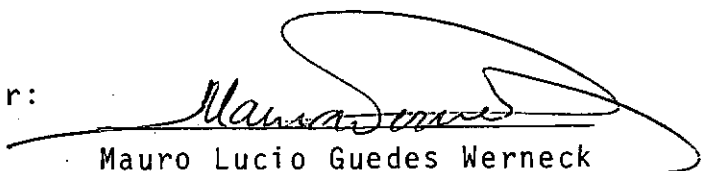


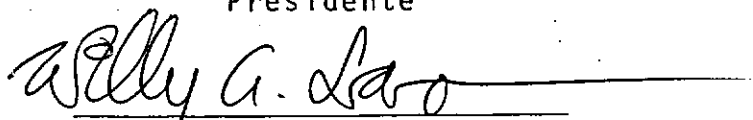
ESTUDO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO
E DENSIDADE RELATIVA DAS AREIAS E
CORRELAÇÕES COM O SPT

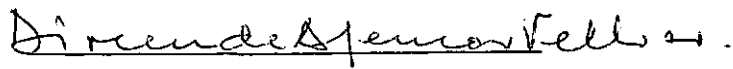
EDWARD BARROS PACHECO

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO
DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA
DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO
PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS À OBTENÇÃO DO
GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc.)

Aprovada por:


Mauro Lucio Guedes Werneck
Presidente


Willy Alvarenga Lacerda


Dirceu de Alencar Velloso

Rio de Janeiro, RJ - Brasil
Abril de 1978

PACHECO, EDWARD BARROS

ESTUDO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO E DENSIDADE RELATIVA DAS AREIAS E CORRELAÇÕES COM O SPT [Rio de Janeiro] 1978 .

VII , 119 p. 29,7cm (COPPE - UFRJ, M. Sc. , Engenharia Civil, 1978).

TESE - UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO - FACULDADE DE ENGENHARIA .

I. CISALHAMENTO I. COPPE / UFRJ II. TÍTULO (série) .

A Lala
A Andrē Luiz
A Andrēa Patrícia

III

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

À UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS, e particularmente aos Professores Arlindo Cabús e Fernando Cardoso Gama.

À todos os docentes do Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ, permitindo-se, o autor, citar os Professores Mauro Lúcio Guedes Werneck, Willy Alvarenga Lacerda, Dirceu de Alencar Velloso, Márcio Miranda Soares e Mário Márcio Alvarenga.

Aos colegas Carlos Emanuel de Melo, Ney Maranhão, Fernando Antonio Milito e Urbano Hermann de Rocha Nery Heine, cujas discussões muito contribuíram para a melhoria do presente trabalho.

Aos amigos Maurilúcio Martiniano dos Santos e Teodorico de Almeida Rocha, pelo apoio e incentivo com que sempre nos brindaram.

À eficiente equipe de Laboratoristas da COPPE, composta por Antonio Jorge Delle Vianna, Sérgio Iório, Alvaro Jorge Delle Vianna, Gilson Fernandes e Imaculada Conceição Soares, pelo apoio na realização dos ensaios de laboratório.

Às Srtas. Ângela Maria Bezerra Soares e Vanda Ferradeiro Veiga e Sra. Anna Maria da Conceição França, pelos serviços datilográficos e a Lucimar Alves de Moraes e José Carlos Aranzate, pela confecção dos desenhos e tabelas do presente trabalho.

O autor agradece ainda o apoio recebido das Empresas COEPE Consultoria, Estudos e Projetos de Engenharia Ltda., ROMANI-GOUVEIA Engenharia de Solos Ltda. e Estacas FRANKI Ltda.

IV

R E S U M O

Na primeira parte do presente trabalho são analisados vários ensaios de laboratório, visando a escolha de procedimentos para a determinação das densidades máximas e mínimas das areias, culminando com a adoção da compactação dinâmica, utilizando um equipamento reduzido, para determinação da densidade máxima e do método de Kolbuszewski para a obtenção das densidades mínimas.

Na segunda parte, os dados obtidos, após ensaios de caracterização e cisalhamento direto em nove areias, possibilitou a verificação da influência de algumas características granulométricas das areias na resistência ao cisalhamento e na dilatância. Apresenta-se ainda um procedimento que parece permitir a obtenção da relação ângulo de atrito x densidade relativa, a partir apenas de uma sequência de ensaios de cisalhamento direto em uma única densidade.

Finalmente, na terceira parte, são analisadas algumas proposições existentes para avaliação da densidade relativa e ângulo de atrito interno das areias, em função dos resultados de sondagens a percussão, verificando-se que a proposição de Bazaraa (1967), para avaliação da densidade relativa, foi a que mais se aproximou dos resultados de campo.

Evidencia-se, ainda, que podem ser correlacionados o ângulo de atrito, SPT e profundidade, porém parece não haver uma relação única válida para qualquer areia.

V
ABSTRACT

The first part of this paper presents the analysis of the laboratory tests developed to choose the procedure for the determination of "maximum" and "minimum" density of sand and finishes, adopting "dynamic compactation" and the Kolbuszewski's Method" to obtain the maximum and minimum density respectively.

The second part, the characterization and "direct shear" tests performed on nine different kinds of sand are analysed. The resultant datas enables us to verify the influence of some "granulometric characteristics" of sand on "shear resistance" and "dilatance". It is also presented a procedure which permits to obtain the correlation "friction angle" X "relative density", performing an unique serie of shear test at constant density.

Finally, in the third part, some existing propositions are analysed to evaluate the relative density and friction angle of sand, starting from the datas obtained from Standard Penetration Test. It was shown that "Bazaraa Position"(1967), to evaluate the relative density, was the only one that got more close to the field datas.

It is evident, therefore, that it can be correlated "friction angle", "SPT" and "Depness", although, it seems not to exist only one function for different kinds of sand.

VI
Í N D I C E

I N T R O D U Ç Ã O

PRIMEIRA PARTE

ESCOLHA DE PROCEDIMENTOS PARA DETERMINAÇÃO
DE DENSIDADES MÁXIMA E MÍNIMAS DAS AREIAS

Cap. I	- Introdução	3
Cap. II	- Revisão da Literatura	4
Cap. III	- Discussão	11
Cap. IV	- Estudos Experimentais para Escolha de um Procedimento	13
Cap. V	- Verificação Experimental dos Procedimentos Escolhidos	22
Cap. VI	- Conclusões	26

SEGUNDA PARTE

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DAS AREIAS

Cap. I	- Generalidades	27
I.1	- Introdução	27
I.2	- Tensões nos Solos	27
I.3	- Resistência ao Cisalhamento dos Solos	30
I.4	- Critério de Ruptura de Mohr - Coulomb	31
I.5	- Determinação em Laboratório da Resistência ao Cisalhamento dos Solos	32
Cap. II	- Caracterização das Amostras Estudadas	34
II.1	- Ensaio Realizados	34
II.2	- Resumo	34
Cap. III	- Análise do Comportamento Ângulo de Atrito x Densidade Relativa para as Areias	36
III.1	- Resistência ao Cisalhamento das Areias	36
III.2	- Influência da Granulometria	38
III.3	- Análise dos Dados Obtidos	41
III.4	- Comportamento Ângulo de Atrito x Densidade Relativa	45

VII

Cap. IV	- Influência da Granulometria das Areias na Dilatância	51
IV.1	- Dilatância	51
IV.2	- Verificação da Influência da Granulometria	53
Cap. V	- Conclusões	58

TERCEIRA PARTE

CORRELAÇÕES COM O SPT

Cap. I	- Introdução	59
Cap. II	- Descrição Sumária do Ensaio	59
II.1	- Perfuração	59
II.2	- Amostragem	60
II.3	- Medida da Resistência a Penetração	61
Cap. III	- Fatores que influenciam a Medida da Resistência a Penetração	61
Cap. IV	- Trabalhos Experimentais	69
Cap. V	- Obtenção da Densidade Relativa das Areias a partir do SPT	71
Cap. VI	- Obtenção do Ângulo de Atrito Interno das Areias a partir do SPT	79
Cap. VII	- Conclusões	82

A N E X O S

A.1	- Referências Bibliográficas	83
A.2	- Sugestões para Pesquisas	88
A.3	- Proposta para Normalização dos Procedimentos para Determinação das Densidades Máximas e Mínimas das Areias	89
A.4	- Procedimento Adotado para Determinação das Densidades "IN SITU"	93
A.5	- Sugestão para Normalização das Sondagens a Percussão	95
A.6	- Resultados dos Ensaios de Cisalhamento Direto	107

INTRODUÇÃO

I

I N T R O D U Ç Ã O

O objetivo original do presente trabalho seria avaliar os resultados de sondagens a percussão, no sentido de caracterizar a resistência ao cisalhamento e densidade relativa das areias e eventualmente outros parâmetros.

Após a revisão bibliográfica, seriam procedidas várias séries de ensaios de campo - densidade "in situ" e SPT - e de laboratório - cisalhamento direto e determinação das densidades relativas - com o intuito de se verificar a validade de algumas das proposições existentes, correlacionando os parâmetros mencionados com os resultados das sondagens.

Observou-se, porém, que a resistência do cisalhamento dos solos arenosos está intimamente ligada à sua densidade relativa, e o cálculo desta é altamente dependente de suas densidades limites, cujas determinações ainda não foram normalizadas entre nós.

Como a linha de estudos, adotada inicialmente, teria a sua validade dependendo de procedimentos, para determinação das densidades máximas e mínimas das areias, que fossem de fácil execução e oferecessem boa reprodutibilidade, houve necessidade de dedicar-se parte dos trabalhos a serem desenvolvidos, à escolha de tais procedimentos.

Uma outra abordagem que despertou muito interesse, à luz da bibliografia consultada, foi a relação entre a resistência ao cisalhamento e a densidade relativa das areias, e a influência de suas características granulométricas na dilatação.

Desta forma, e com sacrifício dos objetivos perseguidos originalmente, resolveu-se reestruturar os trabalhos desenvolvidos, em três partes, com a seguinte distribuição:

Primeira Parte

Após adequada revisão bibliográfica, procedeu-se um estudo visando a escolha dos procedimentos para determinação das densidades máximas e mínimas das areias. Os procedimentos escolhidos foram devidamente testados em laboratório, verificando-se inclusive a sua reprodutibilidade quando envolvendo operadores diferentes.

Segunda Parte

A análise dos resultados de ensaios de caracterização e cisalhamento direto, em nove areias com características granulométricas diferentes, perseguiu a verificação do comportamento das areias quanto a relação entre a resistência ao cisalhamento e a densidade relativa, bem como a influência de suas características granulométricas na dilatância.

Terceira Parte

Com base na revisão da literatura técnica, são analisadas algumas das proposições existentes para avaliação da densidade relativa e resistência do cisalhamento das areias, a partir dos resultados de sondagens a percussão. Complementarmente, alguns ensaios de campo e laboratório foram realizados com o objetivo de se obter comparações qualitativas entre as proposições abordadas.

