estão dentro do referido intervalo, como também satisfazem às especificações do DNER, da ASTM e da BS, cujos valores encontram-se no apêndice I. Também no apêndice I pode ser observado que as viscosidades fornecidas pelo fabricante diferem um pouco das determinadas pelo Autor, diferença esta que não afeta o resultado final, uma vez que ambas satisfazem às especificações acima citadas.

## PENEIRAÇÃO

Na tabela 5.0.0 encontram-se os resultados finais do ensaio de peneiração; o DNER ( 1973-A ) especifica que os valores da peneiração devem estar entre 0% e 0,1%. Os resultados 0,03% e 0,02% da primeira e segunda remessa, respectivamente, satisfazem plenamente ao especificado pelo DNER e ABNT, cujos valores estão no apêndice I. Os resultados fornecidos pelo fabricante coincidem com os determinados pelo Autor, isto pode ser confirmado no apêndice acima citado.

## SEDIMENTAÇÃO AOS 5 DIAS

No ensaio de sedimentação aos 5 dias, foram obtidos os seguintes resultados: 0,03% para a primeira remessa e 0,04% para a segunda, resultados estes que podem ser encontrados na ta be la 5.0.0. No apêndice I são encontrados os intervalos especificados tanto pelo DNER como pelo a ABNT, e, analisando-os, pode-se concluir que os resultados ora discutidos se encontram nos referidos intervalos, embora diferenciando um pouco dos fornecidos pelo fabricante, também listados no apêndice I. Entretanto, ambos satisfazem às especificações aqui referidas.

## QUANTIDADE DE ÁGUA

A ASTM ( 1972 ) indica o intervalo de 30% a 50%. Como o aceite para os resultados obtidos no ensaio de quantidade de água contida na emulsão. Consultando a tabela 5.0.0, encontram-se as quantidades de água 30,3% e 33,5% obtidas, neste ensaio, para a primeira e segunda remessa de emulsão. Como pode ser visto, os resultados encontrados pertencem ao intervalo acima especificado, embora com os valores muito próximos do limite inferior admitido, fornecendo uma emulsão bastante glutinosa e apresentando grandes dificuldades quando é misturada com solos em que a quantidade de material fino é muito elevada, principalmente, para baixos teores de umidade de moldagem.

## VISCOSIDADE ENGLER

Pode ser encontrado na tabela 5.0.0, os resultados obtidos no ensaio de viscosidade ENGLER, cujos valores são: 35,3°E e 33,2°E, para a primeira e segunda remessa, respectivamente. Observando o intervalo 3°E a 24°E adotado pela a BS, BS ( 1967 ) pode-se verificar que os valores encontrados não se enquadram neste intervalo, como também no admitido pela a ASTM ( ver apêndice I ). Provavelmente isto ocorre, devido ao baixo teor de água contido na emulsão. Este ensaio não é normalizado pela ABNT como também não o é pelo DNER. Sua execução fica limitada ao meio acadêmico.

## DENSIDADE REAL

Os valores de densidade real para ambas as remessas de emulsão encontram-se na tabela 5.0.0, e são os seguintes: primeira remessa igual a 0,9984; segunda remessa igual a 0,9971. A normalização do referido ensaio fica a cargo do DNER, DNER ( 1964-A).

Analisando-se o apêndice I, pode-se concluir que os resultados encontrados são compatíveis com os fornecidos pelo fabricante, com uma ligeira diferença entre os mesmos. Como essa diferença é muito pequena, pode ser considerada desprezível.

Como se pode observar, os resultados obtidos dos ensaios realizados com a emulsão catiônica RM-1C satisfazem aos métodos seguidos, com a única exceção da viscosidade ENGLER, fato que já se tentou justificar, quando se apresentaram e se discutiram os resultados obtidos no referido ensaio.

## 5.2.2 - SOLO

## DENSIDADE REAL ( SOLO NATURAL )

Os valores encontrados para a densidade real dos solos no estado natural podem ser vistos na tabela 5.1.0. Como pode ser observado, a faixa de valores obtidos encontra-se entre 2,66 a 2,71. Estes valores são compatíveis com os encontrados por outros pesquisadores, tais como: BOWLES ( 1977 ), CAPUTO ( 1973 ), VARGAS ( 1977 ), TSCHBOTARIOFF ( 1978 ) e CARVALHO ( 1979 ) que citam valores entre: ( 2,60 e 2,73 ), ( 2,65 e 2,85 ), ( 2,65 e 2,80 ), ( 2,65 e 2,90 ) e ( 2,69 e 3,16 ), respectivamente. Estes valores da densidade real confirmam o baixo teor de matéria orgânica citado por BORBA ( 1981 ), e deve-se ao fato dos solos tropicais vermelhos serem ricos em óxidos de ferro e alumínio, comportamento já observado por RAMOS BORBA ( 1976 )

## 5.3.0 - ENSAIOS TECNOLÓGICOS

## 5.3.1 - SOLOS

As figuras 5.0A, 5.0B, 5.1A, 5.1B, 5.1C, 5.2A, 5.2B ,

5.3A e 5.3B mostram as relações entre a massa específica aparente seca e o teor de umidade de compactação para os solos estudados, cujos resultados se encontram na tabela 5.2.0.

Nas figuras 5.0A, 5.0B, 5.1C e 5.2A pode-se observar que um desvio de  $\pm 2\%$  na umidade ótima acarreta uma variação na massa específica aparente seca entre  $45 \text{ Kg/m}^3$  a  $130 \text{ Kg/m}^3$ . Isto se verifica com as quatro curvas acima citadas, enquanto que as curvas 5.2B e 5.3A sofrendo o mesmo desvio na umidade ótima, produz uma variação na massa específica aparente seca no intervalo de  $65 \text{ Kg/m}^3$  a  $80 \text{ Kg/m}^3$ . Já as curvas 5.1A e 5.1B para um desvio idêntico nesta umidade, praticamente não apresenta variação na massa específica aparente seca, ou seja, essa variação está entre  $35 \text{ Kg/m}^3$  e  $70 \text{ Kg/m}^3$ , repetindo-se o que ocorreu para as figuras 5.2B e 5.3A, isto é, a variação na massa específica aparente seca é praticamente desprezível, enquanto que a curva 5.3B com um desvio de  $\pm 2\%$  nesta umidade provoca uma variação muito grande na massa específica aparente seca, ou seja,  $75 \text{ Kg/m}^3$  a  $220 \text{ Kg/m}^3$ .

Os valores aqui encontrados são compatíveis com os citados por COSTA (1982), como pode ser visto na tabela 5.2.0, mesmo levando-se em consideração que os ensaios foram realizados com amostras de diâmetro diferentes. Dessa forma, a influência do diâmetro máximo dentro do intervalo utilizado não acarretou variações significativas para os solos estudados, exceção feita aos solos de SPPB e TEPB, sendo, porém, essa variação mais acentuada para o primeiro.

Analisando as curvas de compactação dos solos para 0% de emulsão, figuras 5.4A, 5.4B, 5.5A e 5.5B, pode-se constatar para o solo de JPPB que uma variação de  $\pm 2\%$  na umidade ótima provoca uma diminuição no valor da massa específica aparente seca de  $110 \text{ Kg/m}^3$ , no ramo seco da curva, implicando numa redução de 240 KPa no valor da resistência correspondente. Já no outro ramo da curva, esta variação é praticamente nula. Conforme as citadas figuras, para o solo de ARPB com a mesma variação na umidade, tem-se uma diminuição de  $140 \text{ Kg/m}^3$  para o valor da massa específica aparente seca e uma redução de 880 KPa na resistência correspondente, no ramo seco da curva de compactação. Entretanto, no ramo úmido para uma diminuição de  $45 \text{ Kg/m}^3$  no valor da massa específica aparente seca, registra-se uma redução de



280 KPa na resistência correspondente. Para o solo de CAPI, com a mesma variação de umidade acima citada, obtêm-se, no ramo seco da curva de compactação, uma redução no valor da massa específica aparente seca e resistência correspondente a  $50 \text{ Kg/m}^3$  e 150 KPa, respectivamente, impondo-se as mesmas condições para o ramo úmido das citadas curvas, obtêm-se uma redução de  $75 \text{ Kg/m}^3$  e 350 KPa para a massa específica aparente seca e resistência, respectivamente. Analisando-se o solo de VSMA para a mesma variação na umidade ótima, obtêm-se uma diminuição nos valores da massa específica aparente seca praticamente desprezível, enquanto que a resistência diminui de 480 KPa e 180 KPa nos ramos seco e úmido da curva de compactação, respectivamente. Já no solo de SLMA para a mesma variação na umidade ótima, gera uma diminuição de  $195 \text{ Kg/m}^3$  e  $115 \text{ Kg/m}^3$  no valor da massa específica aparente seca e uma correspondente redução no valor da resistência de 580 KPa e 160 KPa, respectivamente, nos ramos seco e úmido da curva de compactação. Continuando a análise das outras curvas, constatou-se que os demais solos para a mesma variação de umidade apresentam oscilações insignificantes nos valores da massa específica aparente seca e na resistência.

Observando as figuras 5.38 e 5.39 geradas por uma análise estatística através de regressão linear, bilateral, utilizando o método dos mínimos quadrados, conclui-se que os solos estudados não apresentaram diferenças significativas nos resultados obtidos na compactação, quando o material ensaiado foi o que passou na peneira de malha de abertura 4,8 mm como normalizado pela ABNT em seu método MB-33 ABNT (1968), e 9,5 mm, com o uso do mesmo molde para ambos diâmetros. Vale salientar que tal estudo só foi feito para o solo no estado natural.

Na figura 5.38, observa-se que a população é um pouco dispersa, muito embora defina claramente a direção da reta que melhor se ajusta à mesma. A referida reta é gerada pela equação  $\gamma_{s, \text{máx}}(9,5 \text{ mm}) = 0,714 \gamma_{s, \text{máx}}(4,8 \text{ mm}) + 546,59$  com um coeficiente de correlação  $|r|$  igual a 0,737; já na figura 5.39 esta população é mais concentrada e, por esse motivo, apresenta uma excelente correlação, cujo coeficiente  $|r|$  é igual a 0,975, e a reta que melhor se ajusta a esta população é dada pela equação  $U(\phi = 9,5 \text{ mm}) = 0,916 U(\phi = 4,8 \text{ mm}) + 1,84$ . Em ambas correlações, o nível de significância foi  $(\alpha)$  igual a 0,1% e

34 GL (ao nível de 99,9% de confiança).

Nas figuras 5.6A a 5.14A observa-se as relações entre a resistência à compressão simples e o teor de emulsão para os solos em estudo. Como pode ser observado, aumentando gradativamente o teor de emulsão num sistema solo-emulsão, a resistência aumenta até atingir um ponto de máximo, de onde começa a decrescer, à proporção que se adiciona mais emulsão ao sistema. Este comportamento já havia sido observado por: McKESSON (1940), BEVIS (1973) e FERREIRA (1980). Tal comportamento deve-se provavelmente ao fato de que, quando se adiciona até 2% de emulsão, a mesma funciona como aglutinante e lubrificante entre os grãos de solo. Para os teores subsequentes, essa emulsão passa a agir somente como lubrificante, uma vez que a fase líquida da mistura é aumentada pela água e solventes contidos na emulsão, tornando-a demasiadamente plástica e de pouca resistência.

O sistema solo-emulsão apresenta um comportamento semelhante ao sistema solo-água, com relação à resistência à compressão simples, para as condições de cura aqui adotadas.

Os máximos das curvas acima citados determinam o teor ótimo de emulsão igual a 2% para que o sistema solo-emulsão obtenha uma resistência à compressão simples máxima, muito embora neste estudo, o teor ótimo de emulsão seja definido, quando analisadas também as curvas de massa específica aparente seca versus teor de emulsão e razão de vazios versus teor de emulsão.

Como pode ser visto, o que acima foi descrito é válido para todos os solos aqui estudados.

As figuras 5.6B a 5.14B mostram as relações entre a massa específica aparente seca e o teor de emulsão para os solos em estudo. Como se pode observar, em todos os solos ensaiados quando é aumentado progressivamente o teor de emulsão no solo, a massa específica aparente seca apresenta o mesmo comportamento da resistência acima descrito, fato que pode ser constatado analisando as figuras 5.6B a 5.14B. Este comportamento já havia sido observado por RRL (1962), LAMBE (1962) e RODRIGUES (1977), em que se pode notar as exceções apresentadas pelos solos de ARPB, CAPI e VGMA. Nos solos de ARPB e VGMA, a variação entre a massa específica aparente seca máxima e a mínima é tão pequena que pode ser considerada constante, ou seja, sem variação. Já no caso do solo de CAPI, a emulsão age provavelmente co-

mo lubrificante, uma vez que a massa específica aparente seca apresenta seu valor máximo para 0% de emulsão e ao adicionar emulsão ao sistema, seu valor diminui gradativamente.

O sistema solo-emulsão com relação à massa específica aparente seca, também apresenta um comportamento semelhante ao sistema solo-água.

Nas figuras 5.6C a 5.14C podem ser vistas as relações entre a umidade ótima e o teor de emulsão para os solos estudados. De um modo geral, ao adicionar emulsão a um sistema solo-emulsão, a sua umidade ótima tende a diminuir, embora nos solos ora estudados tenha-se as exceções de ARPB, CAPI, SLMA, que apresentam variações insignificantes na umidade ótima. Levando-se em conta o aspecto prático, tais variações de umidade tornam-se desprezíveis, uma vez que nos trabalhos de campo se toleram normalmente oscilações em torno de 2% na referida umidade. Desta forma, as variações que se situarem entre  $\pm 2\%$ , não terão influência significativa para a definição do teor ótimo de emulsão.

Observando as figuras 5.24B a 5.32B, conclui-se que, ao adicionar emulsão ao sistema solo-emulsão, o índice de vazios deste tende a diminuir, pelo menos para os solos aqui estudados. Neste caso, o índice de vazios teve um comportamento semelhante ao teor ótimo de umidade.

Para teores de umidade de moldagem baixos, em todos os solos utilizados nesta pesquisa, independentemente do teor de emulsão, ocorreu a ruptura prematura da emulsão. Elevando-se o teor de umidade, evitou-se este fenômeno e obtiveram-se misturas mais homogêneas, com a água facilitando a distribuição da emulsão na massa de solo e produzindo uma mistura razoavelmente impermeável, pois o material betuminoso age como aglutinante das partículas de solo e como impermeabilizante, quando usado como estabilizante. Tal comportamento foi observado por BEVIS (1973).

A influência do teor de umidade, na resistência à compressão simples e na massa específica aparente seca, apresentou o mesmo comportamento da influência do teor de emulsão, anteriormente discutido. Conforme pode ser observado nas figuras 5.15A e 5.15B a 5.23A a 5.23B, o teor de umidade que produz uma massa específica aparente seca máxima não corresponde obrigatoriamente àquele necessário a conferir ao sistema solo-emulsão uma resistência de pico (máximo). Estes comportamentos já ha

viam sido observado por BEVIS ( 1973 ) e FERREIRA ( 1980 ).

As figuras 5.24A a 5.32A apresentam a relação teor de umidade versus índice de vazios. Observando-se, conclui-se que, em um sistema solo-emulsão, o índice de vazios diminui com o aumento do teor de umidade até atingir um ponto de mínimo, de onde começa a aumentar, à proporção que é adicionada mais água ao sistema. Observando as tabelas 5.6.0 a 5.6.8, verifica-se que o ponto de mínimo acima citado, corresponde ao valor máximo da massa específica aparente seca para cada teor de emulsão.

Analisando-se detalhadamente as figuras 5.6A a 5.14 A e 5.6B a 5.14B, correspondentes à variação de emulsão em função da resistência à compressão simples e massa específica aparente seca, conclui-se que o teor ótimo de emulsão para os solos aqui estudados é igual a 2%. É oportuno salientar que o índice de vazios do sistema solo-emulsão não teve influência direta na definição do teor ótimo de emulsão; o mesmo ocorreu com o teor de umidade ótima.

Analisando as figuras 5.35, 5.36 e 5.37, conclui-se que, para os solos estudados nas condições que foram ensaiados, é indiferente se o teor de umidade de moldagem é definido para obter uma massa específica aparente seca máxima ou uma resistência máxima. Essa conclusão pode ser tirada devido às correlações obtidas com coeficiente de correlação superior a 90% e nível de significância ( $\alpha$ ) igual a 0,1% ( ao nível de 99,9% de confiança ).

Uma outra observação que pode ser feita, é que os solos aqui pesquisados, em relação à umidade ótima, estão divididos em três grupos. Este fato pode ser confirmado observando a figura 5.35;

- GRUPO I - Umidade ótima entre 17% e 20%, JPPB, SPPB, TERB e ARPB;
- GRUPO II - Umidade ótima entre 12,5% e 15%, CTPB, VSMA e VGMA;
- GRUPO III - Umidade ótima entre 8,5% e 10,5%, CAPI e SLMA.

De um modo geral, os solos de umidade ótima mais elevada apresentaram maior índice de plasticidade, com exceção do solo de VGMA.

As correlações aqui citadas foram obtidas de uma análise estatística através de regressão linear, bilateral, utilizando o método dos mínimos quadrados.

Durante a moldagem dos corpos de prova para a realização dos ensaios foram usados quatro teores de umidade em ordem crescente, sendo que os solos de CAPI, VSMA, no último teor de umidade, quando desmoldados, apresentaram deformações excessivas, o que não ocorreu com os demais solos utilizados nesta pesquisa. Isto, provavelmente, é provocado pela baixa plasticidade apresentada pelos três solos citados, especialmente SLMA, que é um solo não plástico ( NP ), como também por possuírem baixo limite de liquidez ( LL ). Estas afirmações podem ser confirmadas no apêndice II.

Nas tabelas 5.3.0 e 5.6.0 a 5.6.8, observa-se que os três solos acima citados, mais o solo de VGMA, apresentaram o mais baixo índice de vazios e umidade ótima.

Os dados que compõem a tabela 5.3.0 foram obtidos das figuras 5.6A a 5.14C, tomando como ponto de referência os valores máximos correspondentes à massa específica aparente seca e resistência à compressão simples. Parâmetros estes que definiram um teor ótimo de emulsão de 2% para os solos estudados.

As tabelas 5.4.0 a 5.4.2 apresentam os resultados finais do ensaio de resistência à tração indireta para os nove solos estudados. Analisando os valores de resistência à tração indireta, massa específica aparente seca e índice de vazios, pode-se concluir que o teor ótimo de emulsão encontrado pelo ensaio de resistência à compressão simples para cada solo, também é válido para o ensaio de resistência à tração indireta, uma vez que as variações tanto da resistência à tração indireta, massa específica aparente seca e índice de vazios são desprezíveis.

A figura 5.33 apresenta a relação entre a resistência à compressão simples e a resistência à tração indireta para os nove solos em estudo. A análise estatística através de regressão linear, bilateral, utilizando o método dos mínimos quadrados mostrou que existe uma correlação altamente significativa, apresentando um coeficiente de correlação  $|r|$  igual a 0,946 para um nível de significância (  $\alpha$  ) igual a 0,1% ( ao nível de 99,9% de confiança ) e 23 GL.

A equação que define a reta que melhor se ajusta aos dados é  $RTI ( 1 ) = 0,079 RCS ( 1 ) + 1,712$ . Esta equação aproxima-se muito de outras obtidas por BEZERRA ( 1976 ) e FERREIRA ( 1980 ), quando pesquisavam solos com as mesmas características

dos ora estudados, embora com o emprego de outros aditivos. Tais pesquisadores concluíram que a resistência à tração indireta é  $1/10$  da resistência à compressão simples. Nesta pesquisa, essa fração ficou em torno de  $1/12$ , ou seja, a resistência à tração indireta é aproximadamente 8% da resistência à compressão simples.

Quando um sistema solo-emulsão é usado como elemento estrutural de um pavimento, é de grande importância conhecer o valor da resistência à tração indireta que suportará esse sistema para poder comparar com as deformações radiais que se desenvolverão no pavimento, quando for solicitado pelo tráfego. Tais tensões provocadas pelas deformações radiais não podem ultrapassar em valor a resistência à tração indireta do sistema. Quando essas tensões ultrapassam essa resistência, surgem trincas longitudinais no pavimento.

Nas tabelas 5.5.0 a 5.5.8 são encontrados os resultados finais do ensaio de resistência à compressão confinada ( triaxial ) realizado nos nove solos estudados.

Analisando os valores de resistência à compressão confinada ( RCC ), resistência ao cisalhamento (  $\tau$  ), massa específica aparente seca (  $\gamma_{S, \text{máx}}$  ), índice de vazios (  $e$  ), tensão normal ao plano de ruptura (  $\sigma$  ) e resistência à compressão simples calculada em função do ângulo de atrito (  $\phi$  ) e coesão (  $C$  ) ( RCS (2) ), conclui-se que o teor ótimo de emulsão para todos os solos é de 2%, confirmando os já definidos pelas resistências à compressão simples e tração indireta.

De um modo geral, o ângulo de atrito diminuiu, e a coesão aumentou, à proporção que foi adicionado emulsão ao sistema solo-emulsão.

A figura 5.34 apresenta a relação entre a resistência à compressão simples obtida diretamente do ensaio e a resistência à compressão simples calculada em função do ângulo de atrito e coesão para os solos em estudo. A análise estatística através de regressão linear, bilateral, utilizando o método dos mínimos quadrados mostra que existe uma ótima correlação entre os dados estudados, apresentando um coeficiente de correlação  $|r|$  igual a 0,810 para um nível de significância (  $\alpha$  ) igual a 0,1% ( ao nível de 99,9% de confiança ) e 20 GL.

A equação que define a reta que melhor se ajusta aos

dados é  $RCS ( 2 ) = 0,621 RCS (1) + 495,498$ . A resistência à compressão simples calculada em função do ângulo de atrito e coesão é aproximadamente 93% da resistência à compressão simples.

Como existe relação entre a resistência à compressão simples e resistência à tração indireta, conclui-se que, conhecendo o ângulo de atrito e a coesão de um solo, pode-se estimar com bastante precisão sua resistência à tração indireta.

Os solos aqui estudados apresentaram uma resistência à tração indireta de aproximadamente 9% da resistência à compressão simples calculada em função do ângulo de atrito e coesão, que pode ser confirmado observando-se a figura 5.40.

Uma análise estatística através de regressão linear, bilateral, utilizando o método dos mínimos quadrados mostra que existe uma boa correlação entre a resistência à compressão simples ( RCS (1) ) e a resistência à compressão simples calculada em função do ângulo de atrito e coesão ( RCS (2) ), com um coeficiente de correlação  $r$  igual a 0,700 para um nível de significância (  $\alpha$  ) igual a 0,1% ( ao nível de 99,9% de confiança ) e 25 GL.

Com a finalidade de verificar a influência das dimensões das amostras na resistência à compressão simples, foram moldados corpos de prova com as seguintes dimensões: altura igual a 13 cm e diâmetro igual a 10 cm ( dimensões de molde preconizado pelo MB-33 ) e outro tipo com o mesmo diâmetro e altural igual a 20 cm, isto é, relação H/D ( altura/diâmetro ) igual a 2:1. Comprovou-se para os solos em estudo que os corpos de prova com menor altura forneceram maior resistência e que esta diferença aumenta, à proporção que diminui a fração tamanho argila do solo.

Pode-se concluir que as dimensões dos corpos de prova exercem maior influência na resistência à compressão simples dos solos com baixo teor de argila. Isto pode ser confirmado observando as figuras 5.42 e 5.43.

A figura 5.41 apresenta a relação entre a resistência à compressão simples em corpos de prova com altura igual a 13 cm ( RCS (1) ) e o mesmo tipo de resistência, quando essa altura é igual a 20 cm ( RCS (3) ) para o mesmo diâmetro. A análise estatística através de regressão linear, bilateral, utilizando o método dos mínimos quadrados mostra que existe uma satisfatória correlação entre os dados, com um coeficiente de correlação  $r$

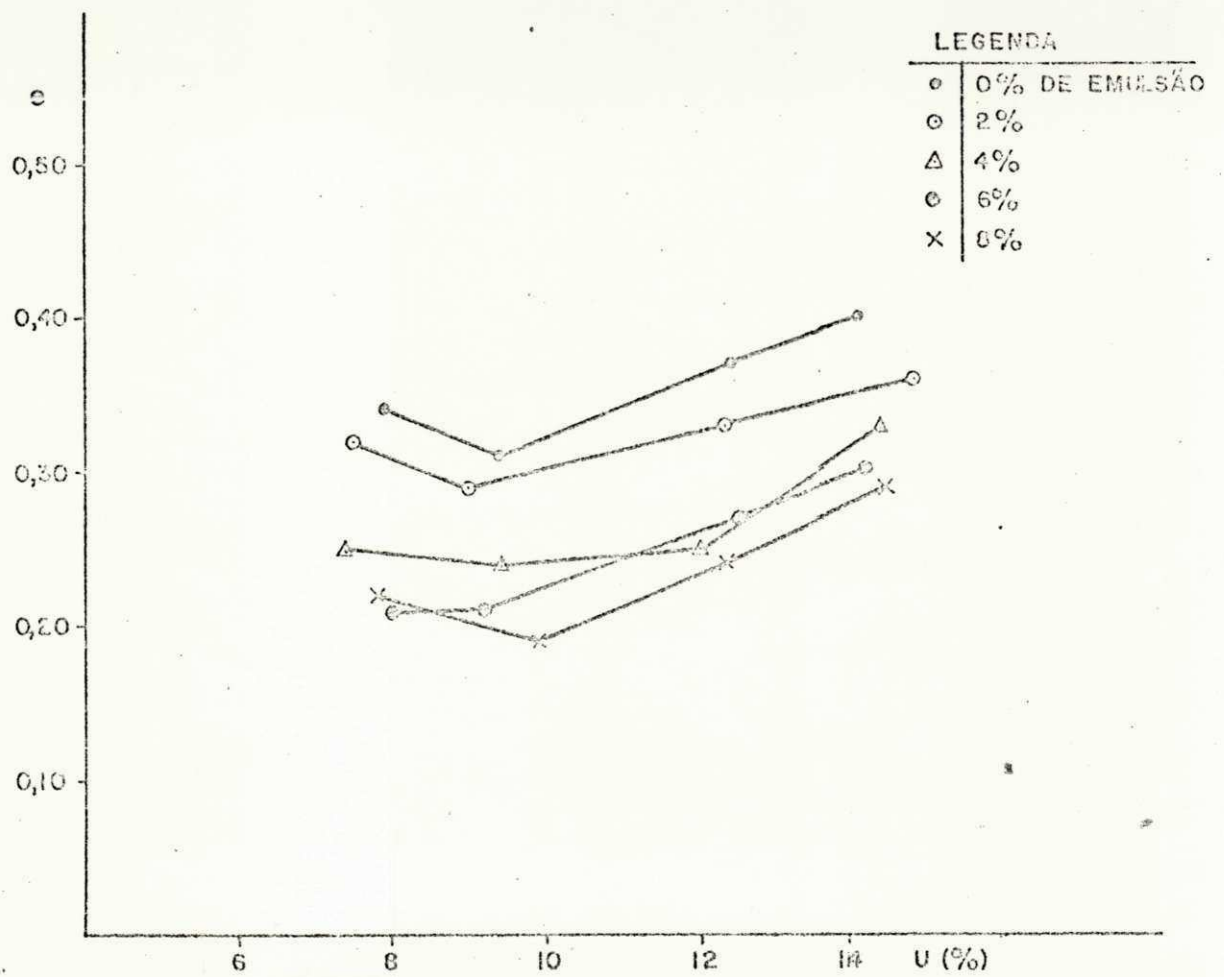
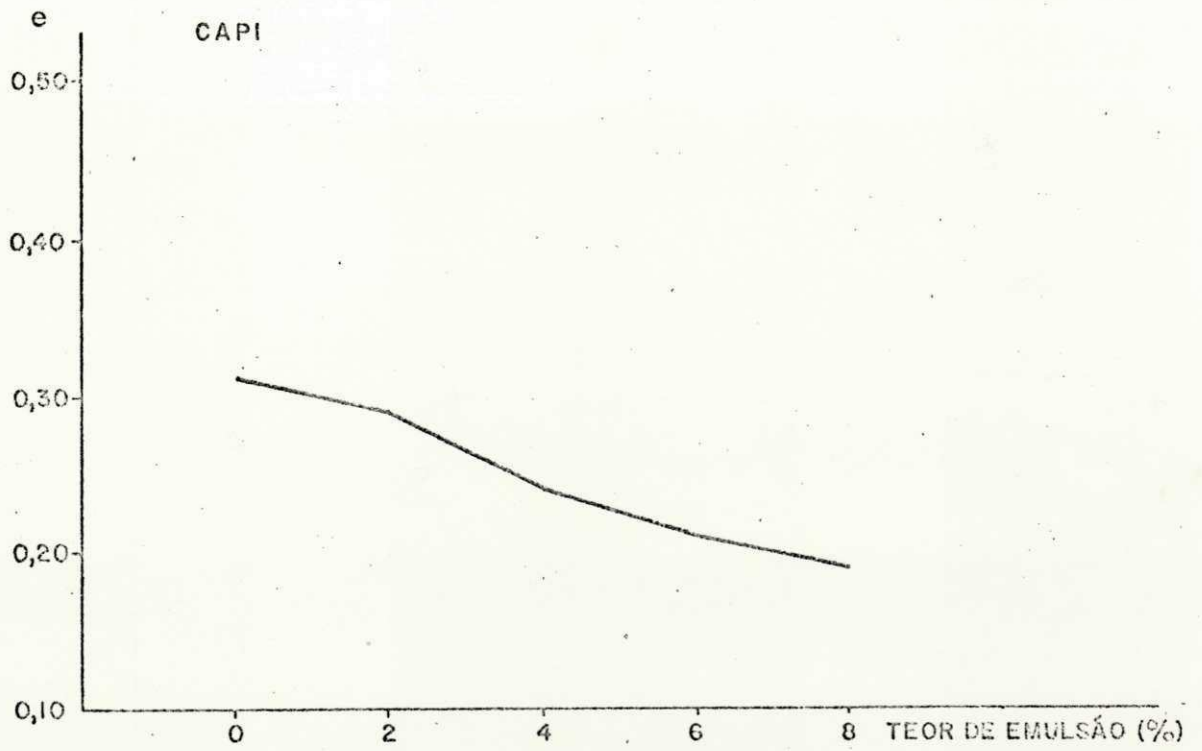




FIG. 5.30.B - RELAÇÃO ENTRE O TEOR DE EMULSÃO E A VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS, VALORES MÍNIMOS - VSMA.

FIG. 5.30.A - RELAÇÃO ENTRE O TEOR DE UMIDADE E A VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS PARA VÁRIOS TEORES DE EMULSÃO - VSMA.

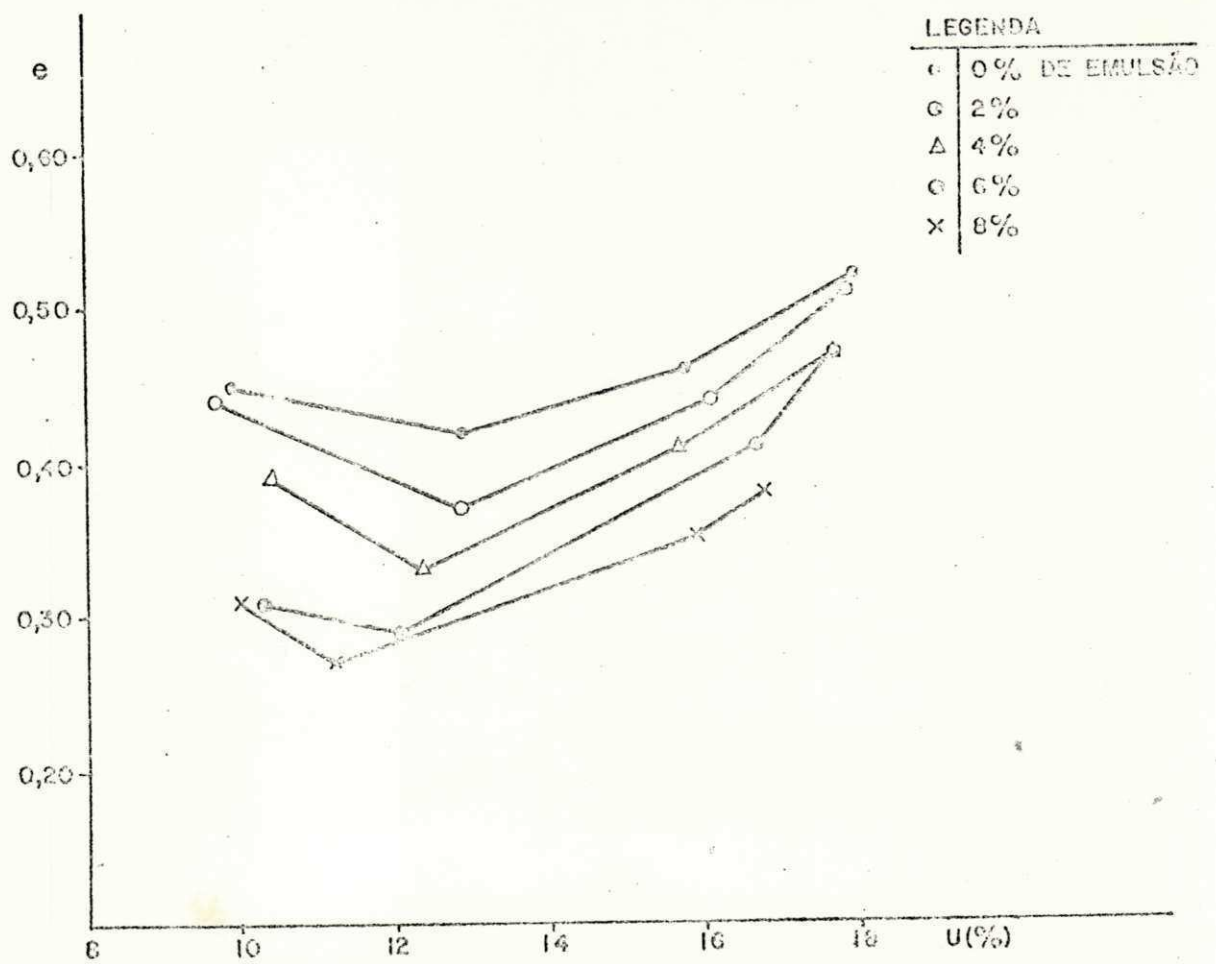
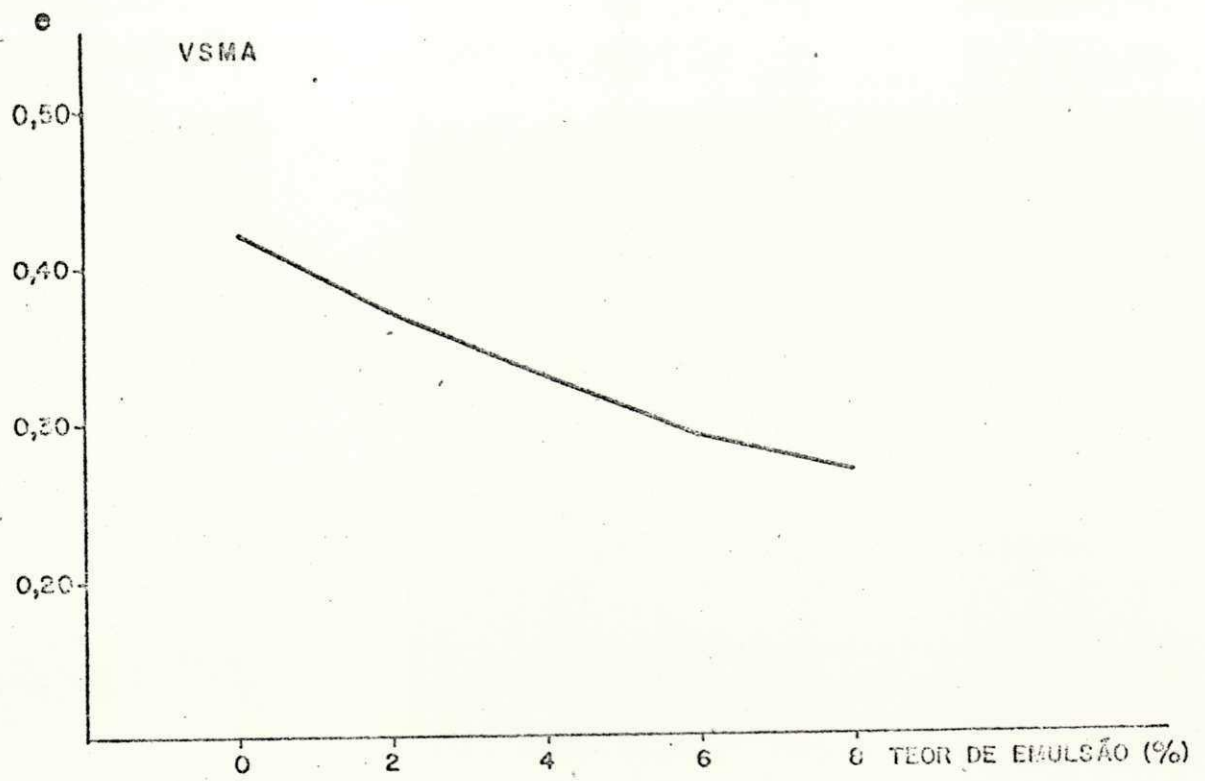


FIG. 5.31.B - RELAÇÃO ENTRE O TEOR DE EMULSÃO E A VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS, VALORES MÍNIMOS - VGMA.

FIG. 5.31.A - RELAÇÃO ENTRE O TEOR DE UMIDADE E A VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS PARA VÁRIOS TEORES DE EMULSÃO - VGMA.