PRIMEIRA PARTE

***ESCOLHA DE PROCEDIMEN-
TOS PARA DETERMINAÇÃO
DE DENSIDADES MÁXIMAS
E MÍNIMAS DAS AREIAS***

PRIMEIRA PARTE

ESCOLHA DE PROCEDIMENTOS PARA DETERMINAÇÃO DE DENSIDADES MÁXIMAS E MÍNIMAS DAS AREIAS

I. INTRODUÇÃO

Esta primeira parte da presente pesquisa tem sua justificativa fundamentada na necessidade da escolha de um procedimento para determinação das densidades máximas e mínimas das areias, uma vez que no Brasil não existem ainda métodos normalizados para tais fins e pelo fato de não ser de uso comum entre nós os equipamentos recomendados pela Norma ASTM-D-2049-69 "STANDARD METHOD OF TEST FOR RELATIVE DENSITY OF COHESIONLESS SOILS".

Considerou-se ainda que no desenvolvimento das etapas posteriores a reprodutibilidade dos resultados dos métodos utilizados na obtenção dos parâmetros básicos das areias assume importância vital.

II. REVISÃO DA LITERATURA

Kolbuszewski, (1948), desenvolvendo um estudo experimental sobre a determinação das porosidades máximas e mínimas observa que vertendo-se rapidamente uma mesma quantidade de areia, através do ar, em um determinado recipiente obtém-se porosidades maiores que aquelas obtidas mediante a colocação lenta. Passa então a pesquisar a influência da velocidade de colocação e da altura de queda usando areias de granulometrias distintas, variando de grossas a finas.

Os resultados obtidos por Kolbuszewski, nesta primeira fase, mostraram uma tendência generalizada para todas as areias estudadas, observando que a porosidade cresce com o decréscimo do tempo de colocação da amostra, verificando-se que a porosidade máxima acontece quando o tempo se aproxima de zero.

Sugere então um procedimento para a determinação da porosidade máxima (densidade mínima), bastante simples e de boa repetitividade de resultados, verificada após vários testes, consistindo do seguinte:

- colocar 1000 gramas de areia seca em um cilindro de 2000cc e 7,5cm (3") de diâmetro, tamponando o topo do mesmo.
- emborca-se o cilindro e rapidamente volta-o a sua posição vertical original, tomando-se cuidado para não provocar impactos no sistema e gastando um intervalo de tempo de cerca de 1 segundo;
- com base na altura média apresentada pela amostra, após os procedimentos anteriores, determina-se a porosidade máxima.

Os resultados obtidos com este procedimento aproximaram-se razoavelmente daqueles encontrados anteriormente para t aproximando-se de zero.

Para a determinação da porosidade mínima (densidade máxima) a pesquisa foi desenvolvida por Kolbuszewski utilizando os seguintes procedimentos:

- caso 1 - vibração manual;
- caso 2 - compactação em cilindro proctor;
- caso 3 - mesa vibratória, utilizando cilindro proctor;
- caso 4 - martelo vibratório elétrico ou pneumático.

Os resultados obtidos permitiram observar a melhor eficiência do martelo vibratório quando trabalhando uma amostra submersa.

Apesar de não especificar frequências e amplitudes de vibração dos equipamentos utilizados, Kolbuszewski conclui seus trabalhos sugerindo a adoção da seguinte seqüência para determinação da porosidade mínima (densidade máxima):

- utilizar um cilindro tipo proctor, colocado submerso em um tanque com água;
- colocar a areia em 3 camadas, vibrando cada camada da areia submersa durante 15 minutos utilizando um martelo vibratório;
- determinar a porosidade.

Dada a importância assumida pelos valores das densidades máximas e mínimas na determinação da densidade relativa das areias, Pettibone e Hardin, (1964), desenvolveram uma pesquisa buscando verificar os parâmetros que interferem na determinação daqueles valores quando os métodos adotados utilizam equipamentos vibratórios durante os ensaios.

Reportam-se inicialmente às pesquisas anteriormente desenvolvidas pelo Bureau of Reclamation, complementando-as, usando para isto o seguinte equipamento e solos:

- 2 vibradores eletromagnéticos, tipo mesa vibratória, com frequência de 3600cpm e amplitude variável através de um reostato graduado de 0 a 100, sendo um pequeno (nº 9) e o outro maior (nº 10).
- 2 recipientes de 0,1 e 0,5 pés cúbicos, para as medições de volume.

solos:

- areia nº 7, com pedregulho e $D_{max} = 3"$
- areia nº 10, fina, com 10% de silte e argila.

areia	3"	1 1/2"	3/4"	3/8"	4	8	16	30	50	100	200
7	100	90	78	63	50	33	17	8	3	2	0
10	-	-	-	-	-	100	99	93	64	22	10

Após uma sistemática série de ensaios, Pettibone e Hardin, (1964) observaram que entre as variáveis intervenientes a amplitude foi a mais significativa, obtendo-se maiores densidades máximas para amplitudes crescentes (faixa trabalhada entre 0,13mm e 0,025mm).

A utilização de sobrecargas mortas (que acrescem o peso total do conjunto a ser vibrado) faz com que a densidade do solo decresça com o incremento destas além de um determinado valor. Uma vez que tais pesos causam variações na amplitude de vibração do conjunto, conclui-se que maiores densidades

deverão ser obtidas usando-se medidores de pequenas dimensões, para os quais uma determinada "sobrecarga" pode ser obtida com pesos relativamente pequenos que pouco influenciam a amplitude.

Para um tempo de vibração de 12 minutos a densidade inicial parece não ter efeito significativo nas densidades máximas obtidas, recomendando porém a colocação inicial da areia de acordo com os procedimentos previstos pelo método ASTM-D-2049-69 para determinação de densidade mínima.

Finalmente Pettibone e Hardin (1964) observam que com relação ao tempo ótimo de vibração tudo parece indicar que este situa-se entre 8 e 10 minutos, uma vez que as variações obtidas para os valores das densidades máximas com tempos superiores foram insignificantes.

Youd, (1973), pesquisando os fatores controlantes das densidades máximas e mínimas para as areias, reporta-se inicialmente a estudos desenvolvidos anteriormente por diversos pesquisadores comentando a validade dos resultados por eles apresentados em vista a métodos inadequados, poucos dados impossibilitando observações conclusivas e o fato de não levarem em conta parâmetros importantes como a forma dos grãos e outros.

Em suas investigações procura considerar as seguintes propriedades físicas das areias:

- aspecto da curva granulométrica;
- diâmetro médio (D_{50});
- coeficiente de uniformidade (C_u);
- forma dos grãos;
- peso específico dos grãos.

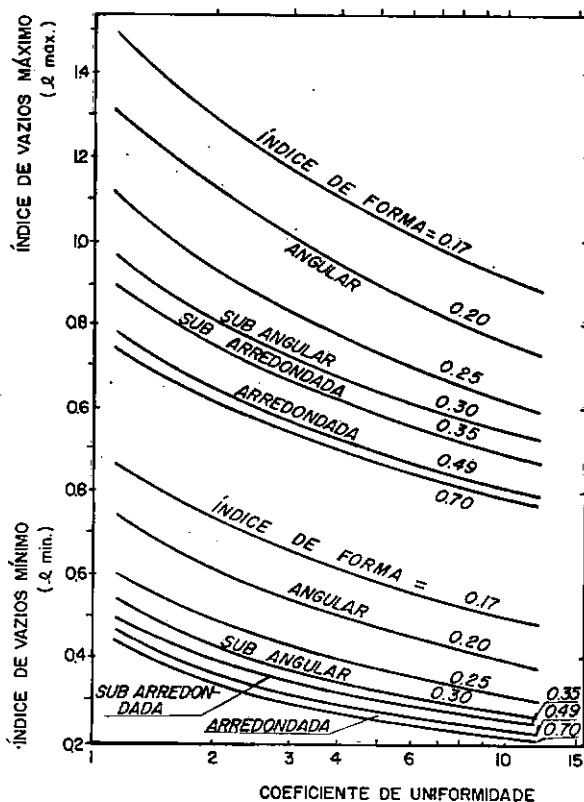
Entre os procedimentos adotados por Youd (1973) vale salientar as seguintes fases:

- determinação de densidades mínimas adotando o que prescreve o método AST; ASTM-D-2049-69, usando porém moldes menores que os normalizados;
- a determinação das densidades máximas foi realizada mediante aplicação de deformações cisalhantes cíclicas, utilizando um "Simple Shear Aparatus", como descrito por Youd (1971), modificando-se alguns detalhes como número de ciclos e valores de tensões normais aplicados em relação a proposição original para levar em conta amostras com diferentes resistências a quebra dos grãos.

Com tal procedimento Youd (1973) observou que, em todas as areias, os incrementos de partículas passando na peneira nº 200 (adotada como um bom índice de quebra dos grãos) foi menor que 1,5% do peso total da amostra, e o máximo incremento de partículas em qualquer peneira foi, em geral, inferior a 2%.

Após vários ensaios e análises dos dados disponíveis no que diz respeito aos fatores controlantes das densidades máximas e mínimas, Youd apresenta as curvas generalizadas, mostradas na Figura 1, válidas para areias com curvas granulométricas de normais a moderadamente assimétricas.

FIG.1- CURVAS PARA DETERMINAÇÃO DE λ_{\max} E λ_{\min} .



Conclui as pesquisas afirmando que os principais fatores controlantes das densidades limites são a forma das partículas, faixa de dimensões e forma da curva granulométrica, contrariando inclusive trabalhos anteriores que prescrevem que as dimensões das partículas, por si sô, não teriam influência significativa nos valores limites.

Desenvolvendo um extenso programa de testes comparativos para avaliar a acurácia nas medições da Densidade Relativa, programa este que envolveu diversas entidades públicas e privadas, Tavenas e outros, (1973), usaram areia fina e outra grossa contendo pedregulhos, observando inicialmente que a influência da compactação na granulometria parece não ser significativa, sendo porém um pouco mais acentuada para as areias com pedregulhos.

Pesquisaram a seguir a variabilidade e reprodutibilidade dos resultados obtidos com o método ASTM-D-2049-69 "Standard Method of Test for Relative Density of Cohesionless Soils", na determinação de densidades máximas e mínimas para as duas areias em estudo.

Com relação a variabilidade, os resultados sumarizados no Quadro I, mostram-se bastante satisfatórios, com coeficientes de variação da ordem de 2,5%, que são menores que os usualmente observados na maioria dos ensaios da Mecânica dos Solos.

	Densidade Mínima (T/m ³)	Densidade Máxima (T/m ³)
Areia Fina		
número de ensaios	62	58
média	1,530	1,840
desvio padrão	0,030	0,040
máximo	1,580	1,930
mínimo	1,470	1,700
faixa	0,110	0,230
coeficiente de variação (%)	1,960	2,170
Areia Pedregulhosa		
número de ensaios	63	59
média	1,830	2,140
desvio padrão	0,040	0,070
máximo	1,930	2,260
mínimo	1,740	1,900
faixa	0,190	0,360
coeficiente de variação (%)	2,190	3,270

QUADRO I - VARIABILIDADE DOS RESULTADOS OBTIDOS COM O
MÉTODO ASTM-D-2049-69

Para verificação da reprodutividade foram desenvolvidos vários pares de testes pelos diversos participantes da pesquisa, e sobre os resultados foi procedida uma análise dos valores absolutos das diferenças entre testes duplicados, diferenças estas que dão a indicação da reprodutibilidade dos ensaios,

observando-se que, apesar da heterogeneidade dos operadores envolvidos, os resultados foram perfeitamente satisfatórios.