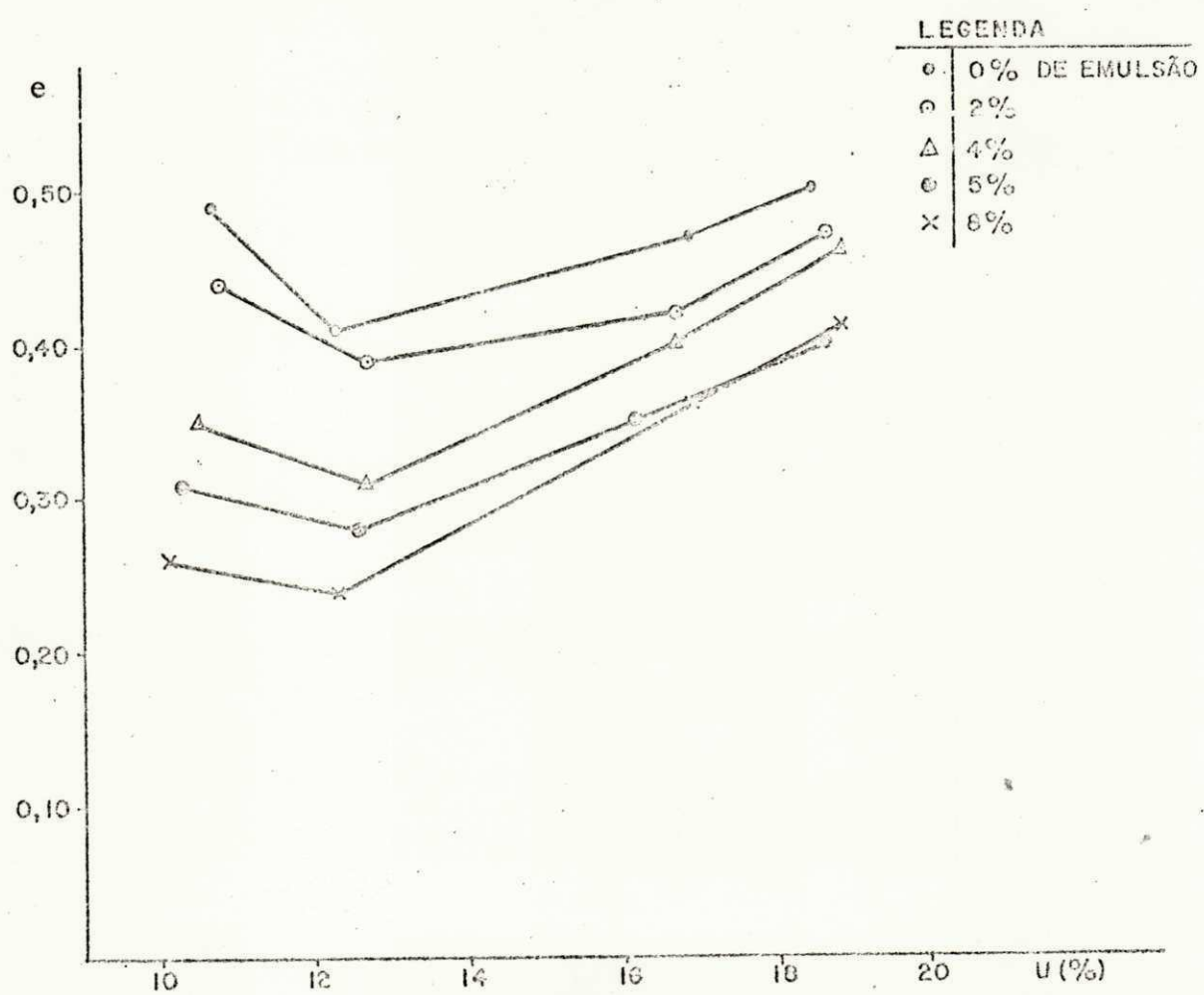
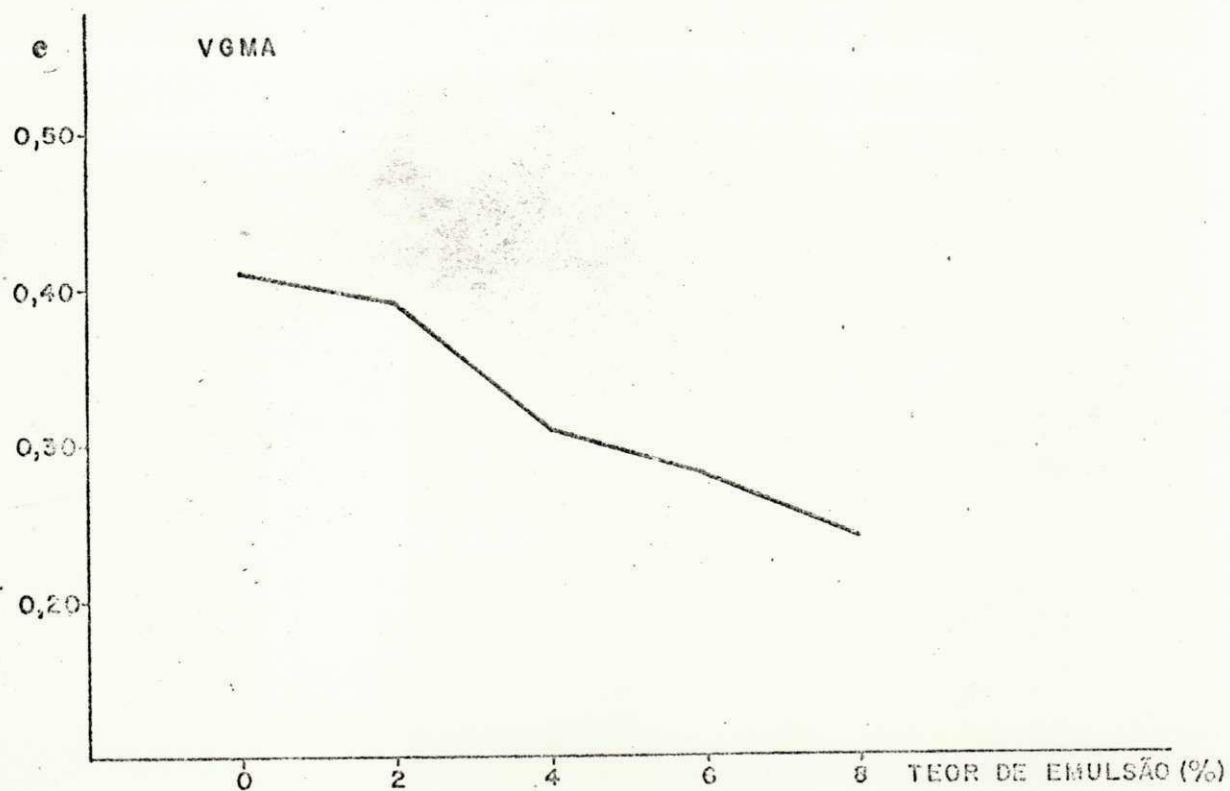


FIG. 5.32.B - RELAÇÃO ENTRE O TEOR DE EMULSÃO E A VARIAÇÃO DO  
ÍNDICE DE VAZIOS, VALORES MÍNIMOS - SLMA.

FIG. 5.32.A - RELAÇÃO ENTRE O TEOR DE UMIDADE E A VARIAÇÃO DO  
ÍNDICE DE VAZIOS PARA VÁRIOS TEORES DE EMULSÃO  
- SLMA.

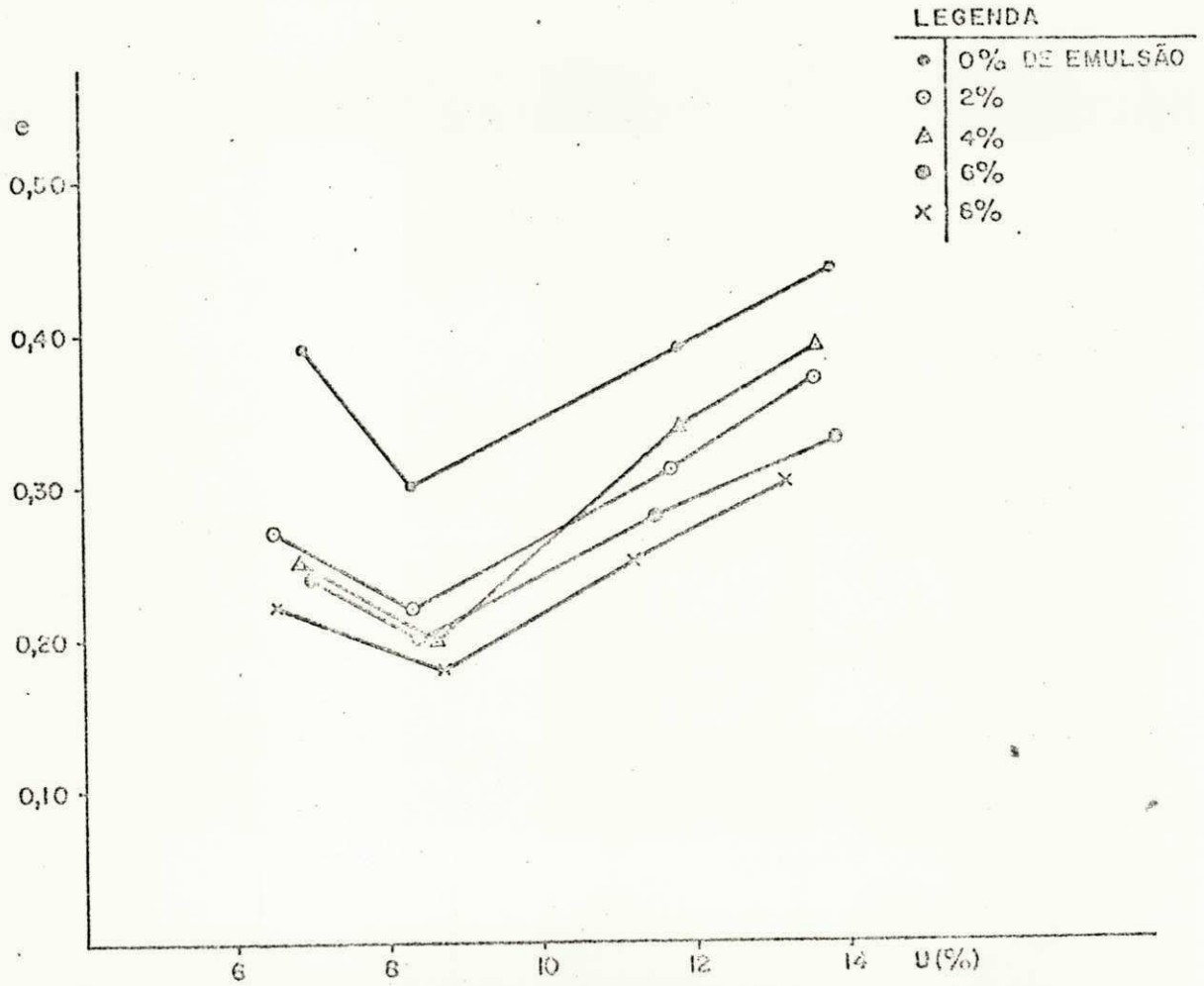
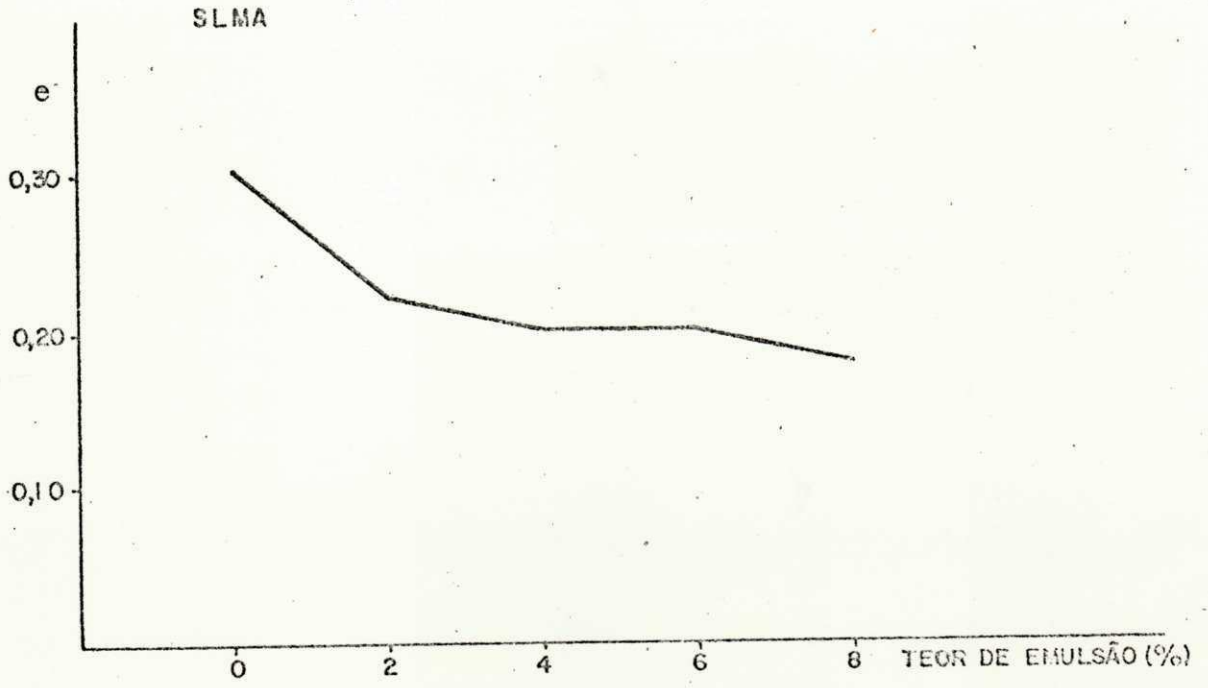


FIG. 5.34 - RELAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES E A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES CALCULADA EM FUNÇÃO DO ÂNGULO DE ATRITO E COESÃO PARA OS NOVE SOLOS EM ESTUDO.

FIG. 5.33 - RELAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES E A RESISTÊNCIA À TRAÇÃO INDIRETA PARA OS NOVE SOLOS EM ESTUDO.

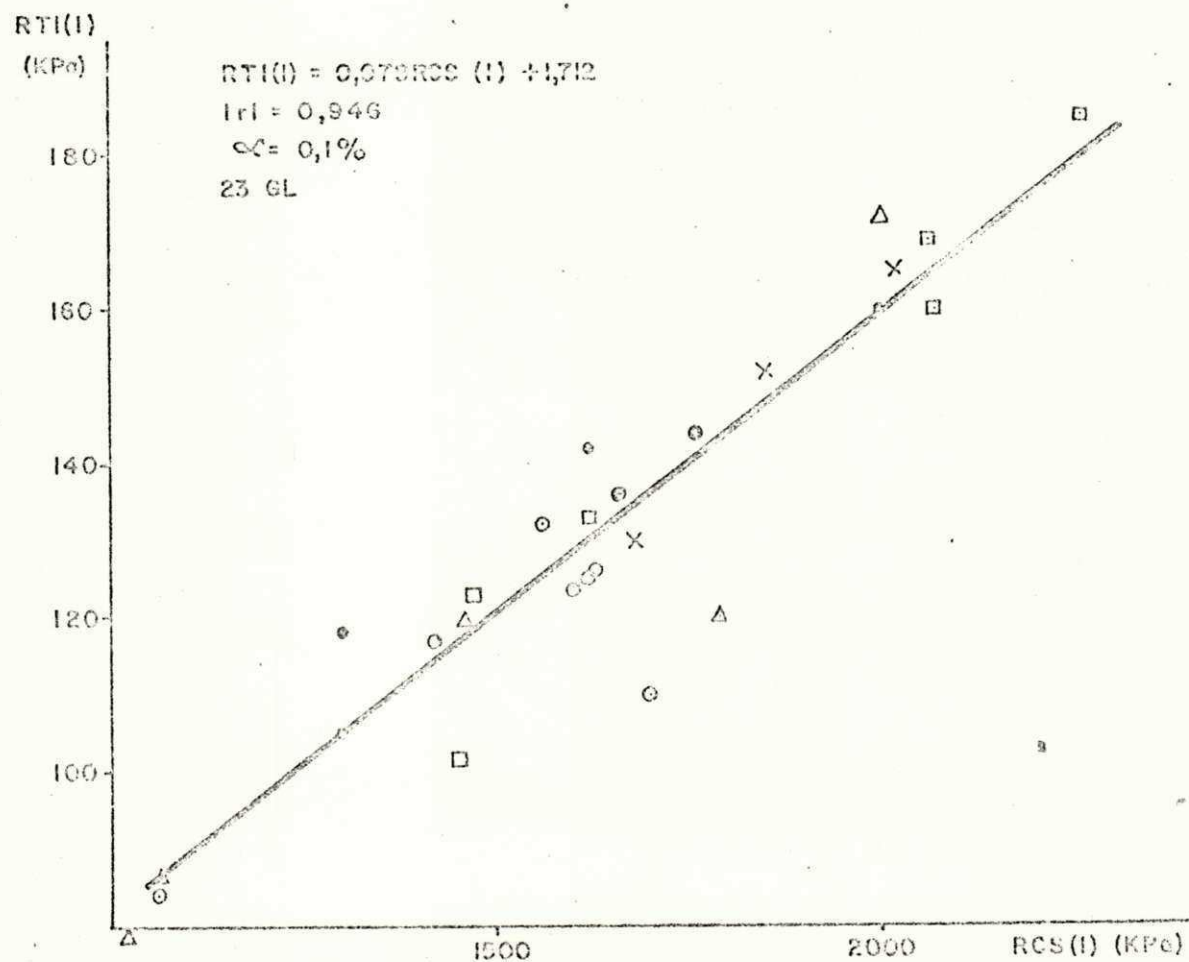
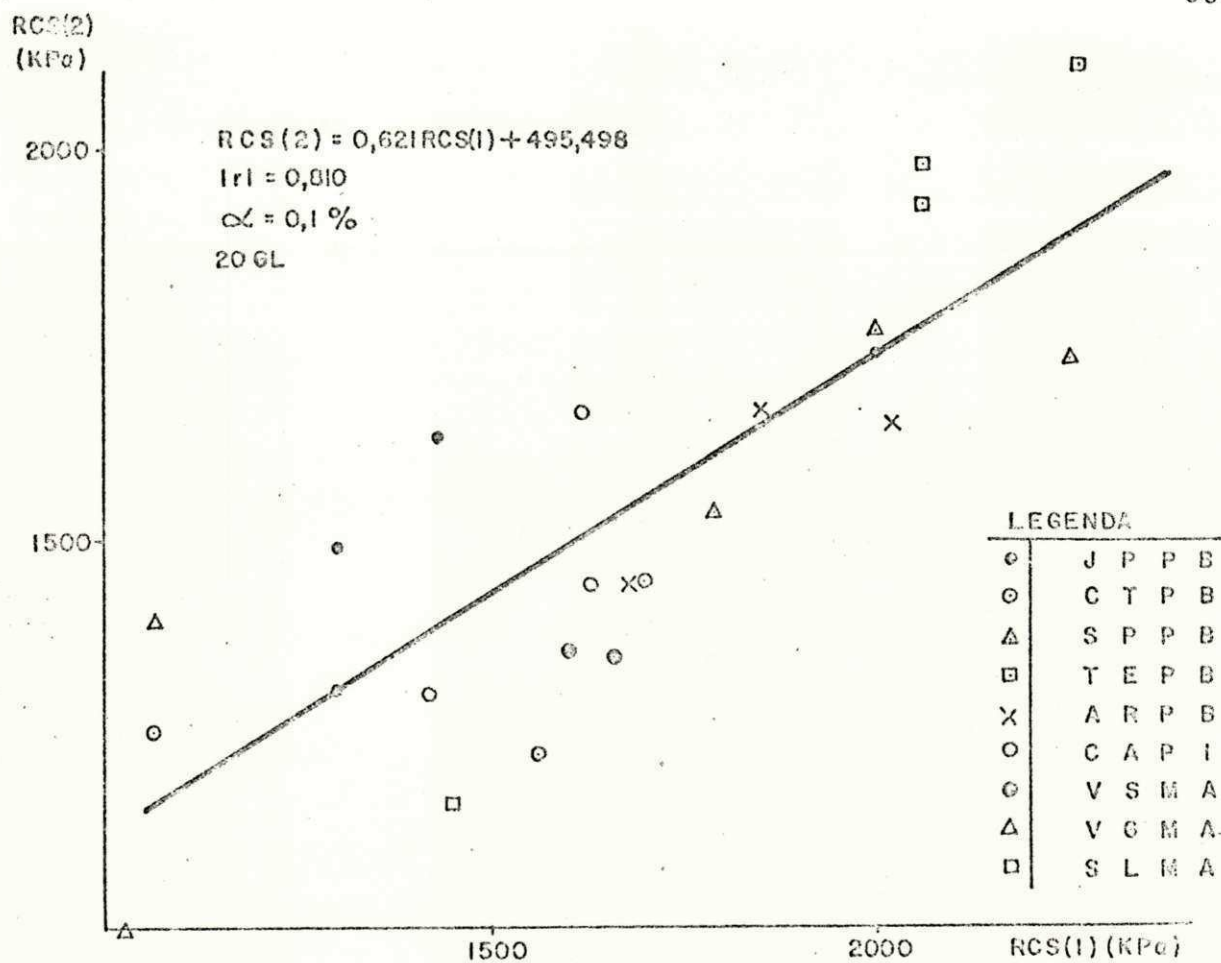




FIG. 5.36 - RELAÇÃO ENTRE A MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA MÁXIMA E A MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA CORRESPONDENTE A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES MÁXIMA.

FIG. 5.35 - RELAÇÃO ENTRE A UMIDADE ÓTIMA E A UMIDADE PARA A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES MÁXIMA.

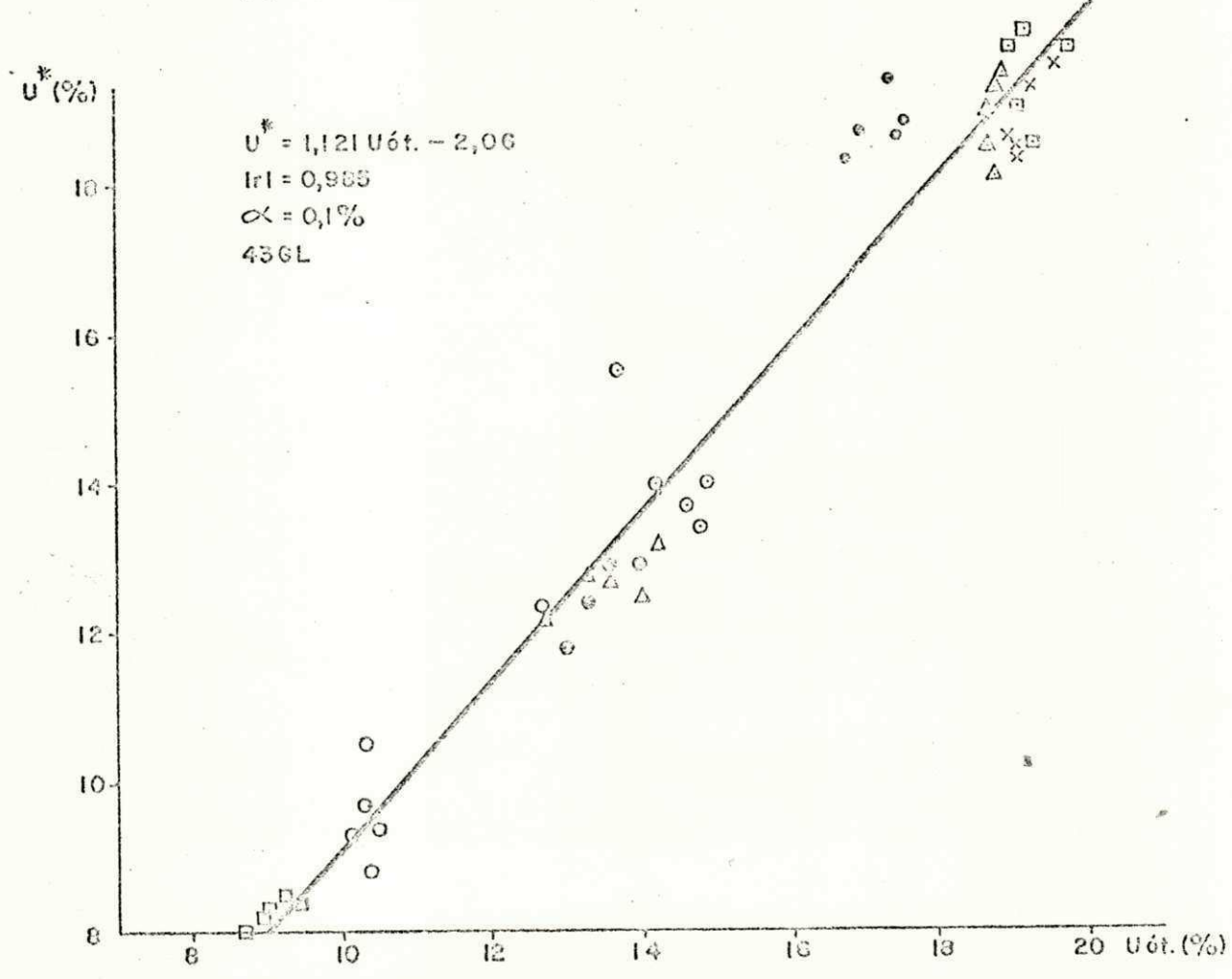
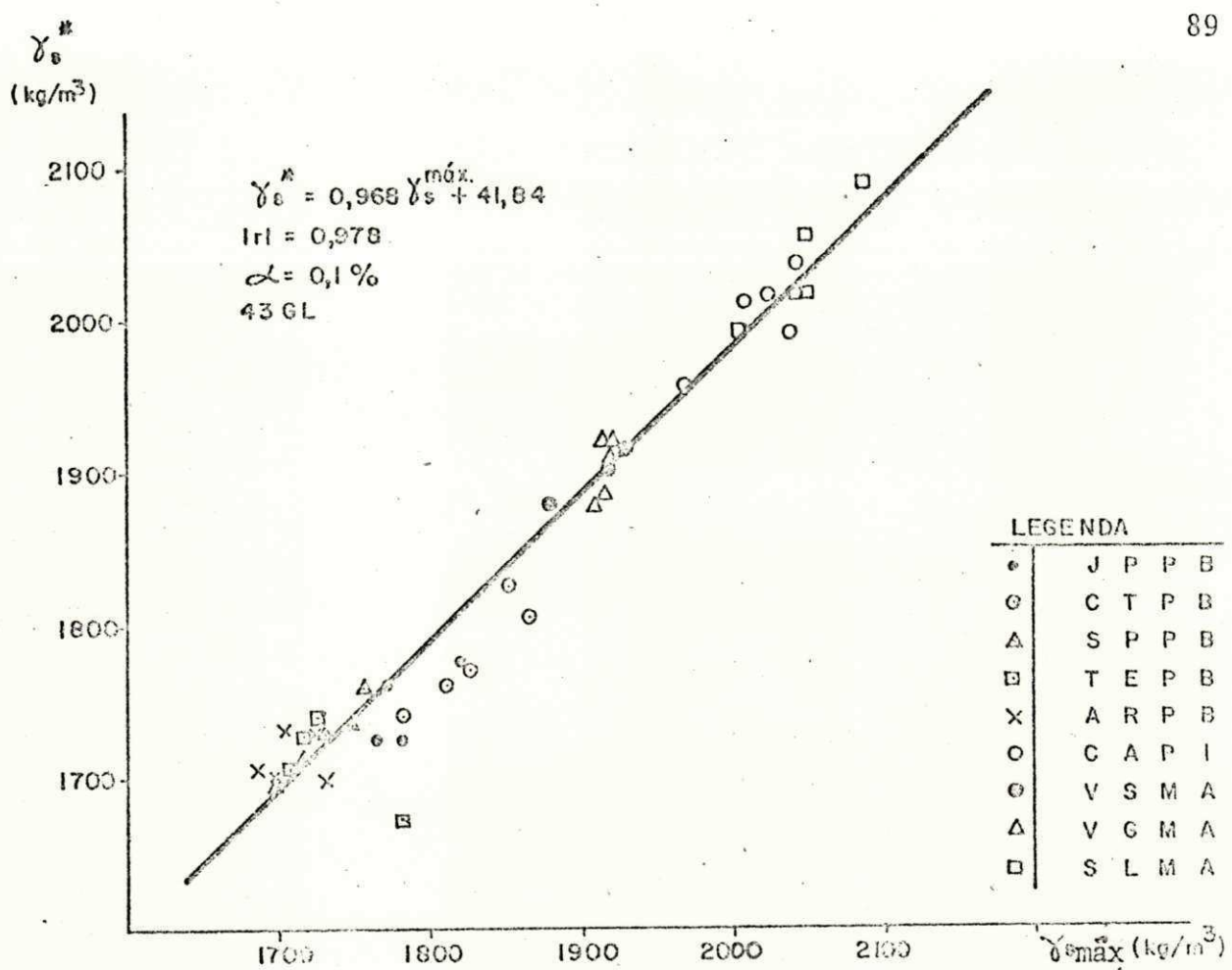


FIG. 5.38 - RELAÇÃO ENTRE A MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA DO MATERIAL DE DIÂMETRO MÁXIMO IGUAL A 4,8 mm E A MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA COM O MATERIAL DE DIÂMETRO MÁXIMO IGUAL A 9,5 mm.

FIG. 5.37 - RELAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES CORRESPONDENTE A MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA MÁXIMA E A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES MÁXIMA.

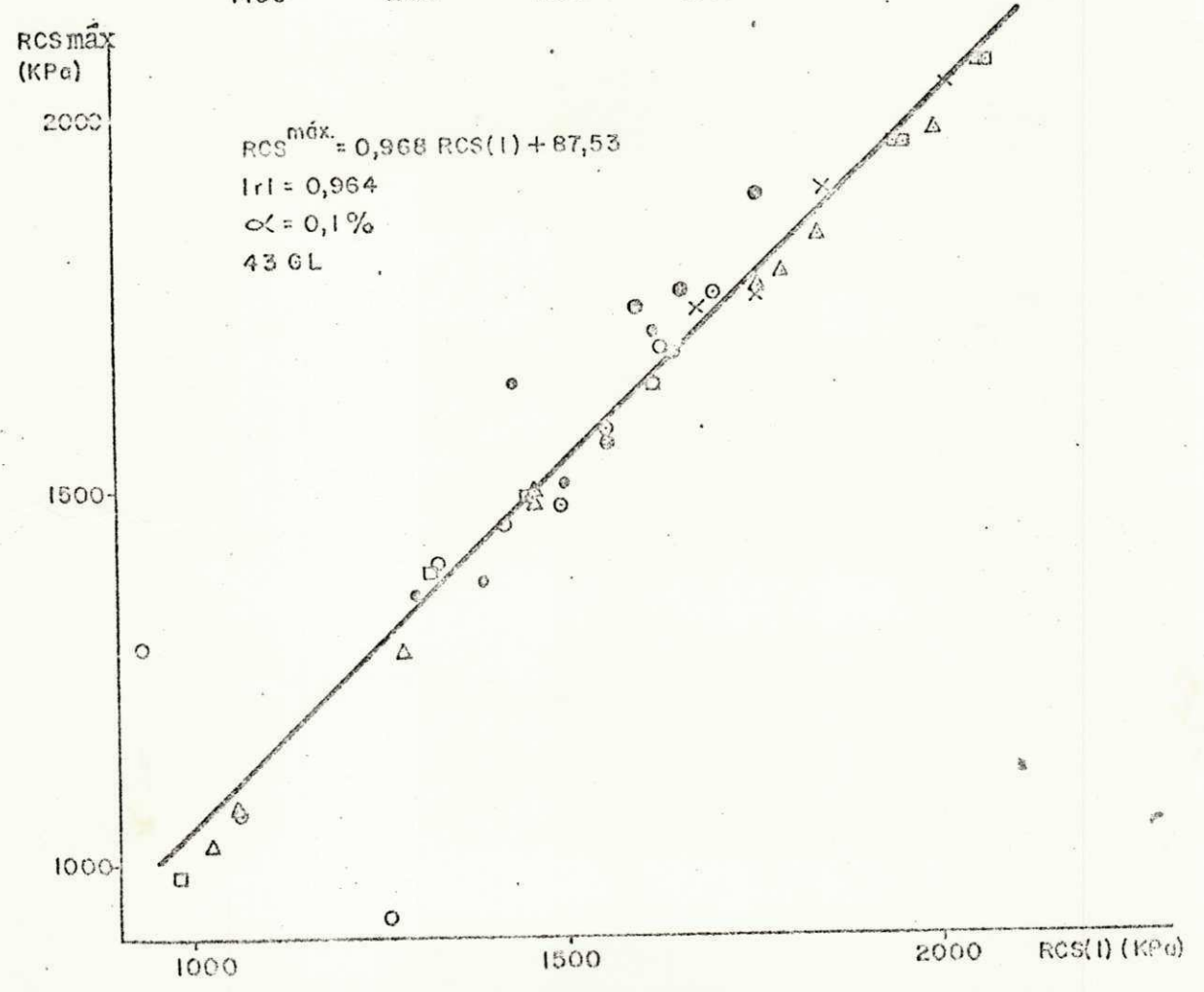
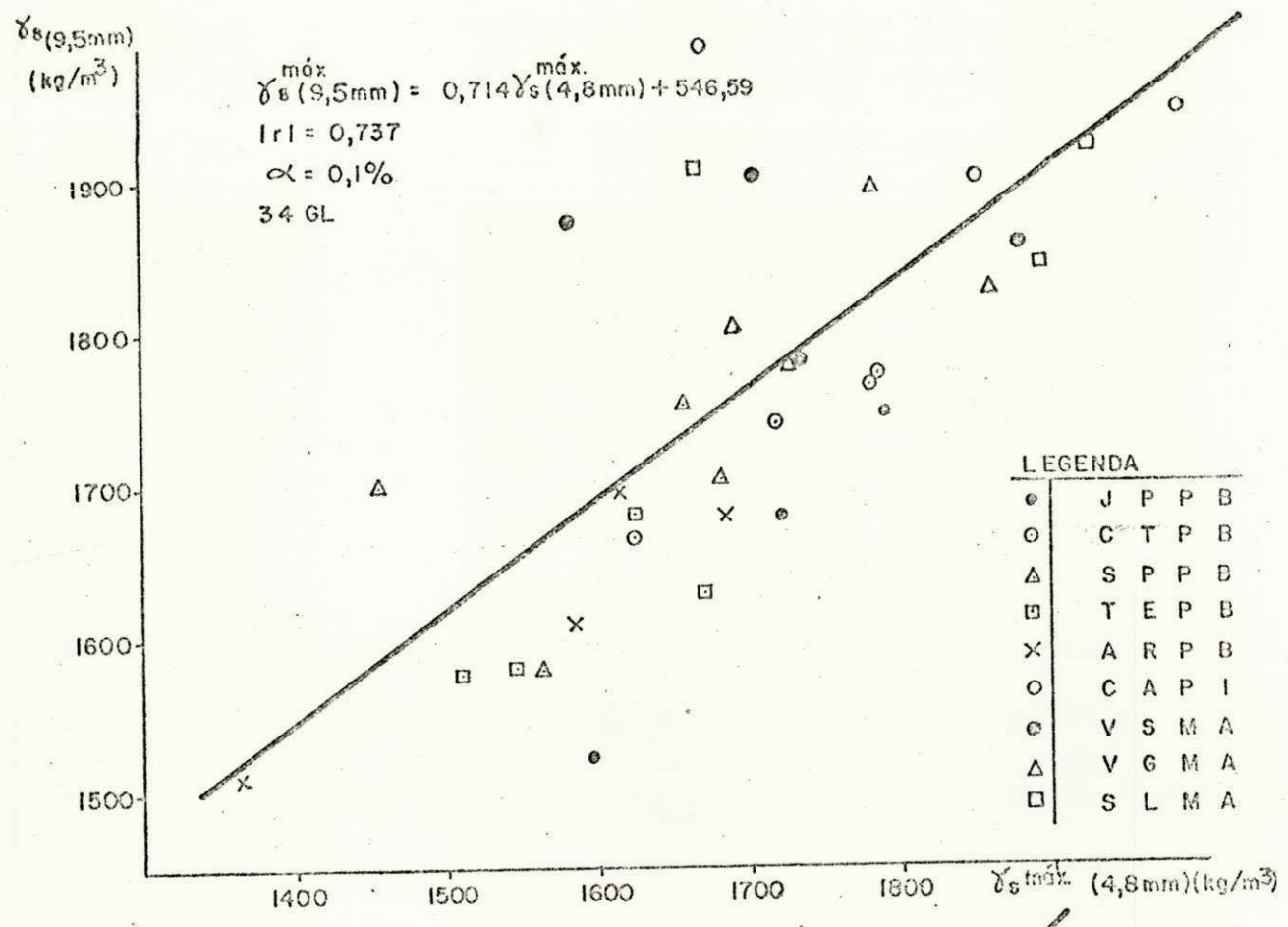


FIG. 5.40 - RELAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES  
CALCULADA EM FUNÇÃO DO ÂNGULO DE ATRITO E COESÃO E  
A RESISTÊNCIA À TRAÇÃO INDIRETA.

FIG. 5.39 - RELAÇÃO ENTRE O TEOR DE UMIDADE DO MATERIAL DE DIÂ-  
METRO MÁXIMO IGUAL A 4,8 mm E O TEOR DE UMIDADE DO  
MATERIAL DE DIÂMETRO MÁXIMO IGUAL A 9,5 mm.

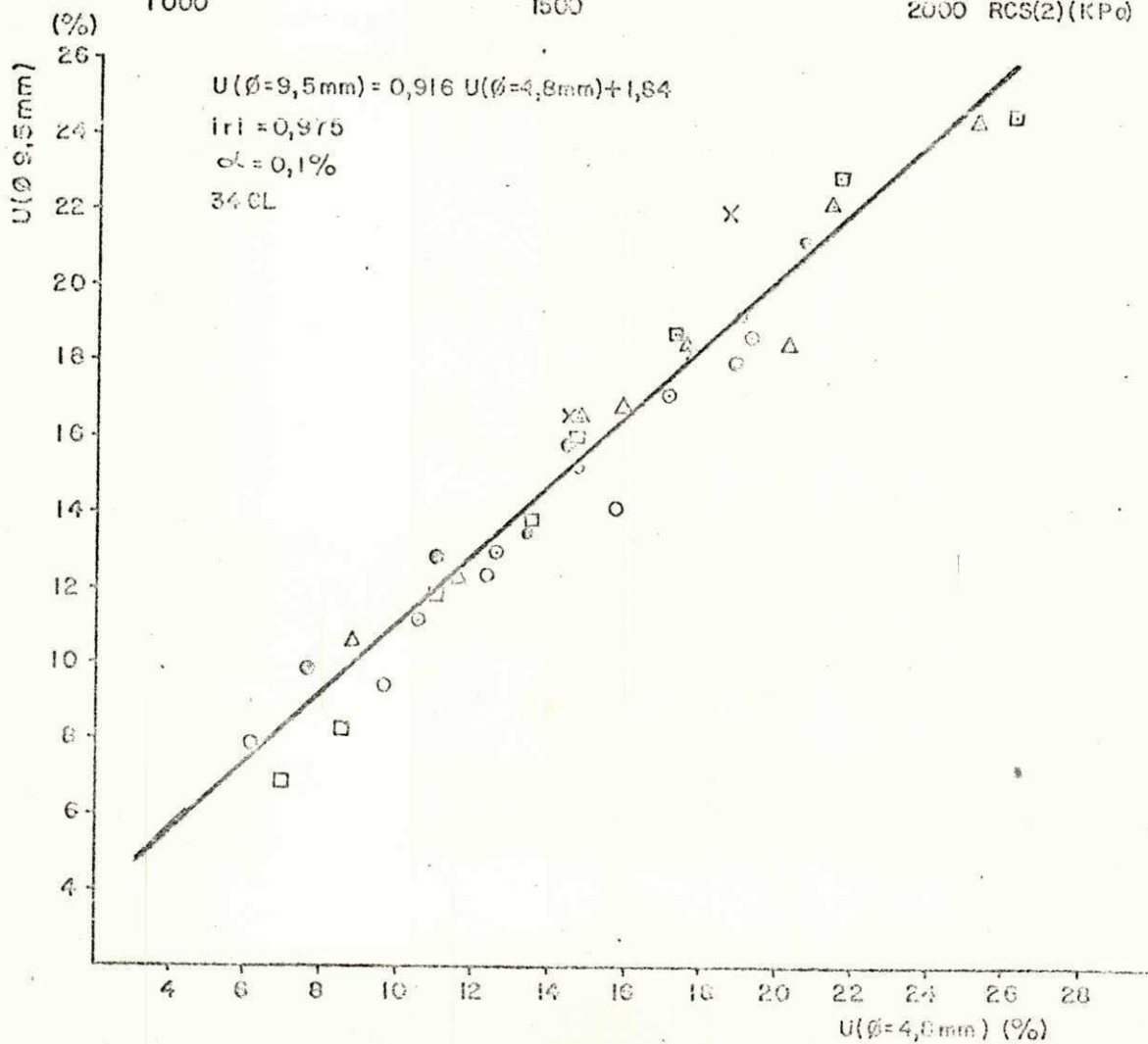
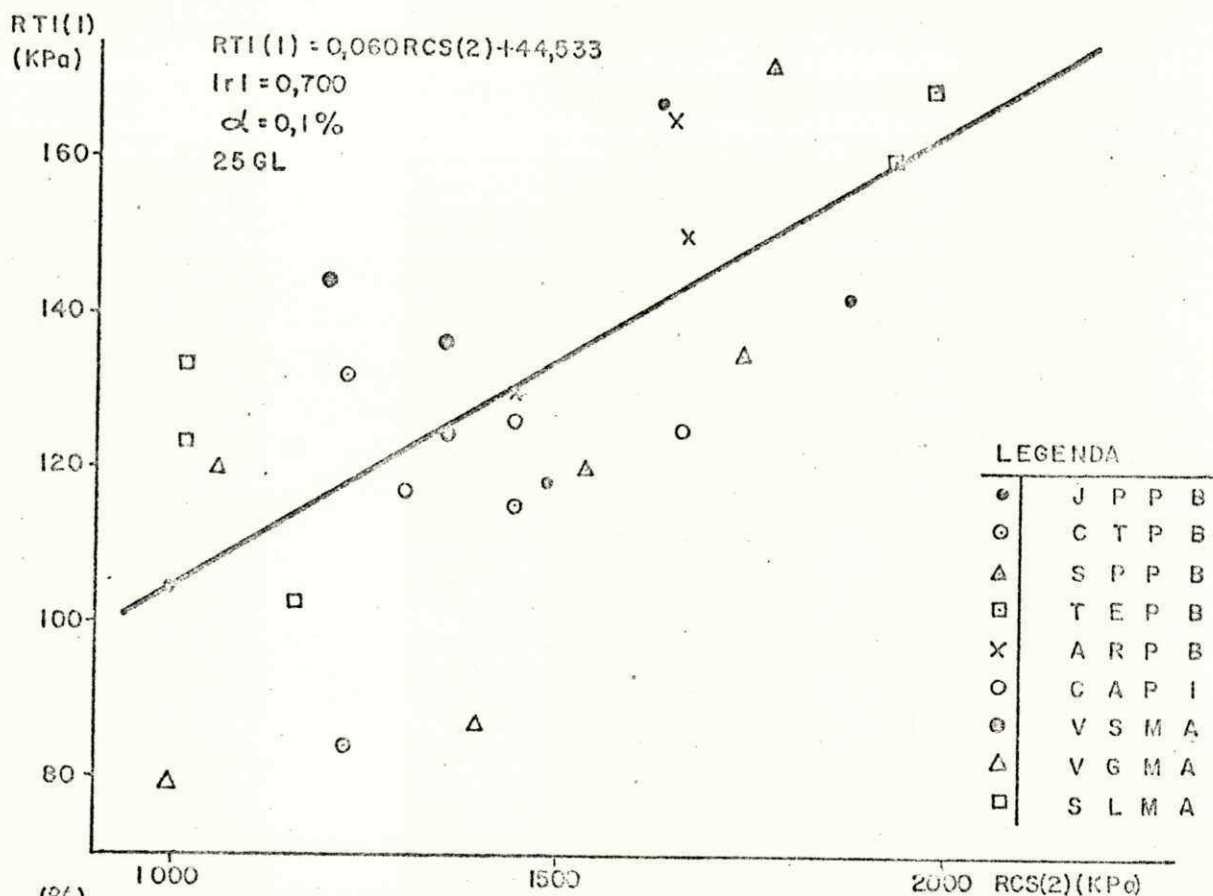