Entre os pesquisadores envolvidos no trabalho reportado por Tavenas e outros (1973), 17 usaram métodos diferentes do ASTM-D-2049-69, o que possibilitou uma verificação da variabilidade entre os resultados oferecidos pelos diferentes métodos. A descrição dos métodos não é apresentada no texto, mas são ressaltadas as principais diferenças verificadas entre os mesmos, consistindo basicamente de utilização de diferentes funis e moldes, variados modelos de mesas vibratórias, adoção de vibradores adicionais nos moldes, vibrações por camadas, etc.

O tratamento estatístico aplicado aos resultados e sumarizados no Quadro II, mostra grande semelhança com aqueles obtidos com os resultados apresentados pelo método ASTM-D-2049-69, notando-se entretanto que a maior influência das técnicas de ensaio não ocorrem sobre os valores médios, e sim nos desvios padrões e faixas.

	Densidade Mínima (T/m ³)	Densidade Máxima (T/m ³)
Areia Fina		
número de ensaios	32	38
média	1,510	1,830
desvio padrão	0,034	0,130
máximo	1,560	2,220
mínimo	1,410	1,640
faixa	0,154	0,580
coeficiente de variação (%)	2,250	7,100
Areia Pedregulhosa		
número de ensaios	25	27
média	1,830	2,090
desvio padrão	0,042	0,110
máximo	1,890	2,250
mínimo	1,740	1,830
faixa	0,150	0,420
coeficiente de variação (%)	2,300	5,260

QUADRO II - VARIABILIDADE DOS RESULTADOS OBTIDOS
POR DIVERSOS MÉTODOS

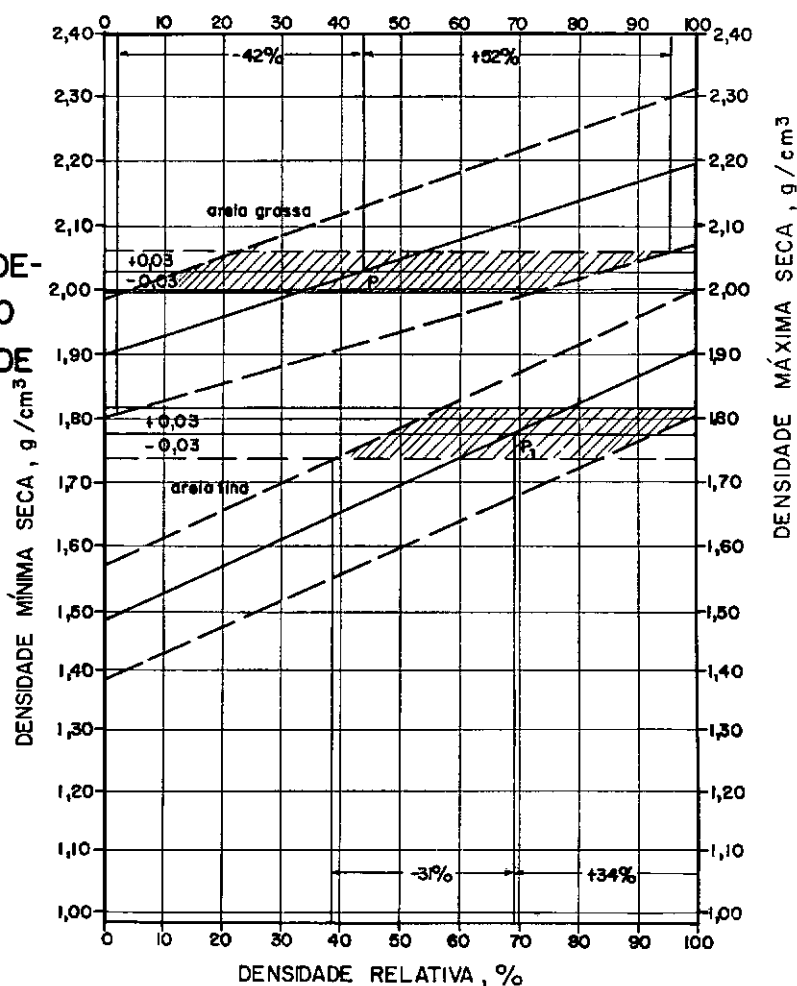
Tavenas e outros (1973) concluem afirmando que em relação a determinação de densidades máximas e mínimas das areias, o método ASTM-D-2049-69 constitui-se em ótimo processo e que ainda fornece boa reprodutibilidade, mesmo em laboratórios diferentes.

III. DISCUSSÃO

Com base no exposto no capítulo anterior algumas observações são oportunas:

- o âbaco apresentado na Fig. 1, proposto por Youd (1973) parece válido para uma ampla gama de areias, porém, apresenta o inconveniente de envolver um parâmetro de difícil e imprecisa determinação, que é a forma dos grãos, não sendo portanto de aplicação prática;
- As conclusões obtidas por Pettibone e Hardin (1964) dão ênfase a influência da amplitude e tempo de vibração na determinação da densidade máxima;
- Releva-se bastante satisfatória a reprodutibilidade dos resultados obtidos com o método ASTM-D-2049-69, mesmo quando envolvendo diversos operadores e promovendo variações no equipamento;
- são alarmantes as incorreções na determinação da densidade relativa quando erros de mais ou menos 5 a 6% ocorrem na determinação das densidades limites, como ilustrado na Fig. 2, apresentada também por Tavenas e outros (1973).

FIG.2 - ERROS NA DETERMINAÇÃO DA DENSIDADE RELATIVA.



Se a estas observações associarmos a não disponibilidade, para uso corrente, do equipamento recomendado pelo método ASTM-D-2049-69 e a dificuldade de se encontrar equipamentos vibratórios com controles de amplitudes e frequência, principalmente nas faixas recomendadas pelo método citado, torna-se imperativa a escolha de procedimentos para a determinação das densidades máximas e mínimas das areias.

Os procedimentos perseguidos deverão atender a alguns requisitos básicos, tais como:

- conduzir a densidades compatíveis com as faixas normais de trabalho, sem que as areias sofram alterações de suas características;
- apresentar boa reprodutibilidade e mínima variabilidade.

IV. ESTUDOS EXPERIMENTAIS PARA A ESCOLHA DE UM PROCEDIMENTO

Duas linhas de testes foram desenvolvidas visando à determinação das densidades máximas. A primeira, testes vibratórios, mediante a utilização de um peneirador mecânico vibratório, dotado de um reostato com escala de 0 a 100, sem indicação numérica de amplitudes e frequências.

Procedeu-se a uma série de ensaios combinando-se posição de reostato e tempo, além de algumas verificações da influência do tamanho dos moldes e ação de sobrecargas.

A segunda linha de testes consistiu de compactação dinâmica. Como uma das maiores preocupações era a reprodutibilidade dos resultados de ensaios, optou-se pela não utilização dos equipamentos convencionais de compactação, pois em tais equipamentos a repetibilidade dos ensaios depende da perícia dos operadores em uniformizarem a distribuição dos golpes aplicados. Os testes foram então desenvolvidos utilizando-se o "equipamento reduzido para moldagem de corpos de prova de solo-aditivo", mostrado no Anexo 1 e introduzido no Brasil pelo Professor Carlos de Souza Pinto (ver Pinto, 1965). Foram feitas várias combinações de número de golpes e camadas, e após a aplicação dos últimos golpes o colar era retirado, possibilitando o razamento da parte superior das amostras compactadas que em seguida eram pesadas cuidadosamente para determinação das densidades.

Para o desenvolvimento dos testes foram utilizadas duas areias, cujas curvas granulométricas são mostradas na Fig. 3, sendo a areia grossa proveniente do Rio Guandu e a fina das escavações do Metrô-Rio, Estação Uruguaiana. Todas as amostras foram preparadas através de quarteamento sucessivo, após secadas ao ar.

Os resultados obtidos com os testes vibratórios são mostrados na Fig.4, e parecem indicar que:

- a densidade máxima cresce com o tempo de vibração, contrariando Pettibone e Hardin (1964) que estimam entre 8 e 10 minutos o tempo ótimo;
- apesar de poucos ensaios para verificação da influência da sobrecarga, os resultados mostram-se coerentes com os autores acima citados no que diz respeito a altas sobrecargas serem prejudiciais;
- em que pese não haver influência significativa quanto ao tamanho dos moldes utilizados (CBR e cilindro proctor normal) os resultados parecem favorecer a

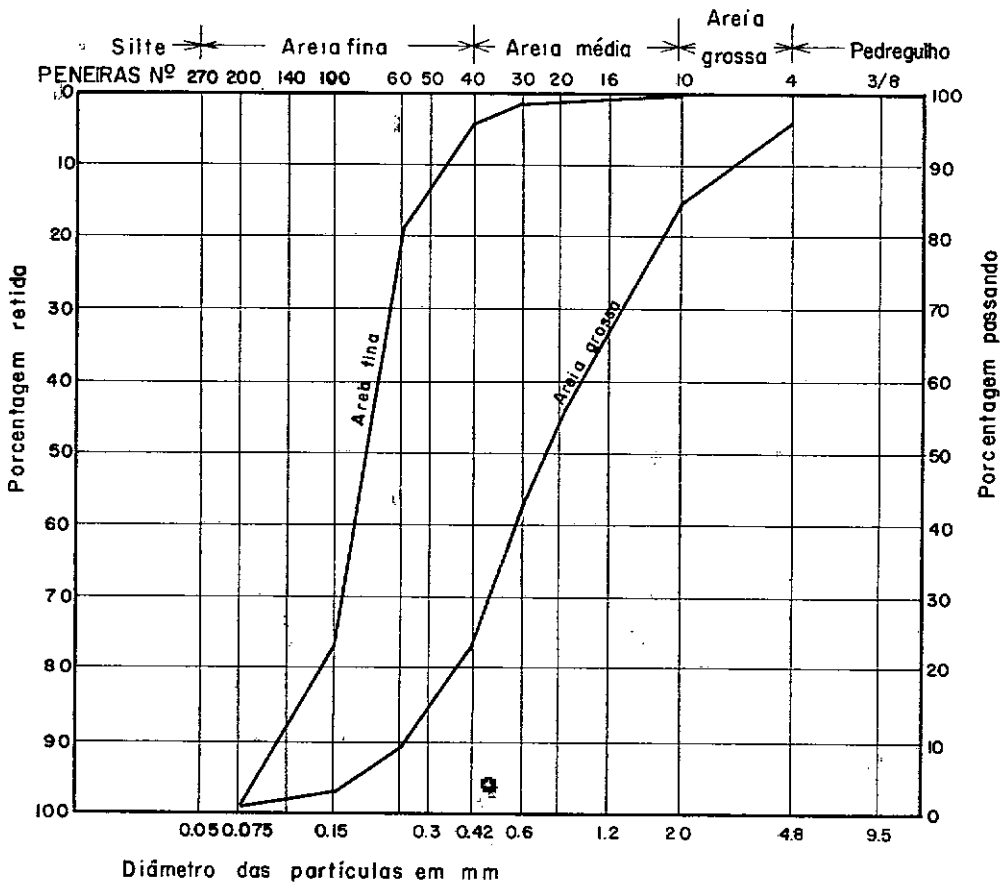


FIG. 3 – ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DAS AREIAS TESTADAS.