FIG. 5.41 - RELAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES  
PARA CORPOS DE PROVA COM  $H = 13$  cm E A RESISTÊNCIA  
À COMPRESSÃO SIMPLES PARA CORPOS DE PROVA COM  
 $H = 20$  cm.

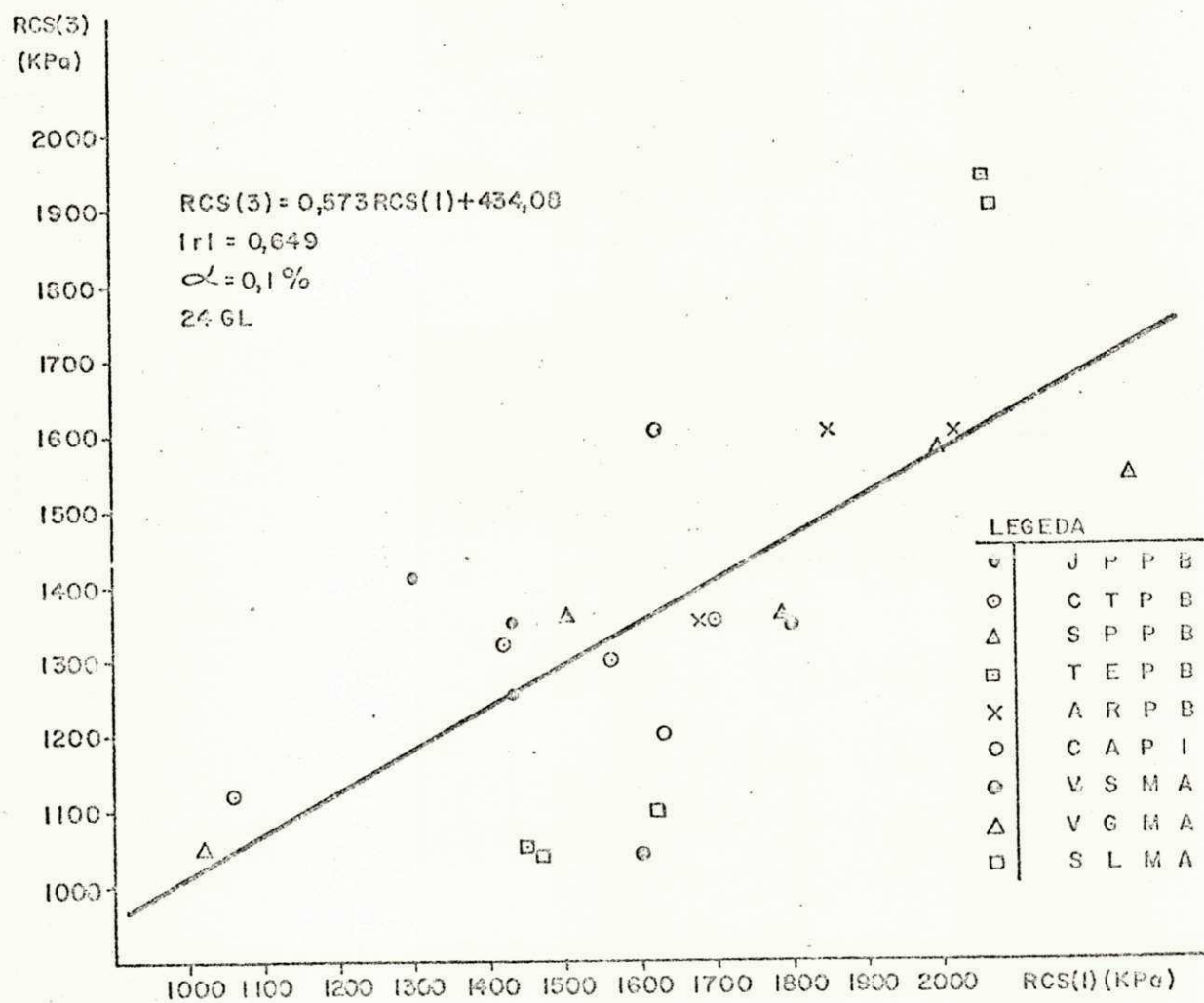
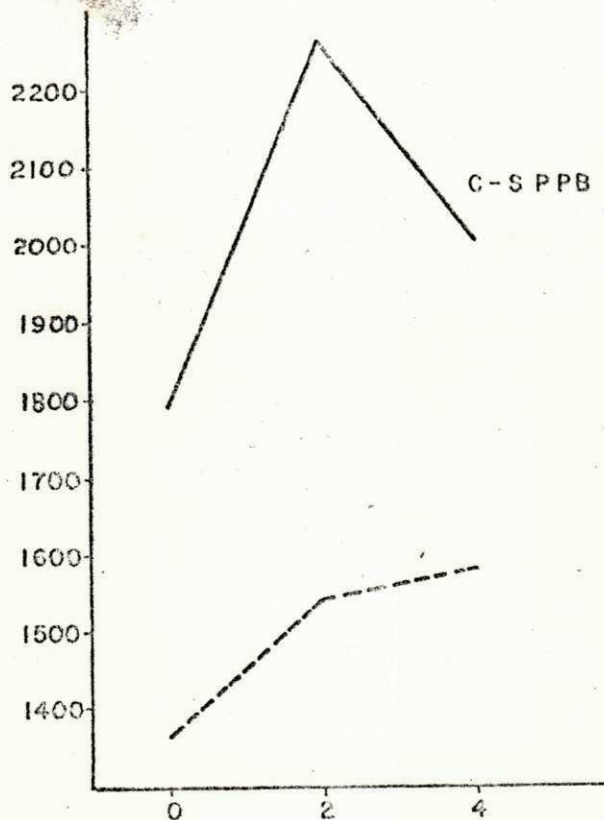


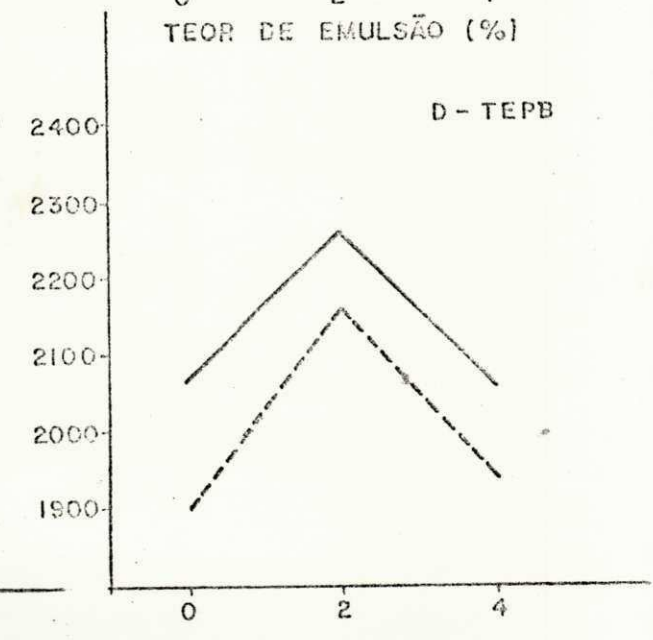
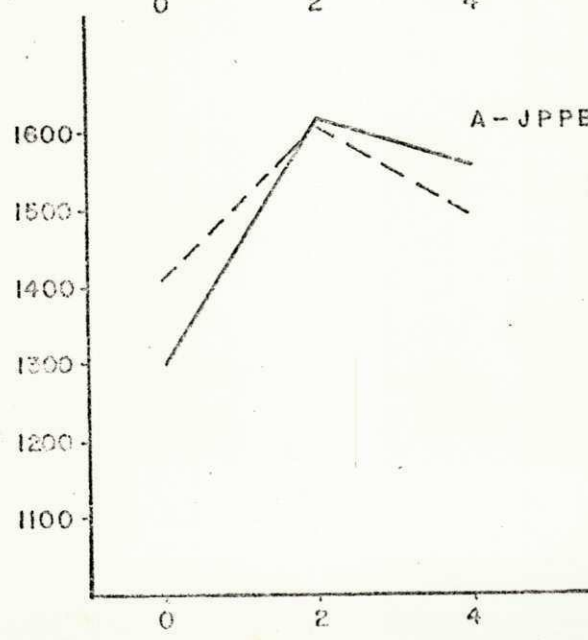
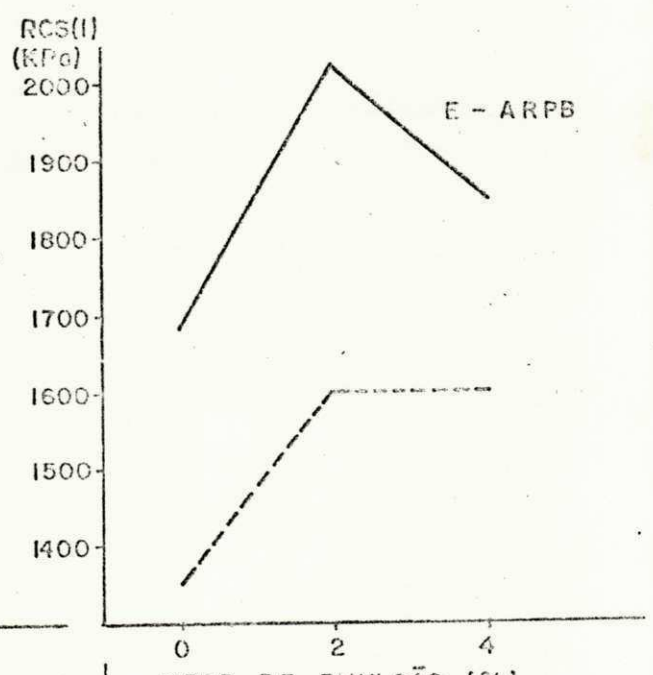
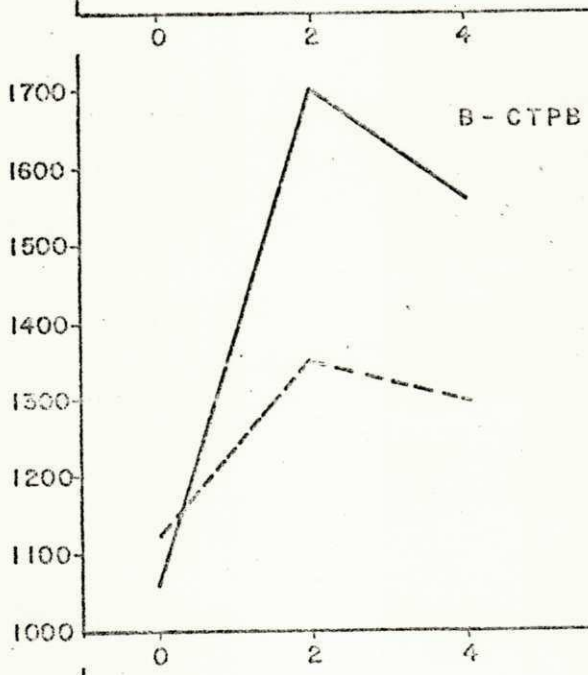


FIG. 5.42 - RELAÇÃO ENTRE O TEOR DE EMULSÃO E A VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES EM CORPOS DE PROVA COM ALTURA DE 13 cm E 20 cm, SOLOS DE JPPB, CTPB, SPPB, TEPB E ARPB.



LEGENDA:

- CP COM H = 13cm
- - - CP COM H = 20cm



TEOR DE EMULSÃO (%)

RCS(I)  
(KPa)

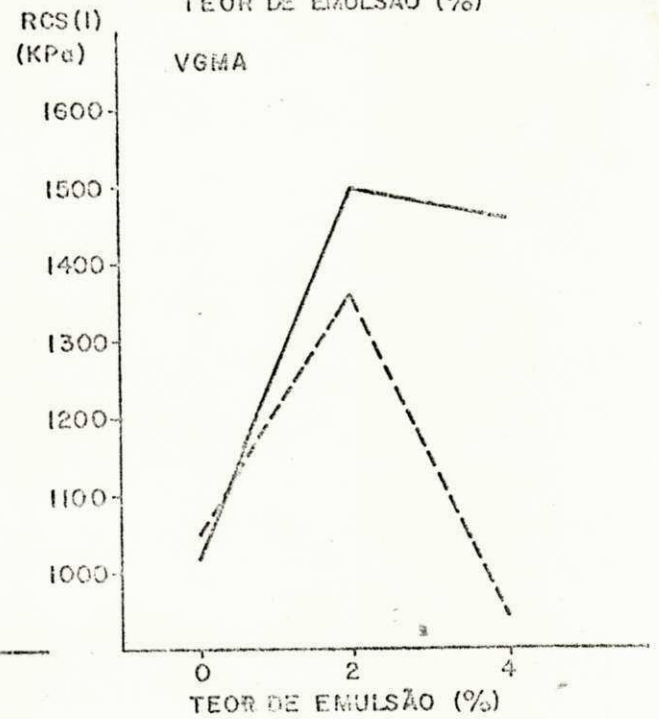
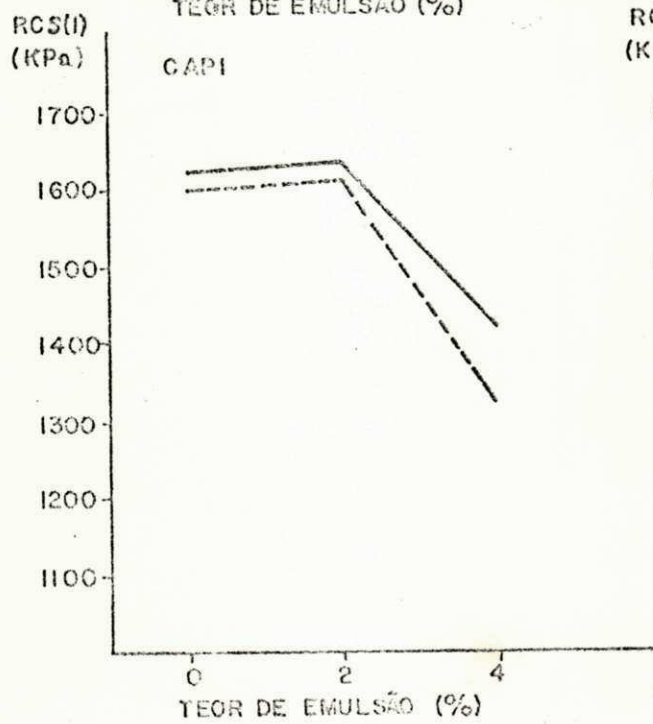
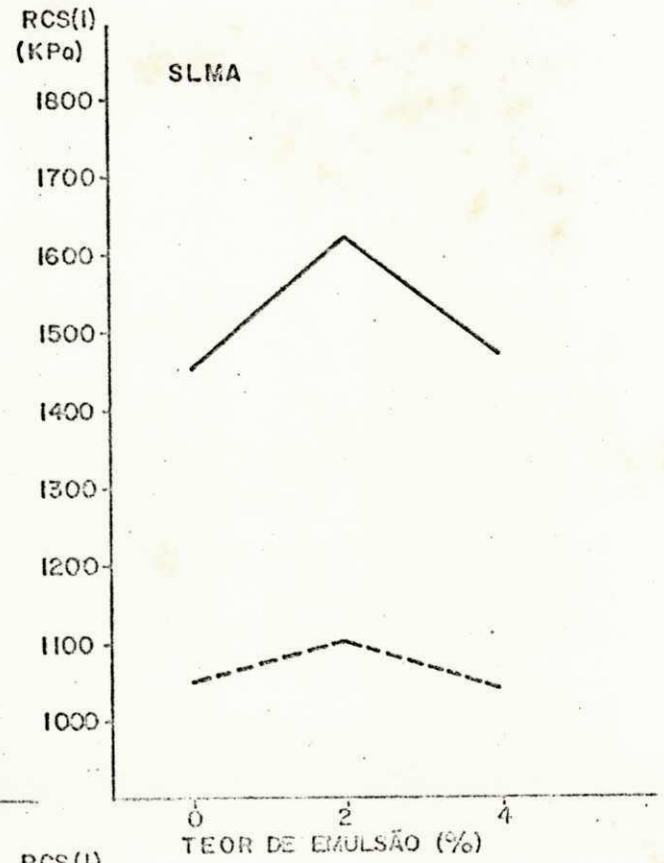
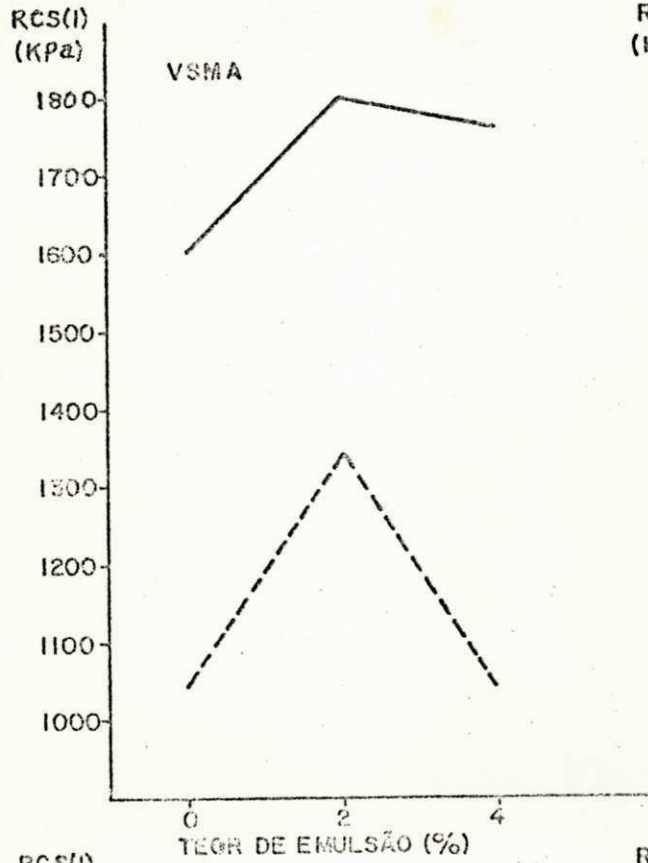
FIG. 5.43 - RELAÇÃO ENTRE O TEOR DE EMULSÃO E A VARIACÃO DA  
RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES EM CORPOS DE PROVA  
COM ALTURA DE 13 cm E 20 cm, SOLOS DE CAPI, VSMA,  
VGMA E SLMA.

## LEGENDA

— CP COM H=13cm

- - - CP COM H=20cm

PARA D = 10cm



ENSAIOS REALIZADOS	1 <sup>a</sup> REMESSA	2 <sup>a</sup> REMESSA
Viscosidade Saybolt-Furol ( s )	164	120
Peneiração ( % )	0,03	0,02
Sedimentação aos 5 dias ( % )	0,03	0,04
Quantidade D'água ( % )	30,3	33,5
Viscosidade Engler (°E)	55,3	55,2
Densidade Real	0,9984	0,9971

Tabela 5.0.0 - Propriedades Física da Emulsão Asfal  
tica Catiônica - RM-1C.

SOLO	JPPB	CTPB	SPPB	TEPB	ARPB	CAPI	VSMA	VGMA	SLMA
δ	2,71	2,69	2,69	2,70	2,66	2,66	2,71	2,68	2,66

Tabela 5.1.0 - Densidade Real do Solo no Estado Natural.

		JPPB	CTPB	SPPB	TEPB	ARPB	CAPI	VSMA	VGMA	SLMA
SOLO PASSANDO NA PENEIRA DE ABERTU RA 9,5mm	$\gamma_s$	1830	1880	1715	1697	1703	2000	1887	1890	2048
	$U_{ót}$	17,2	14,2	19,3	19,6	19,2	11,5	14,9	15,1	10,2
SOLO PASSANDO NA PENEIRA DE ABERTU RA 19,0mm	$\gamma_s^*$	1845	1885	1880	1600	1715	1990	1870	1850	2080
	$U_{ót}^*$	17,7	15,3	20,5	21,4	19,0	14,0	13,8	17,4	9,7

Tabela - 5.2.0 - Massa Específica Aparente Seca e Umidade Ótima do Solo no Estado Natural.

\*\*Dados Determinados por COSTA ( 1982 )

$\gamma_s$  ( Kg/m<sup>3</sup> ) e  $U_{ót}$  ( % )

SOLO	TEOR ÓTI- MO DE EMULSÃO ( % )	$\gamma_{s, \text{máx}}$ (Kg/m <sup>3</sup> )	RCS <sub>máx</sub> ( KPa )	U <sub>ót</sub> ( % )
JPPB	2	1810	1620	17,5
CTPB	2	1865	1700	14,6
SPPB	2	1755	2225	18,8
TEPB	2	1720	2160	19,2
ARPB	2	1700	2020	19,0
CAP1	2	2040	1630	10,4
VSMA	2	1930	1660	13,6
VGMA	2	1910	1300	13,6
SLMA	2	2090	1620	8,7

Tabela 5.3.0 - Resultados Finais Obtidos das Figuras 5.6A a 5.14C. Teor Ótimo de Emulsão em Função de  $\gamma_{s, \text{máx}}$  e RCS<sub>máx</sub>

Tabela 5.4.0 - Resultados finais do ensaio de resistência à tração indireta.

SOLO	TEOR DE EMULSÃO (%)	U <sub>ót</sub> (%)	RTI(1) (KPa)	γ <sub>s, máx</sub> (Kg/m <sup>3</sup> )	δ <sub>m</sub>	e
JPPB	0	17,6	118	1795	2,71	0,51
	2	17,5	142	1820	2,62	0,44
	4	17,4	167	1758	2,64	0,44
	6	17,0	*	*	*	*
	8	16,8	*	*	*	*
CTPB	0	14,9	84	1840	2,69	0,46
	2	14,6	115	1805	2,60	0,44
	4	14,8	132	1775	2,52	0,42
	6	14,2	*	*	*	*
	8	13,7	*	*	*	*
SPPB	0	18,9	120	1744	2,69	0,54
	2	18,8	135	1756	2,60	0,49
	4	18,7	172	1722	2,52	0,46
	6	18,8	*	*	*	*
	8	18,7	*	*	*	*

$$\delta_m = \frac{100}{\frac{\%Ps}{\delta_s} + \frac{\%PE}{\delta_E}} ; \quad e = \frac{\delta_m}{\gamma_{s, máx}} - 1$$

% Ps = Porcentagem de solo em peso na mistura

% PE = Percentagem de emulsão em peso na mistura

\* Uma vez que o teor de 4% de emulsão já se encontrava no ramo descendente das curvas de compactação e de resistência, não foram moldados corpos de prova com teores maiores que este.



Tabela 5.4.1 - Resultados finais do ensaio de resistência à tração indireta.

SOLO	TEOR DE EMULSÃO (%)	U <sub>ót</sub> (%)	RTI(1) (KPa)	$\gamma_{s, \text{máx}}$ (Kg/m <sup>3</sup> )	$\delta m$	e
TEPB	0	19,8	160	1702	2,70	0,59
	2	19,3	185	1688	2,61	0,55
	4	19,0	169	1685	2,53	0,50
	6	19,1	*	*	*	*
	8	19,2	*	*	*	*
ARPB	0	19,1	130	1727	2,66	0,54
	2	19,0	165	1760	2,57	0,55
	4	19,1	152	1680	2,49	0,48
	6	19,3	*	*	*	*
	8	19,6	*	*	*	*
CAPI	0	10,3	125	2045	2,66	0,30
	2	10,4	126	2020	2,57	0,27
	4	10,5	117	1993	2,49	0,25
	6	10,3	*	*	*	*
	8	10,1	*	*	*	*

Idem Tabela 5.4.0

Tabela 5.4.2 - Resultados finais do ensaio de resistência à tração indireta.

SOLO	EMULSÃO (%)	U <sub>ót</sub> (%)	RTI(1) (KPa)	$\gamma_{s, \text{máx}}$ (Kg/m <sup>3</sup> )	$\delta_m$	e
VSMA	0	14,0	124	1950	2,71	0,39
	2	13,6	136	1940	2,62	0,35
	4	13,3	144	1916	2,54	0,33
	6	13,0	*	*	*	*
	8	12,7	*	*	*	*
VGMA	0	14,0	79	1920	2,68	0,40
	2	14,2	87	1906	2,59	0,36
	4	13,6	120	1905	2,51	0,32
	6	13,3	*	*	*	*
	8	12,7	*	*	*	*
SLMA	0	9,0	112	2070	2,66	0,29
	2	8,7	133	2095	2,57	0,23
	4	8,8	123	2020	2,49	0,23
	6	9,4	*	*	*	*
	8	9,2	*	*	*	*

Idem Tabela 5.4.0

SOLO	TEOR DE EMULSÃO (%)	U <sub>ót</sub> (%)	σ <sub>3</sub> (KPa)	σ <sub>1-σ3</sub> (KPa)	$\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2}$ (KPa)	$\frac{\sigma_1+\sigma_3}{2}$ (KPa)	τ (KPa)	γ <sub>s</sub> máx (Kg/m <sup>3</sup> )	φ (0°)	C (KPa)	e	σ (KPa)	τ <sup>(1)</sup> (KPa)	τ <sup>(2)</sup> (KPa)	RCS <sup>(2)</sup> (KPa)	
JPPB	0	17,6	0	1410	705	705	520	1810	43	31	320	0,50	220	511	529	1490
			200	2420	1210	1410	880	1820				0,49	577	877	868	
			400	3280	1640	2040	1190	1814				0,49	911	1189	1185	
	2	17,5	0	1610	805	805	630	1830	41	49	420	0,43	268	600	660	1879
			200	2750	1375	1575	1011	1835				0,43	658	1025	1009	
			400	3160	1580	1980	1220	1815				0,44	927	1178	1249	
	4	17,4	0	1500	750	750	570	1790	43	02	360	0,42	238	548	582	1657
			200	2350	1175	1375	900	1784				0,42	606	888	905	
			400	3290	1645	2045	1240	1805				0,41	968	1243	1219	

Tabela 5.5.0 - Resultados finais do ensaio de resistência à compressão confinada ( triaxial )

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha; \quad \tau^{(1)} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha; \quad \tau^{(2)} = c + \sigma \operatorname{tg} \phi; \quad \text{RCS}(2) = 2 \operatorname{tg} \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) C$$

Uma vez que o teor de 4% de emulsão já se encontrava no ramo descendente das curvas de compactação e resistência, não foram moldados corpos de prova com teores maiores que estes.

SOLO	TEOR DE EMULSÃO (%)	U <sub>ót</sub> (%)	σ <sub>3</sub> (KPa)	σ <sub>1-σ3</sub> (KPa)	σ <sub>1-σ3</sub>	σ <sub>1+σ3</sub>	τ (KPa)	γ <sub>s</sub> máx	φ (0, °)	C (KPa)	e	σ (KPa)	τ (1) (KPa)	τ (2) (KPa)	RCS (z) (KPa)	
					2	2		(Kg/m <sup>3</sup> )								
CTPB	0	14,9	0	1120	560	560	410	1847	45	00	260	0,46	164	396	424	1255
			200	2480	1240	1440	860	1870				0,44	563	877	823	
			400	3000	1500	1900	1085	1857				0,45	839	1061	1099	
	2	14,6	0	1350	675	675	500	1892	43	31	310	0,37	210	489	509	1444
			200	2520	1260	1460	890	1882				0,38	592	914	872	
			400	3160	1580	1980	1160	1900				0,37	892	1146	1157	
	4	14,8	0	1300	650	650	470	1845	40	54	280	0,37	224	491	474	1226
			200	2150	1075	1275	790	1850				0,36	571	813	775	
			400	2980	1490	1890	1100	1846				0,37	914	1126	1072	

Tabela 5.5.1 - Idem tabela 5.5.0

SOLO	TEOR DE EMULSÃO (%)	U <sub>ót</sub> (%)	σ <sub>3</sub> (KPa)	σ <sub>1-σ3</sub> (KPa)	σ <sub>1-σ3</sub>	σ <sub>1+σ3</sub>	τ (KPa)	γ <sub>s</sub> <sup>máx</sup> (Kg/m <sup>3</sup> )	φ (0, °)	C (KPa)	e	σ (KPa)	τ	τ	RCS (2) (KPa)
					2	2							(1) τ (KPa)	(2) τ (KPa)	
SPPB	0	18,9	0	1360	680	680	485	1755	47   17	300	0,53	180	461	495	1534
			200	2760	1380	1580	940	1748				566	936	913	
			400	3430	1715	2115	1200	1748				855	1163	1226	
	2	18,8	0	1540	770	770	570	1745	45   00	360	0,49	226	544	586	1738
			200	2990	1495	1695	1030	1757				638	1057	998	
			400	3460	1730	2130	1250	1745				907	1223	1267	
	4	18,7	0	1580	790	790	620	1726	41   25	400	0,46	267	592	636	1772
			200	2680	1340	1540	1000	1740				654	1005	977	
			400	3000	1500	1900	1180	1732				908	1125	1201	

Tabela 5.5.2 - Idem tabela 5.5.0

SOLO	TEOR DE EMULSAO (%)	U <sub>ót</sub> (%)	σ <sub>3</sub> (KPa)	σ <sub>1-σ<sub>3</sub></sub> (KPa)	σ <sub>1-σ<sub>3</sub></sub> / 2 (KPa)	σ <sub>1+σ<sub>3</sub></sub> / 2 (KPa)	τ (KPa)	γ <sub>s máx</sub> (Kg/m <sup>3</sup> )	φ (0 1')	C (KPa)	e	σ (KPa)	τ (i) (KPa)	τ (2) (KPa)	RCS (2) (KPa)
TEPB	0	19,8	0	1900	950	950	710	1705			0,58	315	706	713	
			200	2800	1400	1600	1030	1708	41	430	0,58	664	1041	1028	1931
			400	3560	1780	2180	1320	1725			0,57	989	1323	1320	
TEPB	2	19,3	0	2160	1080	1080	860	1710			0,53	432	864	854	
			200	2700	1350	1550	1080	1725	36	530	0,51	740	1080	1085	2120
			400	3380	1690	2090	1350	1715			0,52	1076	1352	1337	
TEPB	4	19,0	10	1940	970	970	860	1740			0,45	495	845	858	
			200	2440	1220	1420	1040	1712	29	580	0,48	822	1063	1042	1983
			400	2700	1350	1750	1190	1725	21		0,47	1080	1177	1192	

Tabela 5.5.3 - Idem tabela 5.5.0

SOLO	TEOR DE EMULSÃO (%)	U <sub>ót</sub> (%)	σ <sub>3</sub> (KPa)	σ <sub>1-σ<sub>3</sub></sub> (KPa)	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$	$\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$	τ (KPa)	$\gamma_s^{m\acute{a}x}$	φ (0, ')	C (KPa)	e	σ (KPa)	τ <sup>(1)</sup> (KPa)	τ <sup>(2)</sup> (KPa)	RCS <sup>(2)</sup> (KPa)
					(KPa)	(KPa)		(Kg/m <sup>3</sup> )							
ARPB	0	19,1	0	1350	675	675	500	1733	43   36	310	0,53	210	489	510	1447
			200	2420	1210	1410	870	1735				576	876	859	
			400	3120	1560	1960	1150	1720				884	1130	1152	
	2	19,0	0	1600	800	800	660	1708	36   01	420	0,50	330	647	660	1649
			200	2260	1130	1130	920	1708				666	914	904	
			400	2800	1400	1800	1140	1705				977	1132	1130	
	4	19,1	0	1600	800	800	650	1680	37   34	410	0,48	312	634	650	1665
			200	2350	1175	1375	930	1665				659	931	917	
			400	2870	1435	1835	1050	1680				960	1137	1148	

Tabela 5.5.4 - Idem tabela 5.5.0

SOLO	TEOR DE EMULSÃO (%)	U <sub>ót</sub> (%)	σ <sub>3</sub> (KPa)	σ <sub>1-σ<sub>3</sub></sub> (KPa)	σ <sub>1-σ<sub>3</sub></sub>	σ <sub>1+σ<sub>3</sub></sub>	τ (KPa)	γ <sub>s máx</sub> (Kg/m <sup>3</sup> )	φ (0, ')	C (KPa)	e	σ (KPa)	τ (1) (KPa)	τ (2) (KPa)	RCS (2) (KPa)	
					2	2										
CAPI	0	10,3	0	1600	800	800	550	2046	48	00	320	0,30	205	535	548	1667
			200	2760	1380	1580	930	2055				0,29	554	923	935	
			400	3840	1920	2320	1300	2042				0,30	893	1285	1312	
	2	10,4	0	1610	805	805	600	2040	45	00	370	0,26	236	569	606	1787
			200	2640	1320	1520	880	2050				0,25	543	887	887	
			400	3370	1685	2085	1170	2050				0,25	838	1133	1201	
	4	10,5	0	1320	660	660	500	2030	40	36	300	0,23	230	501	497	1304
			200	2040	1020	1220	780	2037				0,26	556	774	777	
			400	2850	1425	1825	1080	2047				0,22	898	1082	1070	

Tabela 5.5.5 - Idem tabela 5.5.0



SOLO	TEOR DE EMULSÃO (%)	U <sub>ót</sub> (%)	σ <sub>3</sub> (KPa)	σ <sub>1-σ<sub>3</sub></sub> (KPa)	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ (KPa)	$\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$ (KPa)	τ (KPa)	γ <sub>s</sub> máx (Kg/m <sup>3</sup> )	φ (0, ')	C (KPa)	e	σ (KPa)	τ (1) (KPa)	τ (2) (KPa)	RCS (2) (KPa)
VSMA	0	14,0	0	1040	520	520	370	1912	48   00	260	0,42	134	348	409	1355
			200	2920	1460	1660	940	1920				575	977	899	
			400	3420	1710	2110	1160	1925				839	1144	1192	
	2	13,6	0	1340	670	670	480	1925	45   00	280	0,36	196	474	476	1352
			200	2500	1250	1450	860	1925				566	884	846	
			400	3310	1655	2055	1170	1930				885	1170	1165	
	4	13,3	0	1040	520	520	360	1930	46   23	240	0,32	144	359	391	1200
			200	2420	1210	1410	815	1915				534	835	800	
			400	3250	1625	2025	1120	1908				849	1121	1131	

Tabela 5.5.6 - Idem tabela 5.5.0

SOLO	TEOR DE EMULSÃO (%)	U <sub>ót</sub> (%)	$\sigma_3$ (KPa)	$\sigma_{1-\sigma_3}$ (KPa)	$\frac{\sigma_{1-\sigma_3}}{2}$ (KPa)	$\frac{\sigma_{1+\sigma_3}}{2}$ (KPa)	$\tau$ (KPa)	$\gamma_s^{m\acute{a}x}$ (Kg/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	C (KPa)	e	$\sigma$ (KPa)	$\tau^{(1)}$ (KPa)	$\tau^{(2)}$ (KPa)	RCS (2) (KPa)	
VGMA	0	14,0	0	1050	525	525	350	1925	50	11	180	0,39	122	336	326	994
			200	2410	1205	1405	680	1915				0,40	479	772	755	
			400	3480	1740	2140	1100	1900				0,41	834	1114	1180	
	2	14,2	0	1360	680	680	500	1910	43	31	300	0,36	212	493	501	1397
			200	2390	1195	1395	860	1925				0,35	572	867	843	
			400	3120	1560	1960	1140	1920				0,35	886	1131	1141	
	4	13,6	0	940	470	470	360	1915	42	52	230	0,31	150	344	369	1055
			200	2080	1040	1240	740	1920				0,31	532	762	724	
			400	2620	1310	1710	980	1900				0,32	819	960	990	

Tabela 5.5.7 - Idem tabela 5.5.0

SOLO	TEOR DE EMULSÃO (%)	U <sub>ót</sub> (%)	σ <sub>3</sub> (KPa)	σ <sub>1-σ<sub>3</sub></sub> (KPa)	$\frac{\sigma_{1-\sigma_3}}{2}$ (KPa)	$\frac{\sigma_{1+\sigma_3}}{2}$ (KPa)	τ (KPa)	γ <sub>s</sub> <sup>máx</sup> (Kg/m <sup>3</sup> )	φ (0, ')	C (KPa)	e	σ (KPa)	τ (1) (KPa)	τ (2) (KPa)	RCS (2) (KPa)
SLMA	0	9,0	0	1050	525	525	380	2055	45   00	240	0,29	154	371	394	1159
			200	2060	1030	1230	740	2045			0,30	502	728	742	
			400	2900	1450	1850	1050	2030			0,31	825	1025	1065	
	2	8,7	0	1100	550	550	400	2070	41   11	230	0,24	188	414	394	1014
			200	1650	825	1025	640	2065			0,24	482	621	652	
			400	2615	1308	1708	930	2111			0,22	847	984	972	
	4	8,8	0	1040	520	520	400	2040	41   11	230	0,22	188	391	394	1014
			200	1740	870	1070	660	2056			0,21	497	655	665	
			400	2560	1280	1680	970	2074			0,20	837	963	962	