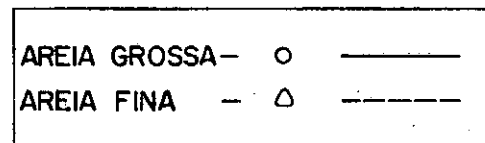
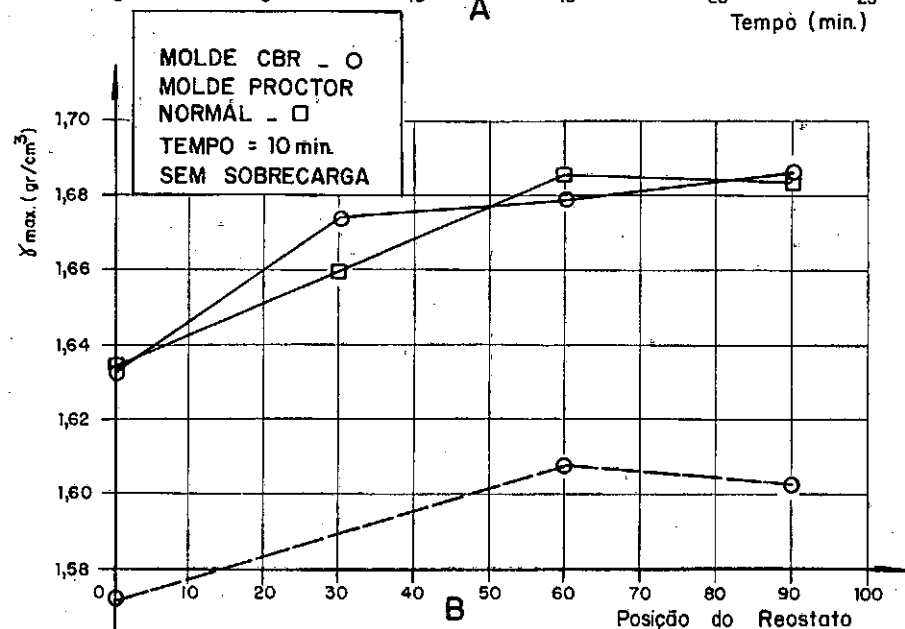
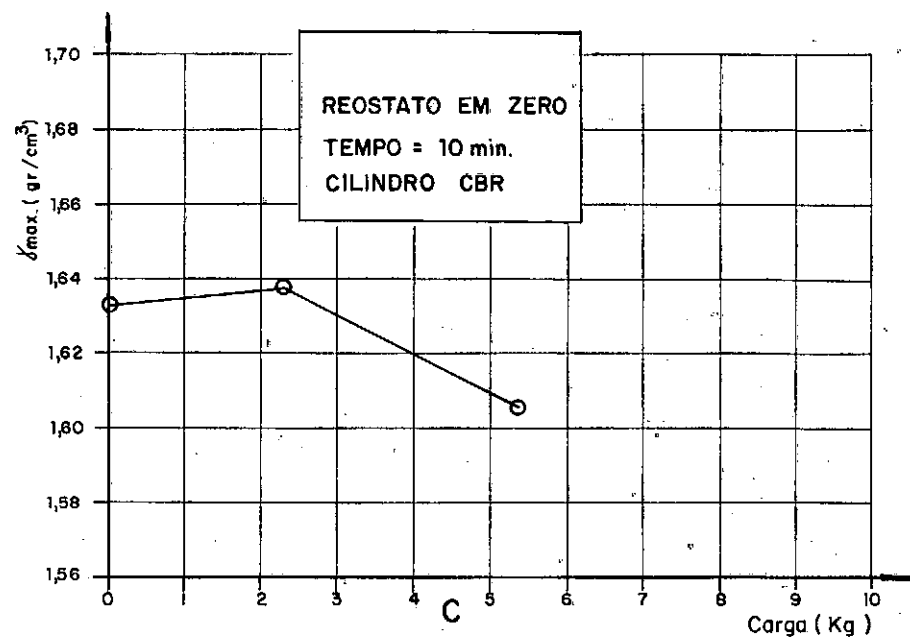
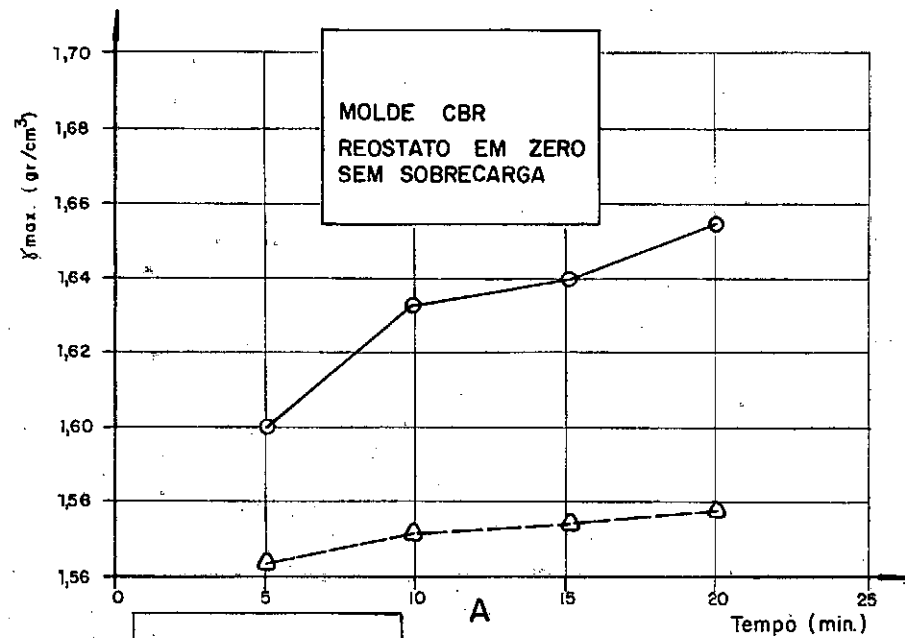


FIG. 4 — VERIFICAÇÃO DO MÉTODO VIBRATÓRIO PARA DETERMINAÇÃO DE γ_{max} .

utilização do cilindro maior, pelo menos para o tempo de vibração ensaiado de 10 minutos;

- a densidade cresce com a posição do reostato, havendo uma leve indicação que a posição mais favorável estaria situada entre 60 e 90, pelo menos para o equipamento utilizado;
- os resultados obtidos mostraram-se coerentes para as duas areias ensaiadas.

Durante a realização dos testes observou-se uma nítida segregação das partículas menores em direção a parte inferior da amostra, sendo tal efeito mais pronunciado na areia A, por apresentar distribuição granulométrica mais favorável a segregação, como mostrado na Fig. 5, através das curvas médias de 3 ensaios da areia A, com molde CBR e tempo de vibração de 10 minutos.

Os resultados obtidos com a compactação dinâmica, usando o equipamento reduzido, mostraram como era de se esperar, o crescimento da densidade com o número total de golpes, como pode ser verificado pelos resultados plotados nas Figs. 6 e 7, além de que a tendência foi generalizada para as duas areias estudadas. A preocupação maior nesta fase foi com relação ao efeito de quebra dos grãos, em que a areia A foi também mais sensível.

Foram então desenvolvidos pelo menos três ensaios, na maior parte das combinações ensaiadas, e realizados ensaios de granulometrias após os de compactação, sendo as curvas médias de cada ensaio plotadas (Fig. 8) para comparação com aquela apresentada pela areia virgem, observando-se que:

- em que pese as imprecisões dos ensaios de granulometria (Marinho, 1976), observa-se, em termos de curvas médias, a tendência das amostras após compactação apresentarem granulometrias ligeiramente mais finas;
- apesar de observada a quebra de grãos, nota-se que as variações verificadas para a peneira nº 200 não ultrapassaram a 2% do peso total da amostra, e que as maiores variações foram verificadas nas peneiras nºs 20 e 40, porém não ultrapassaram a 12% do peso total;
- as curvas granulométricas obtidas mostram-se em geral coerentes no que diz respeito a quebra dos grãos, associada com o número de golpes e camadas.

Na Fig. 9 é apresentada a evolução da densidade máxima com os diversos testes realizados. Uma análise global dos resultados conduziu a escolha do procedimento a ser adotado, como segue:

- compactação dinâmica, utilizando o equipamento reduzido;

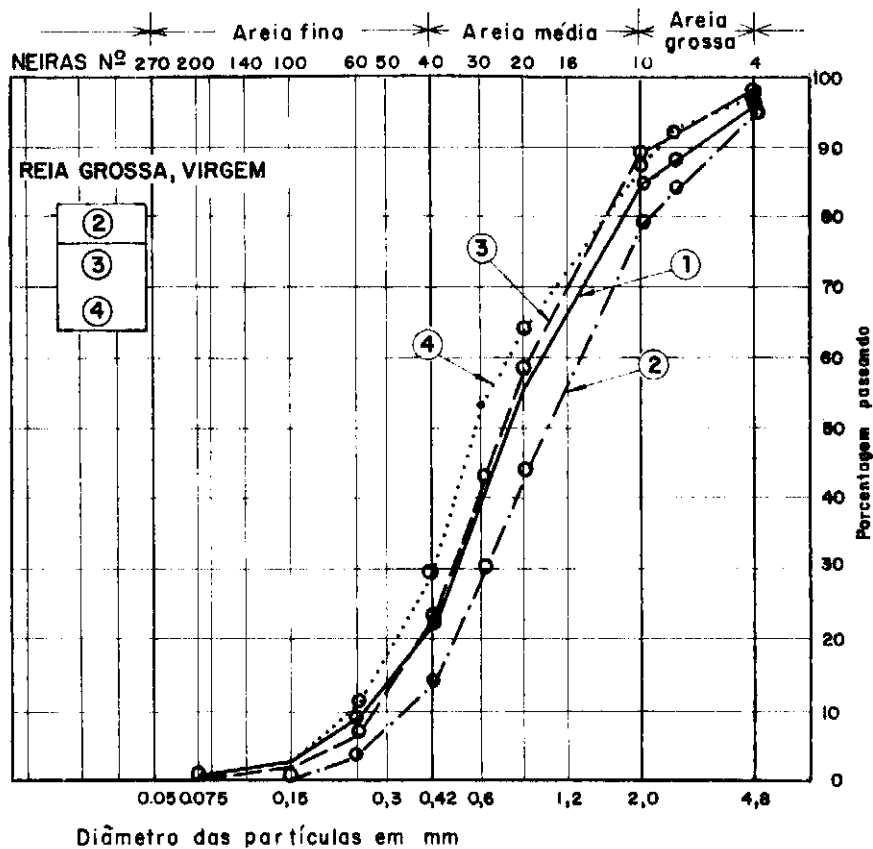


FIG. 5 - VERIFICAÇÃO DA SEGREGAÇÃO DAS PARTÍCULAS FINAS NO MÉTODO VIBRATÓRIO.

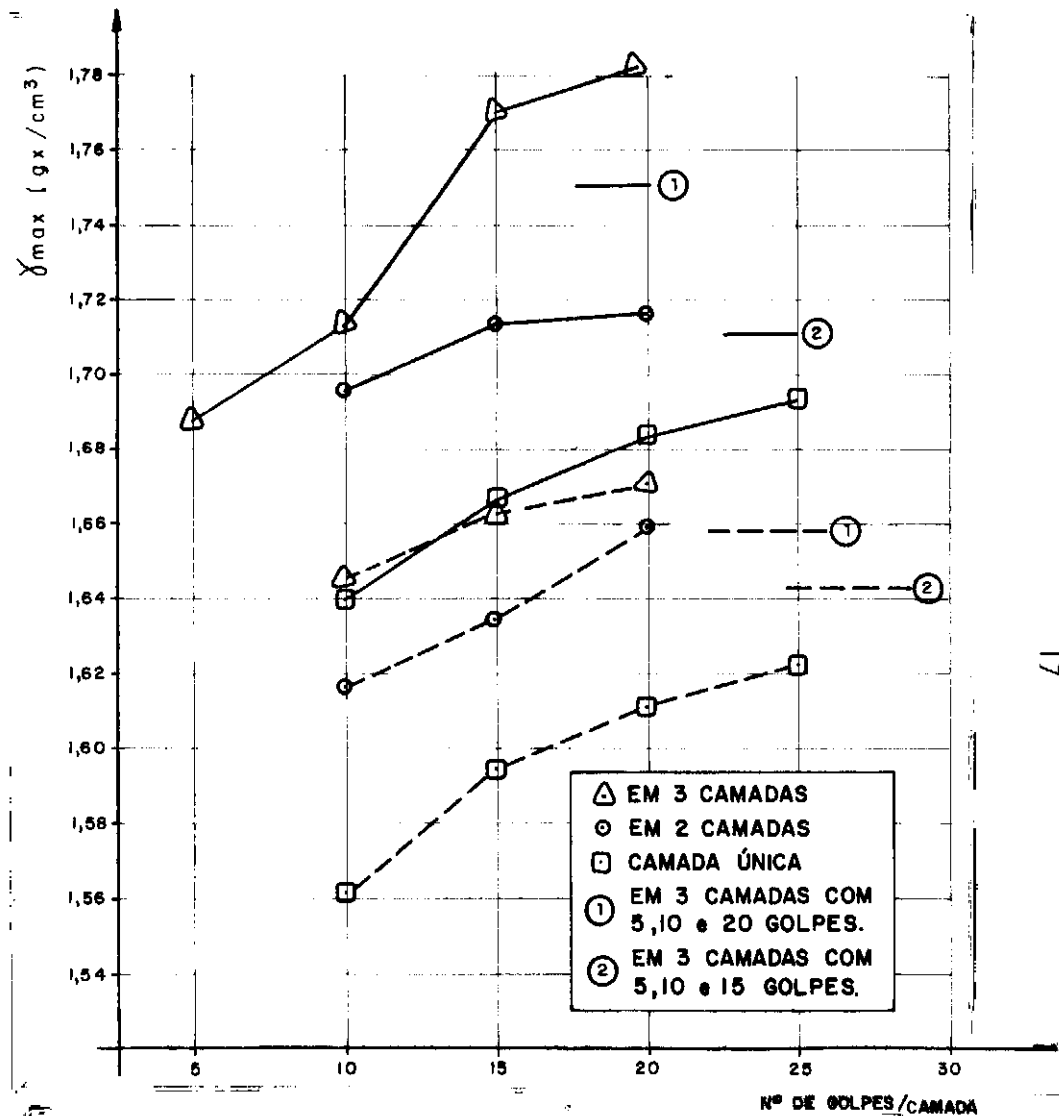


FIG. 6 - DETERMINAÇÃO DE γ_{max} . (COMPACTAÇÃO DINÂMICA UTILIZANDO O EQUIPAMENTO REDUZIDO).

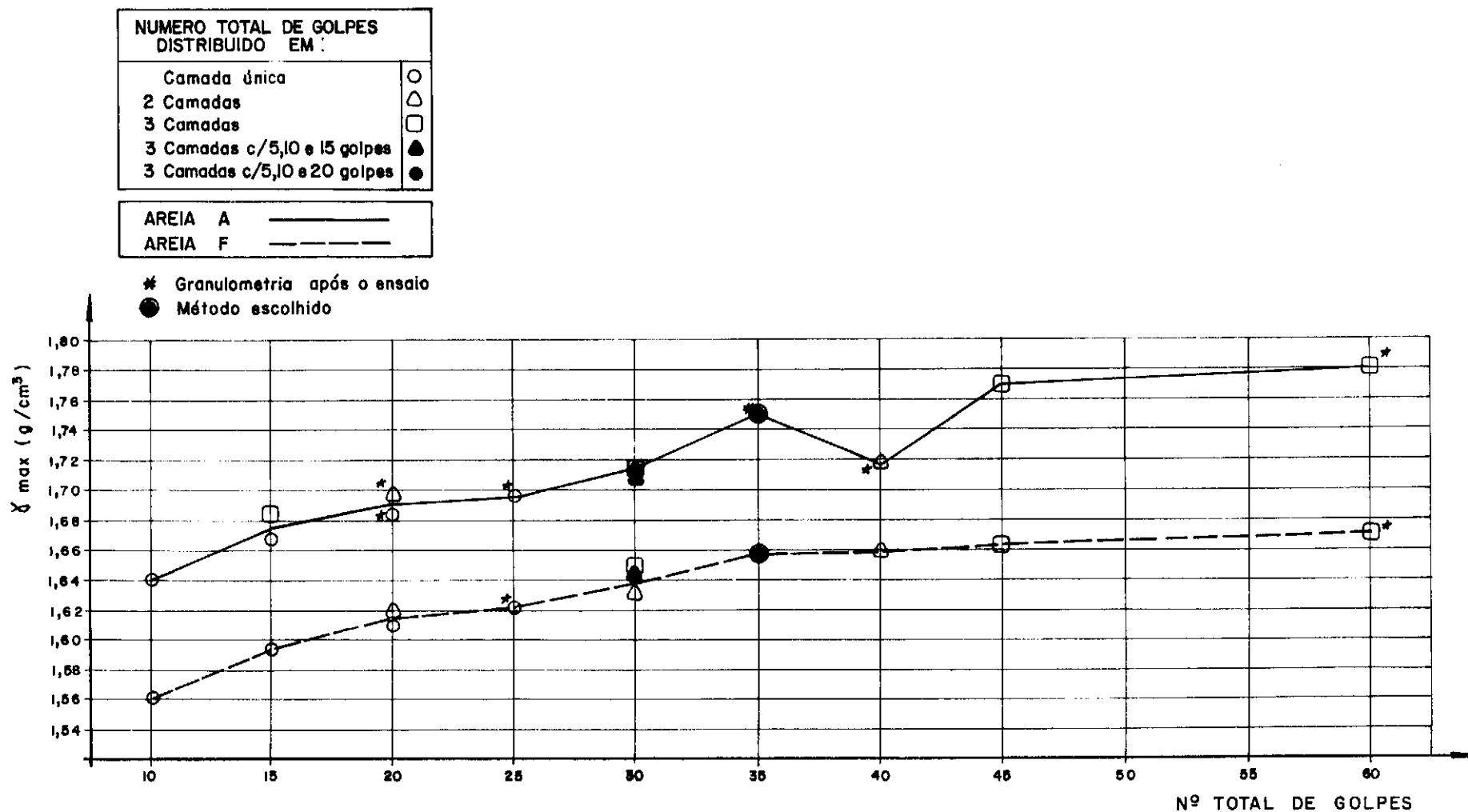


FIG. 7 - DETERMINAÇÃO DE γ_{max} (COMPACTAÇÃO DINÂMICA UTILIZANDO O EQUIPAMENTO REDUZIDO).