Tabela 5.5.8 - Idem tabela 5.5.0

SOLO	TEOR DE EMULSÃO (%)	DENSIDADE DA MISTURA $\delta_m$	TEOR DE UMIDADE U (%)	MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA DA MISTURA $\gamma_s$ (g/m <sup>3</sup> )	ÍNDICE DE VAZIOS e	RCS (1) KPa
J	0	2,71	13,5	1,522	0,78	1300
			15,2	1,705	0,59	
			19,2	1,747	0,55	
			21,2	1,678	0,62	
P	2	2,62	13,1	1,559	0,68	1620
			15,2	1,700	0,54	
			18,6	1,763	0,49	
			21,3	1,685	0,55	
P	4	2,54	13,8	1,554	0,63	1560
			15,4	1,655	0,53	
			19,4	1,729	0,47	
			21,4	1,660	0,53	
B	6	2,46	12,4	1,554	0,58	1500
			14,7	1,716	0,43	
			18,6	1,734	0,42	
			20,6	1,678	0,47	
B	8	2,38	12,8	1,599	0,49	1390
			14,8	1,719	0,38	
			18,3	1,710	0,39	
			20,6	1,653	0,44	

Tabela - 5.6.0 - Resultados finais do ensaio de resistência à compressão simples.

$$\gamma_s = \frac{Pt}{Vt(1+U/100)}$$

Pt = Peso total do corpo de prova da mistura

Vt = Volume total do corpo de prova da mistura

SOLO	TEOR DE EMULSÃO (%)	DENSIDADE DA MISTURA $\delta_m$	TEOR DE UMIDADE U (%)	MASSA ESPECÍFICA APARENTE DA MISTURA $\gamma_s$ (g/m <sup>3</sup> )	ÍNDICE DE VAZIOS e	RCS (1) KPa
C	0	2,69	11,2	1,665	0,62	1060
			13,0	1,765	0,52	
			17,2	1,771	0,52	
			18,7	1,741	0,55	
T	2	2,60	12,0	1,685	0,54	1700
			13,7	1,846	0,41	
			17,3	1,762	0,48	
			18,4	1,726	0,51	
P	4	2,52	11,4	1,626	0,55	1560
			13,4	1,795	0,40	
			17,6	1,731	0,46	
			18,3	1,730	0,46	
B	6	2,44	11,6	1,708	0,43	1490
			14,0	1,820	0,34	
			16,4	1,748	0,40	
			18,9	1,662	0,47	
	8	2,37	11,2	1,709	0,39	1330
			13,8	1,798	0,32	
			17,4	1,710	0,39	
			18,2	1,610	0,47	

Tabela - 5.6.1 - Idem tabela 5.6.0

SOLO	TEOR DE EMULSÃO (%)	DENSIDADE DA MISTURA $\delta_m$	TEOR DE UMIDADE U (%)	MASSA ESPECÍFICA APARENTE DA MISTURA $\gamma_s$ (g/m <sup>3</sup> )	ESPESSURA SECA	ÍNDICE DE VAZIOS e	RCS (1) KPa
S	0	2,69	16,6	1,700	0,58	1790	
			18,5	1,754			
			22,2	1,657			
			24,4	1,582			
P	2	2,60	17,7	1,753	0,48	2250	
			18,1	1,765			
			23,3	1,573			
			25,9	1,531			
P	4	2,52	16,0	1,639	0,54	2000	
			18,7	1,729			
			23,0	1,597			
			24,3	1,546			
B	6	2,44	16,1	1,653	0,48	1840	
			18,0	1,708			
			23,5	1,545			
			24,7	1,519			
	8	2,37	16,5	1,665	0,42	1760	
			18,3	1,694			
			22,5	1,564			
			24,8	1,474			

Tabela - 5.6.2 - Idem tabela 5.6.0

SOLO	TEOR DE EMULSÃO (%)	DENSIDADE DA MISTURA $\delta_m$	TEOR DE UMIDADE U (%)	MASSA ESPECÍFICA APARENTE DA MISTURA $\gamma_s$ (g/m <sup>3</sup> )	ESPESSURA SECA	ÍNDICE DE VAZIOS e	RCS (1) KPa
T	0	2,70	16,0	1,576		0,71	2068
			18,7	1,683		0,60	
			22,9	1,633		0,65	
			24,6	1,581		0,71	
E	2	2,61	16,9	1,657		0,58	2260
			18,4	1,717		0,52	
			22,7	1,670		0,56	
			24,5	1,566		0,67	
P	4	2,53	16,1	1,684		0,50	2060
			18,5	1,766		0,43	
			22,3	1,657		0,53	
			24,9	1,540		0,64	
B	6	2,45	16,8	1,669		0,47	1960
			18,5	1,716		0,43	
			22,1	1,646		0,49	
			24,3	1,522		0,61	
	8	2,38	16,4	1,602		0,49	1950
			18,1	1,649		0,44	
			21,9	1,602		0,49	
			24,0	1,548		0,54	

Tabela - 5.6.3 - Idem tabela 5.6.0

SOLO	TEOR DE EMULSÃO (%)	DENSIDADE DA MISTURA $\delta_m$	TEOR DE UMI-DADE U (%)	MASSA ESPECÍFICA APARENTE DA MISTURA $\gamma_s$ (g/m <sup>3</sup> )	ESPESSURA SECA $e$	ÍNDICE DE VAZIOS	RCS (1) KPa
A	0	2,66	16,6	1,509	0,76	1680	
			18,3	1,696	0,57		
			22,0	1,670	0,59		
			24,3	1,613	0,61		
R	2	2,57	16,7	1,531	0,68	2020	
			18,6	1,736	0,48		
			22,2	1,655	0,55		
			24,2	1,598	0,61		
P	4	2,49	16,4	1,469	0,70	1850	
			18,5	1,705	0,46		
			22,0	1,637	0,52		
			24,2	1,596	0,56		
B	6	2,42	16,2	1,497	0,62	1760	
			18,3	1,673	0,45		
			22,8	1,632	0,48		
			24,5	1,582	0,53		
	8	2,35	16,4	1,430	0,64	1770	
			18,5	1,652	0,42		
			22,5	1,600	0,47		
			24,1	1,584	0,48		

Tabela - 5.6.4 - Idem tabela 5.6.0



SOLO	TEOR DE EMULSÃO (%)	DENSIDADE DA MISTURA $\delta_m$	TEOR DE UMIDADE (%)	MASSA ESPECÍFICA APARENTE DA MISTURA $\gamma_s$ (g/m <sup>3</sup> )	ÍNDICE DE VAZIOS e	RCS (1) KPa
C	0	2,66	7,9	1,985	0,34	1620
			9,4	2,035	0,31	
			12,4	1,946	0,37	
			14,1	1,900	0,40	
A	2	2,57	7,5	1,945	0,32	1630
			9,0	1,995	0,29	
			12,3	1,932	0,33	
			14,8	1,890	0,36	
P	4	2,49	7,4	1,992	0,25	1420
			9,4	2,010	0,24	
			12,0	1,990	0,25	
			14,4	1,876	0,33	
I	6	2,42	8,0	1,994	0,21	1260
			9,2	2,004	0,21	
			12,5	1,909	0,27	
			14,2	1,857	0,30	
	8	2,35	7,8	1,927	0,22	930
			9,9	1,970	0,19	
			12,3	1,900	0,24	
			14,5	1,825	0,29	

Tabela - 5.6.5 - Idem tabela 5.6.0

SOLO	TEOR DE EMULSÃO (%)	DENSIDADE DE DA MISTURA $\delta_m$	TEOR DE UMIDADE (%)	MASSA ESPECÍFICA APARENTE DA MISTURA $\gamma_s$ (g/m <sup>3</sup> )	ESPESSURA SECA	ÍNDICE DE VAZIOS e	RCS (1) KPa
V	0	2,71	9,9	1,871	0,45	1600	
			12,9	1,902	0,42		
			15,8	1,859	0,46		
			18,0	1,783	0,52		
S	2	2,62	9,7	1,815	0,44	1800	
			12,9	1,909	0,37		
			16,1	1,825	0,44		
			17,9	1,737	0,51		
M	4	2,54	10,4	1,833	0,39	1760	
			12,4	1,911	0,33		
			15,7	1,805	0,41		
			17,7	1,730	0,47		
A	6	2,46	10,3	1,875	0,31	1650	
			12,1	1,907	0,29		
			16,7	1,742	0,41		
			17,7	1,674	0,47		
	8	2,38	10,0	1,819	0,31	1560	
			11,2	1,872	0,27		
			15,9	1,765	0,35		
			16,8	1,719	0,38		

Tabela - 5.6.6 - Idem tabela 5.6.0

SOLO	TEOR DE EMULSÃO (%)	DENSIDADE DA MISTURA $\delta_m$	TEOR DE UMIDADE (%)	MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA DA MISTURA $\gamma_s$ (g/m <sup>3</sup> )	ÍNDICE DE VAZIOS e	RCS (1) KPa
V	0	2,68	10,7	1,804	0,49	1020
			12,3	1,899	0,41	
			16,9	1,827	0,47	
			18,5	1,781	0,50	
G	2	2,59	10,8	1,801	0,44	1500
			12,7	1,863	0,39	
			16,7	1,830	0,42	
			18,7	1,765	0,47	
M	4	2,51	10,5	1,866	0,35	1460
			12,7	1,917	0,31	
			16,7	1,792	0,40	
			18,9	1,723	0,46	
A	6	2,43	10,3	1,852	0,31	1400
			12,6	1,905	0,28	
			16,2	1,798	0,35	
			18,7	1,740	0,40	
	8	2,36	10,1	1,866	0,26	1280
			12,3	1,906	0,24	
			16,9	1,737	0,36	
			18,9	1,676	0,41	

Tabela - 5.6.7 - Idem tabela 5.6.0

SOLO	TEOR DE EMULSÃO (%)	DENSIDADE DA MISTURA $\delta_m$	TEOR DE UMIDADE (%)	MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA DA MISTURA $\gamma_s$ (g/m <sup>3</sup> )	ÍNDICE DE VAZIOS $e$	RCS (1) KPa
S	0	2,66	6,9	1,908	0,39	1450
			8,3	2,040	0,30	
			11,8	1,920	0,39	
			13,8	1,847	0,44	
L	2	2,57	6,5	2,027	0,27	1620
			8,3	2,100	0,22	
			11,7	1,959	0,31	
			13,6	1,876	0,37	
M	4	2,49	6,8	1,994	0,25	1470
			8,6	2,067	0,20	
			11,8	1,858	0,34	
			13,6	1,785	0,39	
A	6	2,42	7,0	1,944	0,24	1320
			8,4	2,017	0,20	
			11,5	1,895	0,28	
			13,9	1,821	0,33	
	8	2,35	6,5	1,925	0,22	980
			8,7	1,998	0,18	
			11,2	1,886	0,25	
			13,2	1,813	0,30	

Tabela - 5.6.8 - Idem tabela 5.6.0

## CAPÍTULO VI

## CONCLUSÕES

Foram estabilizados com emulsão asfáltica catiônica RM-1C nove solos lateríticos da região Nordeste, e pôde-se chegar às seguintes conclusões:

1. A unidade de moldagem tem um significado especial quando se trata de solos lateríticos, uma vez que as curvas de compactação apresentam picos agudos em torno da umidade ótima. Pequenas variações nesta umidade acarretam mudanças significativas na massa específica aparente seca e na resistência do material;
2. Durante esta pesquisa, constatou-se que, para os solos em estudo, nas condições dos ensaios, é indiferente se o teor de umidade de moldagem é definido para obter uma massa específica aparente seca máxima ou uma resistência máxima, devido à variação insignificante de ambas;
3. A moldagem de corpos de prova, com baixos teores de umidade, provoca a ruptura prematura da emulsão, resultando em misturas não homogêneas;
4. Para todos os solos estudados, a umidade ótima do sistema solo-emulsão apresentou uma variação inferior a  $\pm 2\%$ , comparando com a umidade ótima do solo no estado natural;
5. Com os solos aqui pesquisados, os resultados da compactação não diferiram, quando o material ensaiado foi o de diâmetro máximo 9,5mm ou 4,8mm;
6. A adição de emulsão é benéfica à estabilização dos solos dentro do intervalo onde o aditivo funciona como aglutinante e lubrificante de partículas. A partir de um determinado valor, a mistura torna-se demasiadamente plástica e pouco resistente;
7. O teor de emulsão 2% que forneceu ao sistema uma maior massa específica aparente seca acarretou uma máxima resistência à compressão simples, uma máxima resistência à tração indireta, como também os melhores resultados para o ensaio triaxial;

8. Uma análise estatística através de regressão linear, bilateral, utilizando o método dos mínimos quadrados, mostrou que existe uma correlação altamente significativa entre a resistência à compressão simples e a resistência à tração indireta, com um coeficiente de correlação  $|r| = 0,946$  para um nível de significância  $\alpha = 0,1\%$  e 23GL. A equação que define a reta que melhor se ajusta aos dados é dada por:  $RTI (1) = 0,097 RCS (1) + 1,712$ , de onde se conclui que a resistência à tração indireta é 1/12 da resistência à compressão simples;
9. Uma análise estatística através de regressão linear, bilateral, utilizando o método dos mínimos quadrados, mostrou que existe uma correlação bastante significativa entre a resistência à tração indireta e a resistência à compressão simples calculada em função do ângulo de atrito e da coesão, apresentando um coeficiente de correlação  $|r| = 0,700$  para um nível de significância  $\alpha = 0,1\%$  e 25GL. A equação que define a reta que melhor se ajusta aos dados é  $RTI (1) = 0,060 RCS (2) + 44,533$ , de onde se conclui que a resistência à tração indireta é aproximadamente 1/11 da resistência à compressão simples calculada em função do ângulo de atrito e coesão;
10. A adição de emulsão ao solo tende a diminuir o teor ótimo de umidade e o índice de vazios da mistura solo-emulsão;
11. Os corpos de prova com altura igual a 13cm ofereceram maior resistência à compressão simples do que os de altura igual a 20cm e diâmetros iguais;
12. A resistência à compressão simples máxima não corresponde à máxima massa específica aparente seca, para os solos em estudo;
13. De um modo geral, os solos que apresentaram maior coesão, corresponderam aos que tiveram maiores valores das resistências à compressão simples e tração indireta e menores valores do ângulo de atrito.

## CAPÍTULO VII

## SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Com base nos resultados obtidos nesta pesquisa, sugere-se a continuação de alguns tópicos, tais como:

- 1 - Construir pistas experimentais utilizando-se teores de emulsão em torno do teor pesquisado, com a finalidade de se verificar o comportamento da mistura solo-emulsão, quando submetida ao tráfego e intempéries;
- 2 - Realizar a mesma pesquisa utilizando-se solos provenientes de outras jazidas de solos lateríticos com características de plasticidade, granulometria e formação diferentes;
- 3 - Executar o mesmo trabalho simulando variações bruscas de umidade e temperatura para diferentes tempos e condições de cura;
- 4 - Estudar a variação da laterita-emulsão através do ensaio de C.B.R. para diferentes energias de compactação e tempos de imersão;
- 5 - Repetir a mesma pesquisa utilizando-se outros tipos de asfalto diluído;
- 6 - Efetuar estudo semelhante incluindo a verificação da água absorvida pela mistura solo-emulsão para diferentes condições de cura e de energia de moldagem.

## REFERÊNCIAS

- ABNT ( 1958 ) - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, Resistência à Tração Simples de Argamassa e Concretos por Compressão Diametral de Corpos de Prova Cilíndricos. MB-212.
- ABNT ( 1968 ) - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, Ensaio Normal de Compactação de Solos. MB-33.
- ABNT ( 1971 ) - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, Viscosidade Saybolt - Fluor de Emulsão Asfáltica. P-MB-581.
- ASTM ( 1972 ) - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, Standard Methods of Testing Emulsified Asphalts. PP-144-160.
- ANAGNOS, J.N., AND KENNEDY, T.W., ( 1972 ) - Practical Method of Conducting the Indirect Tensile Test. Research Report - 98-10 the University of Texas at Austin.
- BEVIS, P.J. ( 1973 ) - Bituminus Stabilization, Departament of Civil Engineering the University of Leeds.
- BORBA, S.M.C., ( 1981 ) - Estudo das Propriedades Químicas e Mineralógicas de Solos Vermelhos Tropicais do Norte e Nordeste do Brasil, Tese M.Sc, Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- BEZERRA, R.L., ( 1976 ) - A Durabilidade de Solos Lateríticos Estabilizados com Cimento e Aditivos, Tese M.Sc, Centro de Ciências e Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba, Campus



## II.

BS ( 1967 ) - BRITISH STANDARDS INSTITUTION, Bitumen Road Emulsion, BS 434: 1960 - London the Institution.

BOWLES, J.E., ( 1977 ) - Foundation Analysis and Design, Second Edition - McGraw-Hill Kogakusha, Ltd Tokyo.

BISHOP, A.W., AND HENKEL, D.J., ( 1972 ) - The Measurement of Soil Properties - in the Triaxial Test, University of London.

CARVALHO, J.B.Q., ( 1979 ) - Soil Properties Affecting the Line Stabilization of Red Tropical Soils From North East Brazil, Ph.D. Tesis. Department Civil Engineering the University Leeds.

CAPUTO, H.P., ( 1964 ) - Mecânica dos Solos e suas Aplicações, Volume II - Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., - Rio de Janeiro.

CAPUTO, H.P., ( 1973 ) - Mecânica dos Solos e suas Aplicações, Volume I - Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., Rio de Janeiro.

COSTA, C.R.V., ( 1982 ) - A Repetibilidade de Ensaio Índice de Suporte Califórnia " I.S.C." e suas Aplicações com Mudança de Energia Térmica e Mecânica, Tese M.Sc, Centro de Ciências e Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba - Campus II, ( Inédita ).

CAULEY, R.F. AND KENNEDY, T.W. ( 1973 ) - Department of Civil Engineering, University of Texas at Austin. H.R.B. Number 442, pp. 34-43.

DNER ( 1977 ) - DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, Emulsões Betuminosas para Pavimentos Rodoviários, Divisão de Informática Técnica - Científica, Rio de Janeiro.