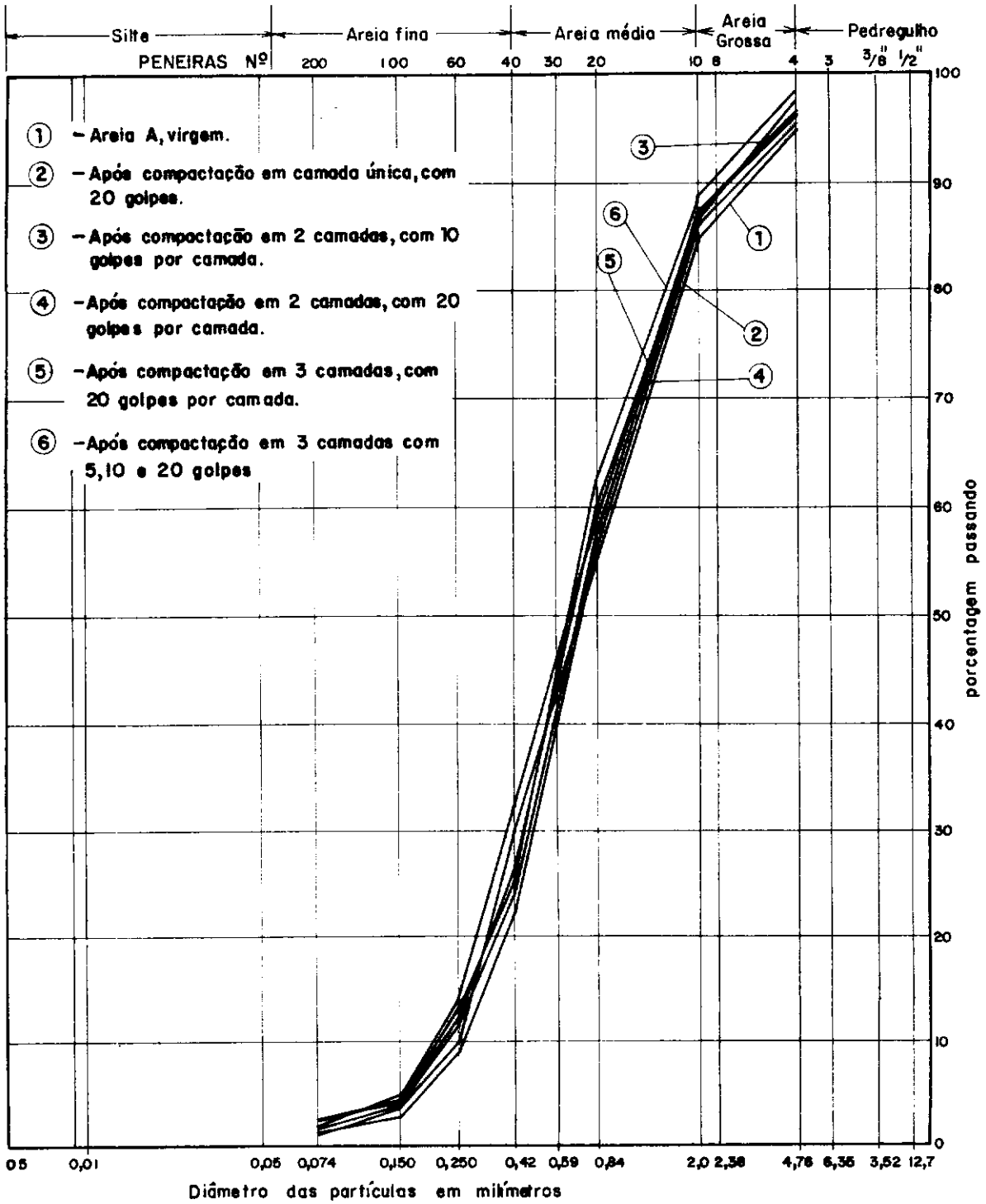
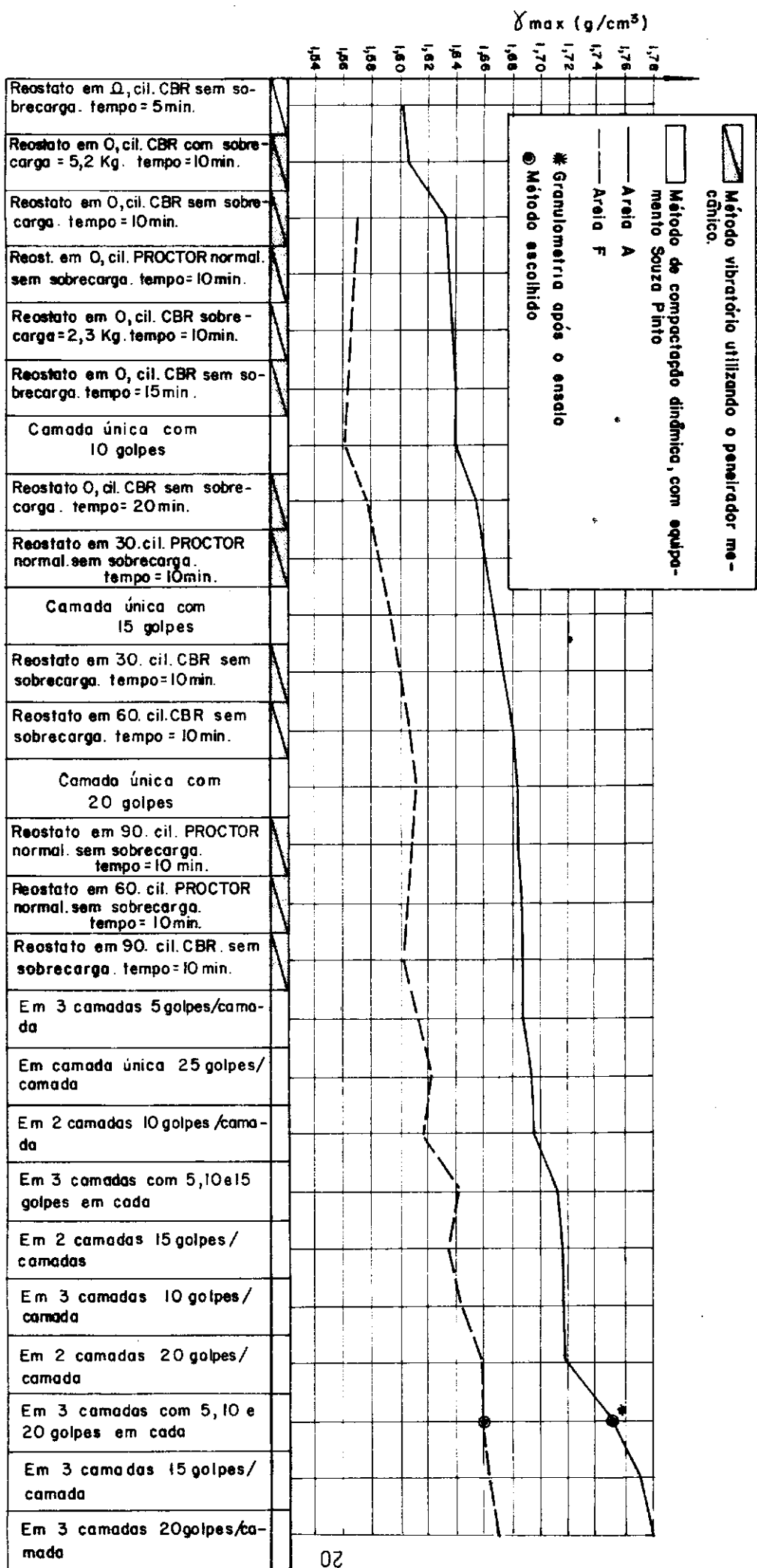


FIG.8 - ANÁLISES GRANULOMÉTRICAS

FIG. 9 - EVOLUÇÃO DE γ_{max} COM OS VÁRIOS PROCEDIMENTOS TESTADOS.



- número de camadas - 3;
- número de golpes: 1.^a camada - 5 golpes;
2.^a camada -10 golpes e
3.^a camada -20 golpes;
- realização de pelo menos 3 ensaios, adotando-se o maior valor obtido.

Com relação à densidade mínima, foram testados dois métodos, o ASTM-D-2049-69 e o proposto por Kolbszewski (1948) e os resultados, como mostra a Fig. 10 nos permitiu optar pela adoção do procedimento proposto por Kolbszewski.

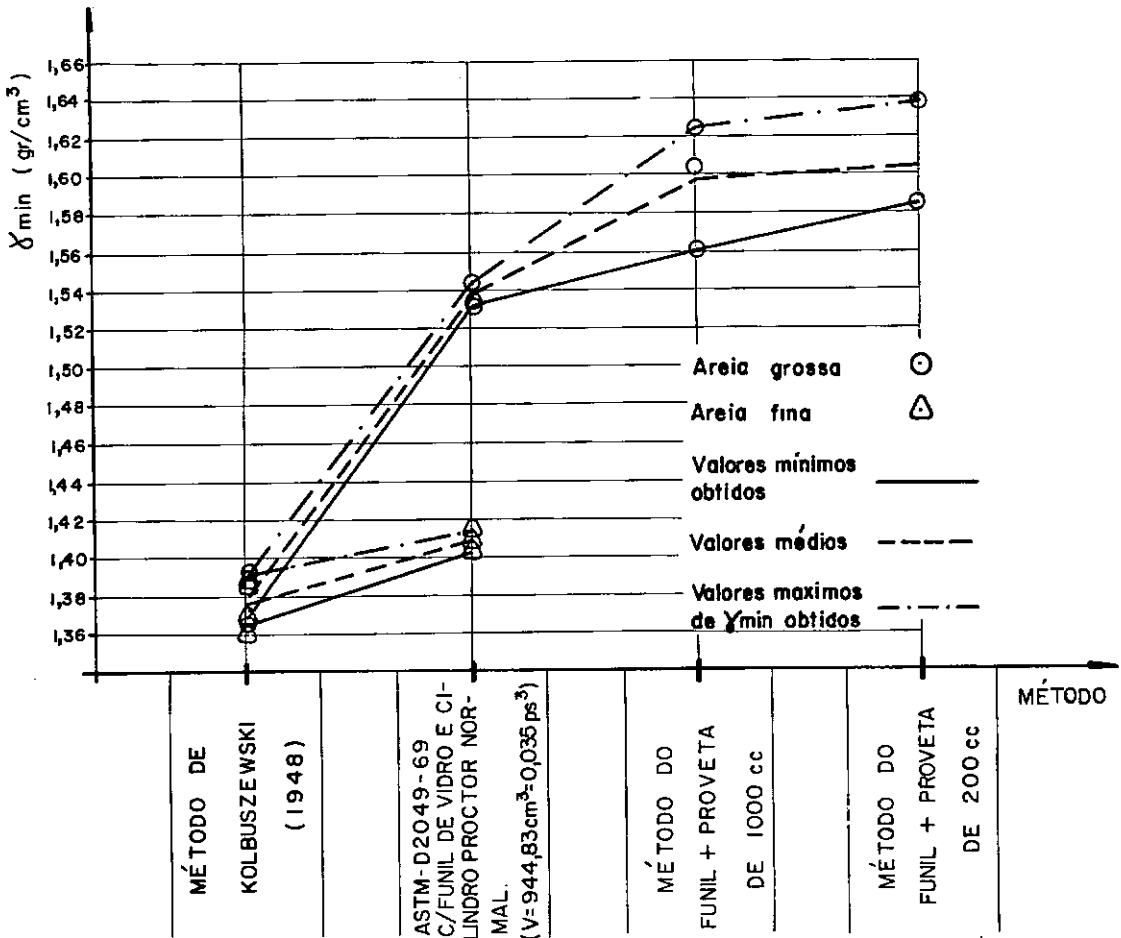


FIG.10 – VERIFICAÇÃO DOS MÉTODOS PARA AVALIAÇÃO DE γ_{min} PARA AREIAS.

V. VERIFICAÇÃO EXPERIMENTAL DOS PROCEDIMENTOS ESCOLHIDOS

Objetivando uma verificação dos procedimentos escolhidos, vários ensaios foram desenvolvidos em laboratório, por 9 operadores diferentes entre laboratoristas, estagiários e mestrandos. Cada operador realizou em média 3 ensaios para cada areia testada e para cada densidade (máxima e mínima).

Uma vez que os procedimentos escolhidos sugerem a realização de pelo menos três ensaios, adotando-se os valores maiores ou menores obtidos, conforme o caso, foram desenvolvidas as seguintes análises sobre os testes realizados pelos operadores:

- Variabilidade - esta foi verificada através da aplicação de tratamento estatístico em dois grupos de resultados para cada caso, o primeiro levando em conta os maiores ou menores valores obtidos por cada operador e o segundo considerando todos os resultados obtidos;
- Reprodutibilidade - para esta verificação considerou-se os valores absolutos das diferenças entre pares de valores combinados por operador, e sobre os mesmos foi aplicado o tratamento estatístico;
- Precisão e Acurácia - nesta verificação foram considerados apenas os valores máximos ou mínimos, obtidos por operador e tomando-se como "valores reais" aqueles obtidos quando da fase de escolha do procedimento.

Os resultados obtidos são sumarizados nos quadros seguintes e na Fig. 11.

Admitindo que numa sequência de ensaios de cisalhamento, o ângulo de atrito residual corresponda a densidade relativa zero, plotou-se as curvas φ_{xe} e $(\varphi_{pico} - \varphi_{residual}) \times e$, Fig. 12, obtendo-se valores para e_{max} compatíveis com aqueles obtidos pelo método de Kolbszewski, 1948.

A R E I A						
G R O S S A				F I N A		
	máximos valores	todos os valores	diferença entre pares de valores	máximos valores	todos os valores	dif.entre pares de valores
média	1,75	1,74	0,02	1,65	1,64	0,01
desvio padrão	0,03	0,02	0,019	0,02	0,02	0,02
máximo	1,79	1,79	0,06	1,67	1,67	0,06
mínimo	1,71	1,68	0	1,63	1,61	0
faixa	0,08	0,11	0,06	0,04	0,06	0,06
coeficiente de variação (%)	1,71	1,15	-	1,21	1,21	-

QUADRO III - VARIABILIDADE E REPRODUTIBILIDADE DO PROCEDIMENTO
ESCOLHIDO PARA DETERMINAÇÃO DA DENSIDADE MÁXIMA

A R E I A						
G R O S S A				F I N A		
	mínimos valores	todos os valores	diferença entre pares de valores	mínimos valores	todos os valores	dif.entre pares de valores
média	1,41	1,44	0,03	1,41	1,42	0,02
desvio padrão	0,03	0,04	0,03	0,02	0,02	0,02
máximo	1,47	1,52	0,12	1,43	1,46	0,07
mínimo	1,38	1,38	0	1,39	1,39	0
faixa	0,09	0,11	0,12	0,04	0,07	0,07
coeficiente de variação (%)	2,13	2,78	-	1,42	1,41	

QUADRO IV - VARIABILIDADE E REPRODUTIBILIDADE DO PROCEDIMENTO
ESCOLHIDO PARA DETERMINAÇÃO DA DENSIDADE MÍNIMA

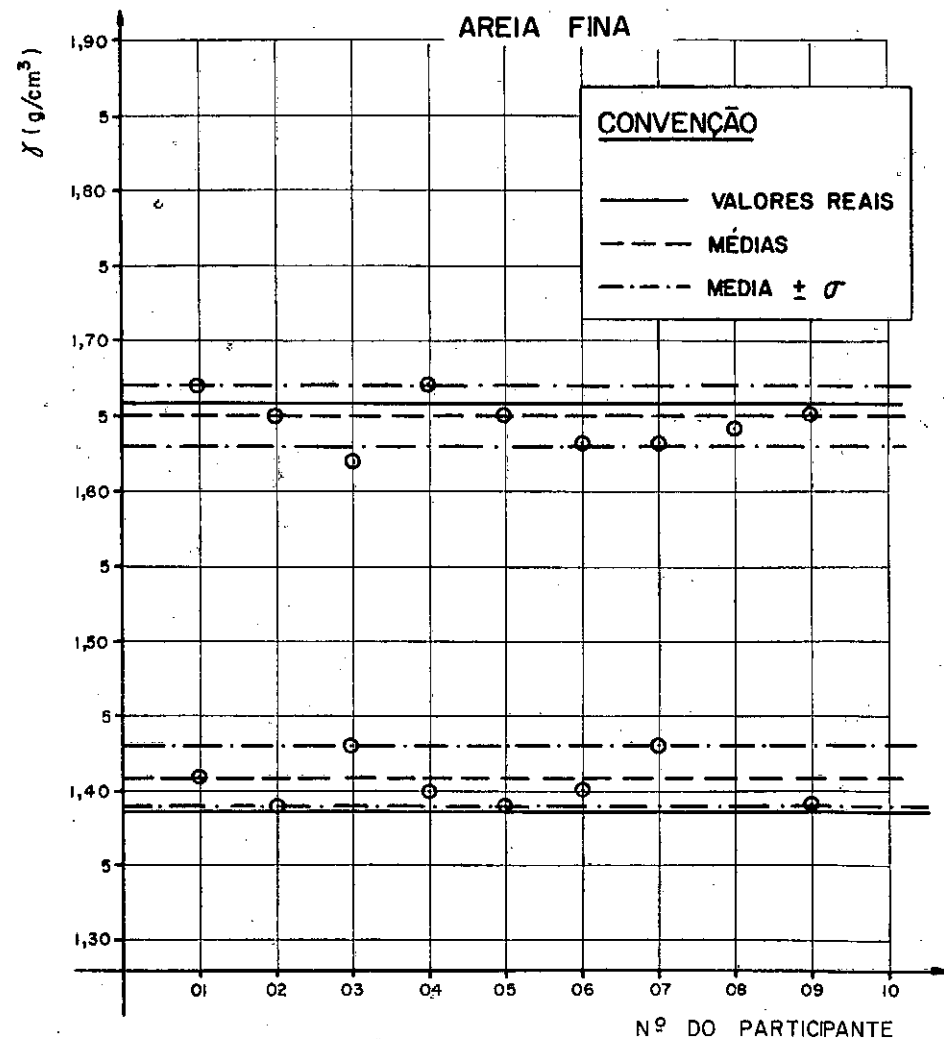
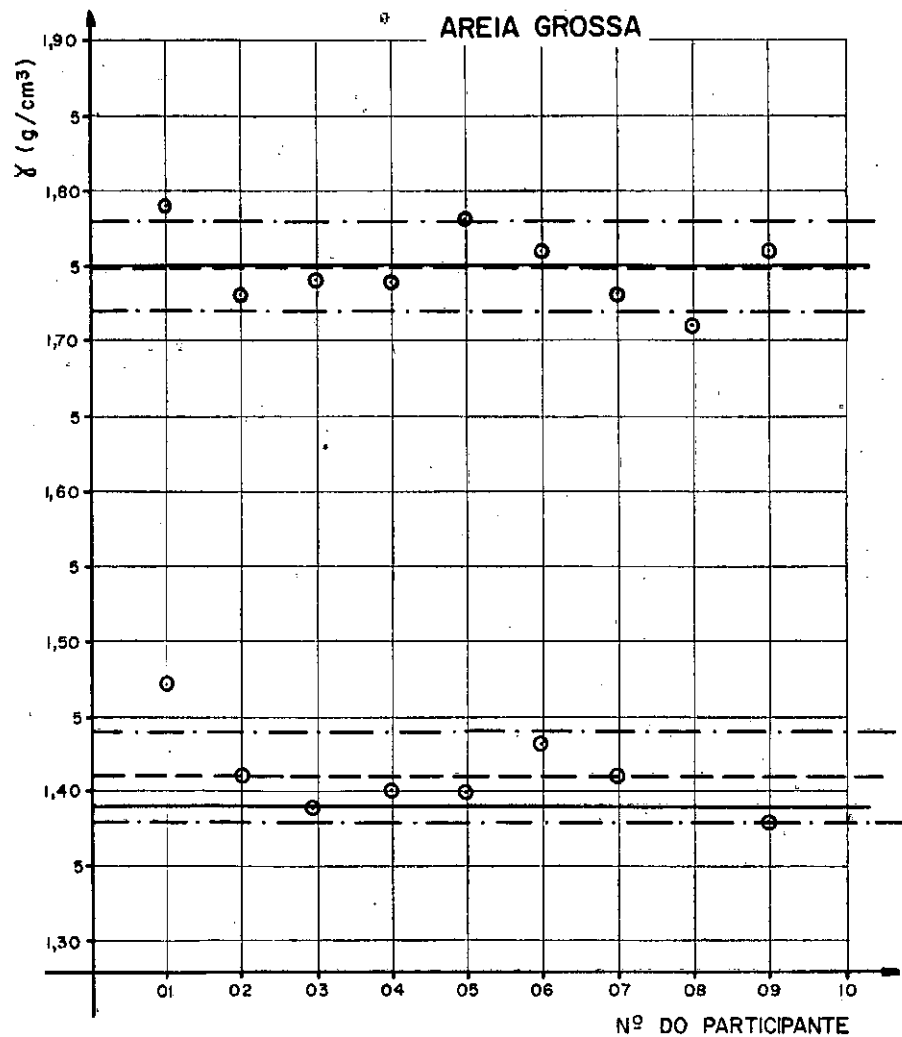
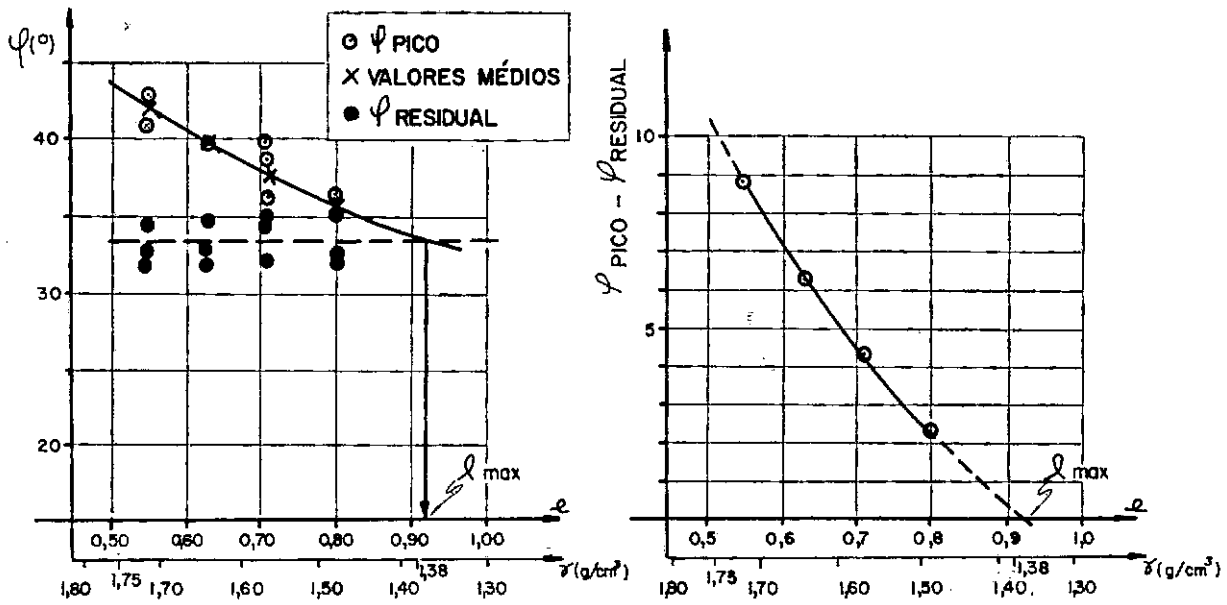


FIG.11 - VERIFICAÇÃO DA PRECISÃO E ACURÁCIA DOS PROCEDIMENTOS ADOPTADOS PARA DETERMINAÇÃO DE γ_{max} e γ_{min} .