DNER ( 1974 ) - DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, Es

- pecificações para Base de Solos Lateríticos - ES-49/74. E Especificações para Sub-Base de Solos Lateríticos - ES-48/74, Rio de Janeiro.
- DNER ( 1973-A ) - DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, Determinação da Peneiração de Emulsão Asfáltica - ME-05-73, Rio de Janeiro.
- DNER ( 1973-B ) - DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, Determinação da Sedimentação de Emulsão Asfáltica. ME-06-73, Rio de Janeiro.
- DNER ( 1964 -A ) - DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, Determinação da Densidade Real de Materiais Betuminosos. ME-16-64, Rio de Janeiro.
- DNER ( 1964-B ) - DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, Determinação da Densidade Real dos Solos - ME-93-64, Rio de Janeiro.
- DNER ( 1971 ) - DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, Compressão Simples de Amostras Indeformadas de Solos Coesivos, IE-04-71 - Rio de Janeiro.
- DUMAS, M.J., ( 1976 ) - Algumas Observações e Reflexões Sobre o Emprego de Materiais Betuminosos, I.B.P. 1º Encontro sobre Asfalto, Rio de Janeiro.
- DENT, G.H., ( 1953 ) - Stabilization of Soils With Asphalt. American Road Builders Association Technical Bulletin 200.
- FERREIRA, A.M., ( 1980 ) - Estudo de Três Solos Estabilizados com Emulsão Asfáltica Catiônica, Tese M.Sc. Centro de Ciências e Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba - Campus II.
- GUSTAVO, R.E., ( 1977 ) - Emulsões Asfálticas, Representaciones y Servicios de Ingenieria S.A. México.
- HERRIN, M., ( 1960 ) - Bituminous Soil and Aggregate Stabiliza-

- tion, in Wooks, K.B. Highway Engineering Handbook Cap. 21 - PP. 85-99. McGraw-Hill New York.
- KREBS, R.D. AND WALKER, R.D., ( 1971 ) - Highway Materials, McGraw-Hill, Book Company.
- LAMBE, T.W. AND WHITMAN, R.V., ( 1978 ) - Soil Mechanics, si Version - Chapter 8 - PP.97-115. Jonh Wiley & Sons - New York.
- LAMBE, T.W., ( 1962 ) - Soil Stabilization, Chapter 4-PP-351-437, Editad by Leonards, G.A. Foudation Engineering, McGraw - Hill Company, Inc.
- LOBO CARNEIRO, F.L., ( 1953 ) - Dosagem de Concreto, Instituto Nacional de Tecnologia - Rio de Janeiro.
- LOBO CARNEIRO, F.L., AND BARCELLOS, A. - ( 1953 ) - Concrete Tensile Strength. Int. Assoc. of Testing and Res. Lab. for Mater. and Struct., Bull nº 13, March.
- LIMA, R.C., ( 1982 ) - Estudo de Repetibilidade do Ensaio de Granulometria: Análise e Relação Existente entre Energia Térmica, Mecânica e Composição Química, Tese M.Sc. Centro de Ciências e Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba - Campus II. ( Inédita )
- LUCENA, F.B., ( 1976 ) - Natureza e Propriedades de Solos Vermelhos do Estado da Paraíba, Tese M.Sc. Universidade Federal do Rio de Janeiro - RJ - Brasil.
- MARTIN, J.R. Y WALLACE, H.A., ( 1962 ) - Pavimentos Asfálticos Projectos Y Construcción, Aguilar - Madrid.
- McKESSON, C.L., ( 1939 ) - Research in Soil Stabilization With Emulsified Asphalt. Proceeding of the American Society for Testing and Materials 39.1123, 1130.
- McKESSON, C.L., ( 1940 ) - Recent Developments in Design and Construction of Soil - Emulsion Road Mixes. Proceedings of the

- Highway Research Board. 20: 856 - 864.
- MICHAELS, A.S. AND DUZINAUSKAS, V., ( 1956 ) - Additives as Aids to Asphalt Stabilization of Fine - Grained Soils. Highway Research Board Bulletin 129 PP-26-49.
- MCLEAN, C.L. AND ROBINSON, P.J.M., ( 1953 ) - Methods of Soil Stabilization and Their Application on the Construction of Airfield Pavement, Proceeding of the Institution of Civil Engineers - 12, Pt 2, n° 2: 447-502.
- O'FLAHERTY, C.A., ( 1974 ) - Highways Engineering - Vol. 2 Second Edition, Edward Arnold - London.
- PARIS ( 1970 ) - FRANÇA. LABORATOIRY CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSÉES, Ensaí Triaxial.
- PELTIER, R., ( 1954 ) - THE DRITICAL INVESTIGATION OF THE BRAZILIAN TEST. UNION OF TESTING AND RES. LAB. FOX MATER. AND STRUCT., n° 19.
- RODRIGUES, R.A., ( 1977 ) - E Del Castillo, Hermilo ly Engenharia de Suelo en las Vias Terrestres - Editora-Limusa - México.
- RRL ( 1962 ) - ROAD RESEARCH LABORATORY, Bituminous Materials in Road Construction, her Majesty's Stationery Office-Londres.
- RAMOS BORBA, G., ( 1976 ) - Propriedades de Resistência de um Solo Vermelho do Estado da Paraíba, Tese de M.Sc. Centro de Ciências e Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba, Campus II.
- SANTANA, H., ( 1976-A ) - Estabilização Betuminosa de Revestimentos Primários, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, 3° DRF - IPR - Fortaleza.
- SANTANA, H., ( 1976-B ) - Os Solos Lateríticos e a Pavimentação, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem - Publicação n° 543/52 - Rio de Janeiro.

- TURNBALL, W.J. AND FOSTER, C.R., ( 1952 ) - Bituminous Stabilization heel at Massachusetts Institute of Technology.
- TSCHEBOTARIOFF, G.P., ( 1978 ) - Fundações, Estruturas de Arrimo e Obras de Terra - Editora McGraw-Hill do Brasil Ltda, São Paulo.
- THOMPSON, M.R., ( 1965 ) - Split - Tensile Strength of Lime - Stabilized Soils - H.R.B. - Number 92.
- VALLIN, P.H., ( 1976 ) - Emulsão Asfáltica e suas Aplicações - Instituto Brasileiro do Petróleo - 1º Encontro sobre Asfalto, Rio de Janeiro.
- VOGT, J.C., ( 1976 ) - Estabilização Betuminosa - Instituto Brasileiro do Petróleo - 1º Encontro sobre Asfalto - Rio de Janeiro.
- VARGAS, M., ( 1977 ) - Introdução a Mecânica dos Solos - Editora McGraw-Hill do Brasil - Ed. da Universidade de São Paulo, São Paulo.
- YODER, E.T. AND WITCZAK, M.W., ( 1975 ) - Principles of Paviment Designi - 2nd Edition - John Wiley & Sons., Inc., New York.

ENSAIOS REALIZADOS	ESPECIFICAÇÕES				FABRICANTE	
	DNER	ABNT	ASTM	BS	REMESSAS	
					1 <sup>a</sup>	2 <sup>a</sup>
Viscosidade Saybolt-Furol (seg)	20 min	70-400	70-400	70-400	190	85
Peneiração ( % )	0-0,1	0-0,1	-	-	0,03	0,02
Sedimentação aos 5 dias ( % )	5	5	-	-	1,8	2,2
Quantidade D'Água ( % )	-	-	30-50	-	-	-
Viscosidade Engler (°E)	-	-	4-25	3-24	-	-
Densidade Real	-	-	-	-	0,988	0,988
Potencial Hidrogeniônico	-	-	-	-	4,4	4,4
Resistência a água % de cobertura com agregado seco e úmido	SAT.	-	-	-	SAT.	SAT.
Carga da partícula	POS.	-	-	-	POS.	POS.
Óleo destilado % de volume de Emulsão máxima ( % )	3-12	-	-	-	5,4	5,4
Resíduo por destilação % por peso mínimo ( % )	60	50-70	-	-	60,8	60,8
Desemulsibilidade ( % )	-	30-100	-	-	34,4	34,0

APÊNDICE I

Propriedades Físicas da Emulsão Catiônica-RM-1C

APÊNDICE II CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS							FRAÇÃO 0,42mm		COMPOSIÇÃO QUÍMICA DA FRAÇÃO TAMANHO ARGILA EM RELAÇÃO AO SOLO TO- TAL					FRAÇÃO MENOR QUE 0,002mm			
SOLO	% MATERIAL PASSANDO NA PENEIRA ( mm ) VIA ÚMIDA *						%LL	%LP	%IP	pH	%M.O.	%SiO <sub>2</sub>	%Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	%Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	SESQUÍOXIDOS SILICA	CTC meq/100g	
	9,5	4,8	2,0	0,42	0,074	0,002										pH	
																7,0	10,0
JPPB	100	85,7	68,4	50,6	26,8	12,8	36,6	24,0	11,6	4,40	0,90	17,4	15,6	3,52	1,66	6,9	10,1
CTPB	100	83,7	63,1	47,6	22,0	11,8	31,2	22,8	8,4	3,75	1,41	14,5	12,2	2,82	1,76	10,9	15,1
SPPB	100	78,8	58,3	37,5	18,5	8,1	34,5	25,6	8,9	4,35	1,10	11,2	10,0	2,78	1,61	7,9	7,2
TEPB	100	97,7	83,9	57,4	29,4	16,0	38,8	27,3	11,5	4,35	0,93	4,2	3,3	1,39	1,72	13,8	18,0
ARPB	100	81,7	61,3	43,0	21,0	13,0	41,6	31,3	10,3	4,30	1,39	28,2	10,5	3,34	3,38	8,7	10,6
CAPI	100	70,1	53,0	46,5	26,3	12,1	26,5	19,2	7,3	4,05	1,32	6,0	5,6	1,38	1,69	10,8	11,3
VSMA	100	79,1	66,4	59,2	31,7	16,2	24,6	18,0	6,6	5,65	1,03	3,3	3,1	1,15	1,48	13,2	11,3
VGMA	100	75,3	52,5	49,7	38,7	14,0	34,7	24,3	10,4	4,55	1,21	2,8	2,2	0,36	2,01	21,6	27,7
SLMA	100	85,2	75,3	68,8	26,4	9,6	16,9	NP	-	4,80	1,10	10,2	9,1	2,45	1,64	10,8	11,3

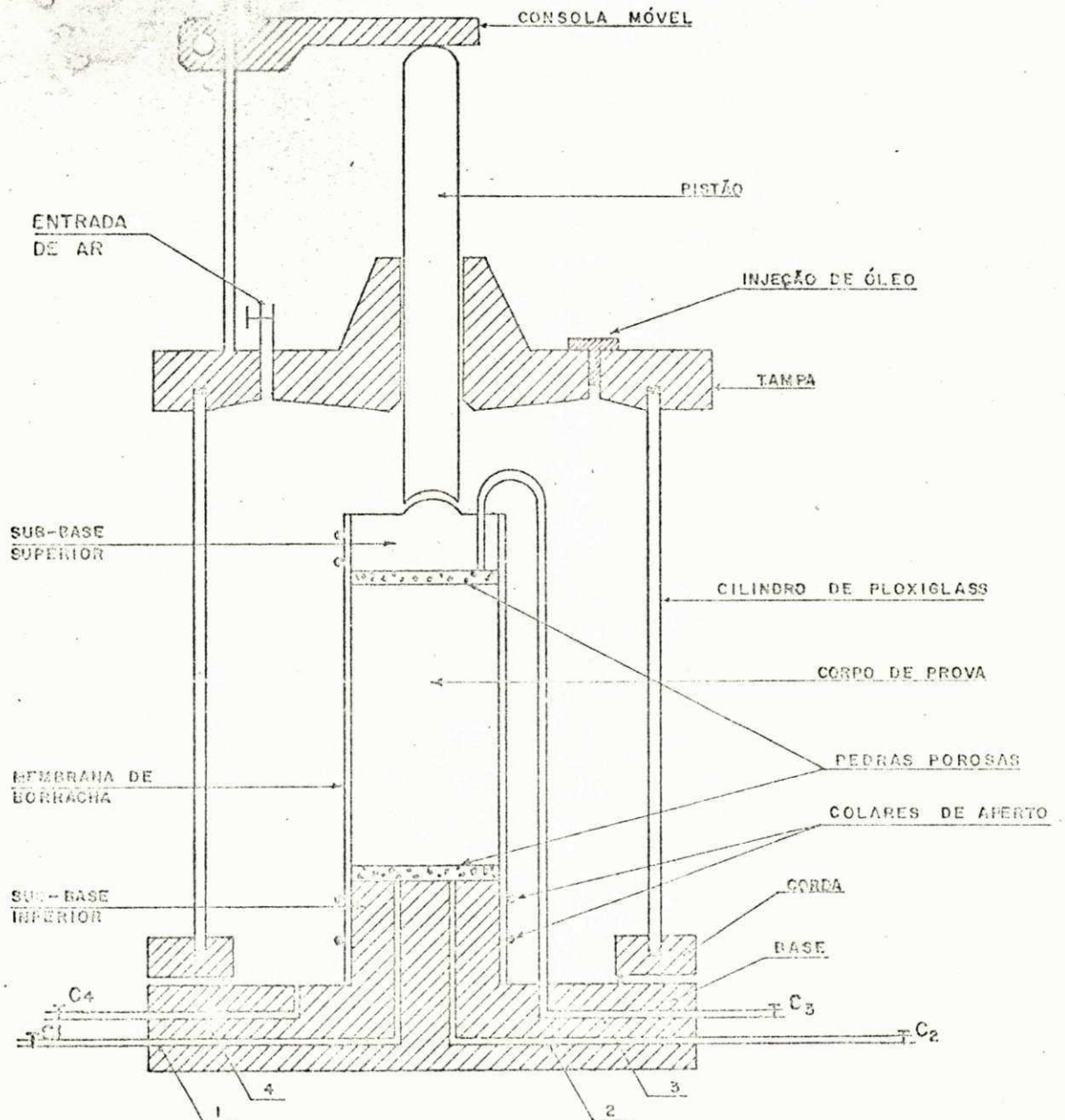
\* A GRANULOMETRIA DOS SOLOS EM ESTUDO FOI DETERMINADA POR LIMA ( 1982 ), OS DEMAIS DADOS QUE COMPÕEM ESTE APÊNDICE, FORAM DETERMINADOS POR BORBA ( 1981 ).

## APÊNDICE III

- A-3-1 . Moldagem dos corpos de prova ( para os três ensaios )
- A-3-2 . Montagem do corpo de prova na célula ( triaxial )
- A-3-3 . Execução do ensaio ( triaxial )
- A-3-4 . Desmontagem do corpo de prova célula ( triaxial )
- A-3-5 . Representação esquemática de uma célula ( triaxial )



## CÉLULA TRIAXIAL



## APÊNDICE IV

CÁLCULO DA CONSTANTE PARA OBTENÇÃO DA RTI.

DADOS:

$$a = 1,27 \text{ cm}$$

$$D = 10,085 \text{ cm}$$

$$H = 12,955 \text{ cm}$$

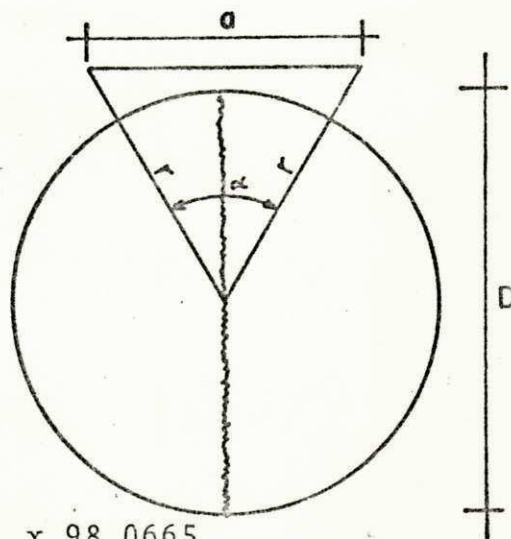
$$\alpha = 2 \text{ ARC tg } \frac{2}{D} =$$

$$\alpha = 2 \text{ ARC tg } \frac{1,27}{10,085}$$

$$\alpha = 14,354906$$

$$\alpha = 0,2505404 \text{ rad}$$

$$\text{sen } \alpha = 0,2479275$$



$$C_t = \frac{2K}{\pi H \cdot D} \left[ 1 - \frac{D}{2a} (\alpha - \text{sen } \alpha) \right] \times 98,0665$$

$$C_t = \frac{2 \times 4,7602 \times 98,0665}{\pi \times 12,955 \times 10,085} \left[ 1 - \frac{10,085}{2 \times 1,27} (0,2505404 - 0,2479275) \right]$$

$$C_t = 2,2510421 \frac{\text{KPa}}{\text{DIV}}$$

ONDE:

K = Constante elástica do anel dinamométrico.

## APÊNDICE V

## PRESSÕES DEVIDAS A CARGAS APLICADAS

Essas tensões internas produzidas por cargas aplicadas na superfície de um maciço terroso são avaliadas, na hipótese de um "maciço semi-infinito, elástico, isótropo e homogêneo", condições que, a rigor, os solos não obedecem, CAPUTO ( 1974 ).

Para um carregamento uniformemente distribuído numa faixa de comprimento infinito e largura constante, deseja-se conhecer a tensão no eixo da carga em diversos pontos, para a escolha das pressões de confinamento no ensaio de Resistência à Compressão Confinada ( triaxial ).

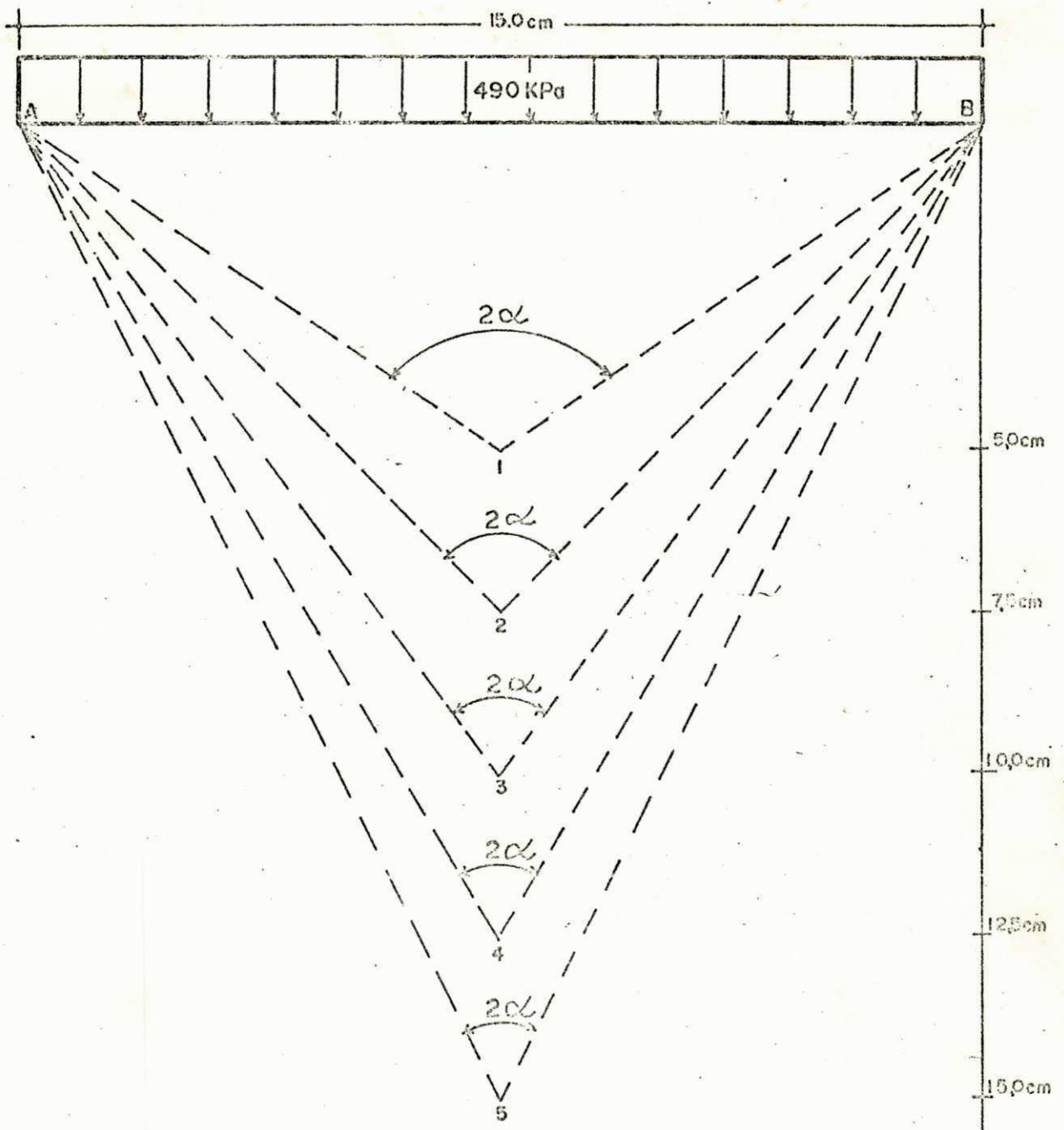
Imaginou-se uma faixa de 15cm de largura, representando o contacto do pneu de um caminhão aplicando uma carga de 490KPa na superfície de um pavimento e usou-se a fórmula

$$\sigma_v = \frac{P}{\pi} ( 2\alpha + \text{sen } 2\alpha ), \text{ determinada por CAROTHERS, CAPUTO}$$

( 1964 ); sendo P a carga unitária distribuída e  $2\alpha$  o ângulo formado pelas retas que ligam o ponto em estudo as duas extremidades da faixa carregada.

As tensões de confinamento foram escolhidas tomando como base a profundidade cota de 12,5cm, por representar aproximadamente o centro da camada de base de um pavimento.

Maiores detalhes são encontrados na figura anexa.



RESUMO						
PONTO	COTA	$\alpha$	$2\alpha$		$\sigma_v$	$\sigma_h$
	cm	o	o	rad.	KPa	Kpa
1	5,0	56,00	112,0	1,955	450,0	225,0
2	7,5	39,50	79,0	1,379	369,0	184,5
3	10,0	36,75	73,5	1,283	350,0	175,0
4	12,5	30,50	61,0	1,065	303,0	151,5
5	15,0	26,50	53,0	0,925	269,0	134,5