AREIA GROSSA



AREIA FINA

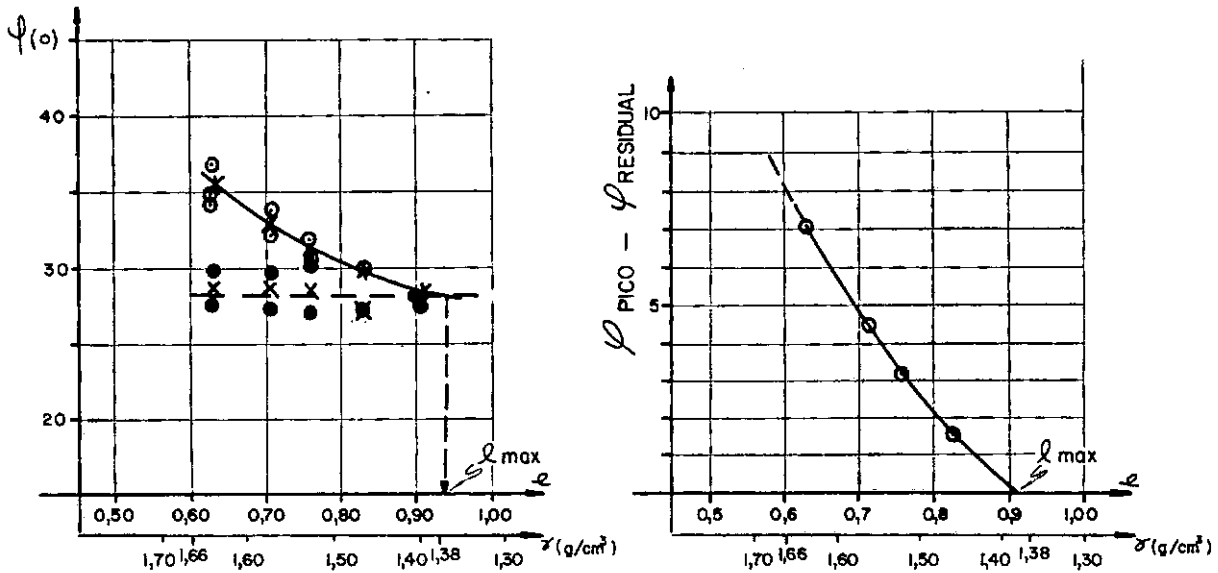


FIG. 12 - DETERMINAÇÃO DE $\ell \text{ max}$. A PARTIR DO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO.

VI. CONCLUSÕES

Os procedimentos adotados apresentaram alguns aspectos interessantes:

- conduziram a densidades não excessivamente altas, compatíveis com as faixas usuais na prática;
- a alteração das características das areias (quebra de grãos) não chegou a ser significativa;
- com relação a variabilidade e reprodutibilidade, os resultados obtidos apresentaram-se melhores que aqueles reportados por Pettibone e Hardin (1964);
- os termos densidades máximas e mínimas não parecem coerentes, pois que, fatalmente, as máximas seriam obtidas com alterações das características das areias, e em faixas não condizentes com as usuais na prática;
- tendo em vista que é encontrado com frequência na Literatura Técnica referências a densidades relativas maiores que 100%, parece ser mais lógico a adoção de termos como densidades de referência (superior e inferior) para cálculo de densidades relativas das areias;
- com base nos resultados obtidos, e considerando a simplicidade do equipamento envolvido, no Anexo 3 é apresentada uma Proposta de Normalização dos Procedimentos para Determinação das Densidades Máximas e Mínimas das Areias.

SEGUNDA PARTE

***RESISTÊNCIA AO CISALHA -
MENTO DAS AREIAS***

SEGUNDA PARTERESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DAS AREIAS

I. GENERALIDADES

I.1 INTRODUÇÃO

Nos capítulos subseqüentes é pesquisada a influência da distribuição granulométrica, na resistência ao cisalhamento das areias, determinada no ensaio de cisalhamento direto.

Dois aspectos são abordados especificamente:

- influência da granulometria das areias no comportamento σ x τ , buscando, inclusive, a possibilidade de serem formados grupos de areias-tipo em função desse comportamento.
- influência de granulometria na dilatação (variação de volume da amostra durante o ensaio), uma vez que parte do trabalho aplicado ao sistema é consumido por este fenômeno.

I.2 TENSÕES NOS SOLOS

Em um ponto de um plano qualquer, no interior de uma massa de solo, atuam tensões que podem sempre ser decompostas em tensões que atuam ao longo do plano e tensões normais ao plano. As primeiras são denominadas tensões de cisalhamento e as outras tensões normais. Num ponto qualquer, estas tensões variam com o plano considerado.

Entretanto, por qualquer ponto considerado passam três planos, ortogonais, nos quais não ocorrem tensões de cisalhamento. Esses planos são denominados Planos de Tensões Principais, e, conseqüentemente, em função dos Valores das Tensões Normais, tem-se:

- Tensão Principal maior σ_1
- Tensão Principal intermediária σ_2
- Tensão Principal menor σ_3

Geralmente é considerado o Estado Plano de Tensões, no qual despreza-se o efeito da Tensão Principal Intermediária.

No estado plano de tensões, se as tensões principais em um ponto, e os respectivos planos, são conhecidos, pode-se determinar as tensões normais e cisalhantes em qualquer plano que contenha este ponto, através da decomposição das forças resultantes das tensões principais nas direções normal e tangencial ao plano considerado, como é mostrado na Figura 13.

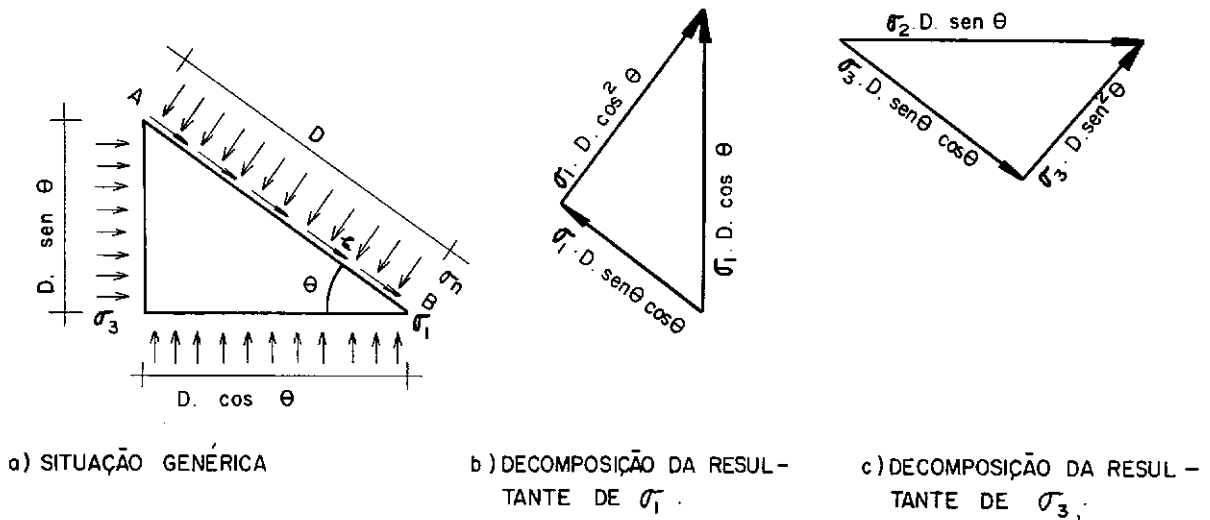


FIG. 13 - TENSÕES EM UM PLANO QUALQUER.

Tem-se então:

Força normal ao plano A-B

$$D \cdot \sigma_n = \sigma_1 \cdot D \cdot \cos^2 \theta + \sigma_3 \cdot D \cdot \sin^2 \theta \quad (1)$$

Força cisalhante no plano A-B

$$\tau \cdot D = \sigma_1 \cdot D \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta + \sigma_3 \cdot D \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \quad (2)$$

o que após desenvolvido obtém-se:

$$\sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \cos 2 \theta \quad (3)$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \sin 2 \theta \quad (4)$$

Num sistema de coordenadas, em que as abscissas são as tensões normais e as ordenadas as tensões cisalhantes, as equações 3 e 4 definem um

círculo, conhecido como Círculo de Mohr, cujo centro está no eixo das abscissas e intercepta o mesmo eixo em σ_1 e σ_3 .

As tensões normais e cisalhantes num plano qualquer, que forme um ângulo θ com o plano principal maior, são no Círculo de Mohr, respectivamente, a abscissa e a ordenada da interseção do círculo com a reta que passa pelo centro e forma um ângulo igual a 2θ com o eixo das abscissas, como mostra a Figura 14.

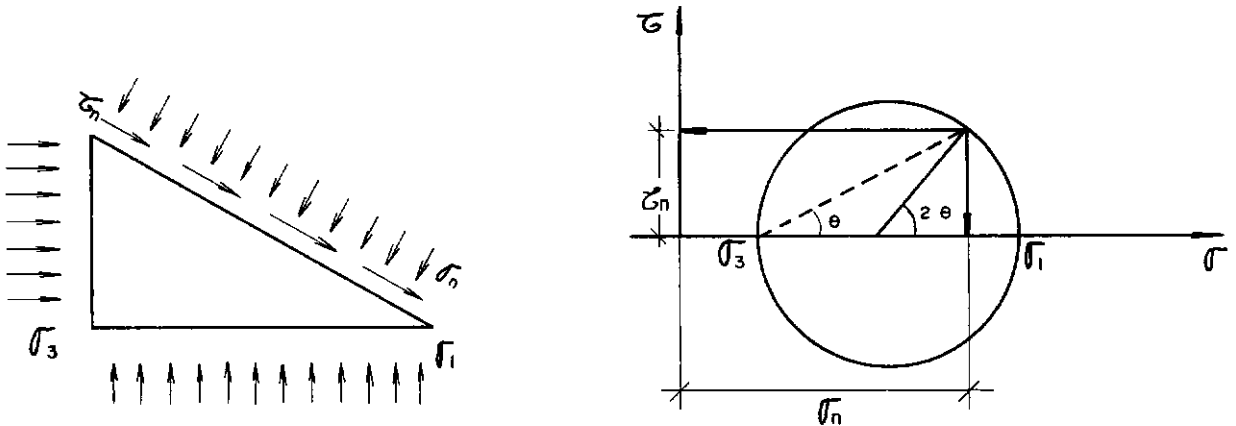


FIG. 14 - CÍRCULO DE MOHR

Como os solos são constituídos por partículas sólidas, água e ar, as tensões no seu interior são transmitidas pelas 3 fases, dependendo das proporções entre elas. No caso dos solos saturados, os dois agentes fundamentais são as partículas sólidas e água, sendo válido os conceitos seguintes:

- Tensão neutra (μ) - é a pressão hidrostática que atua nos vazios do solo, e é constante em um mesmo ponto, qualquer que seja o plano considerado.
- Tensão efetiva (σ' ou $\bar{\sigma}$) - é a tensão resistida pela estrutura sólida do solo, e é transmitida através dos contatos entre os grãos sólidos.
- Tensão total (σ) - é a tensão total que atua em um ponto da massa de solo, numa determinada direção. -

Um dos princípios fundamentais da Mecânica dos Solos é o Princípio das Tensões Efetivas, introduzido por Terzaghi, (1948), e que postula, para os solos saturados, que a tensão efetiva é igual a diferença entre a tensão total e a tensão neutra.

$$\sigma' = \sigma - \mu \quad (5)$$

Com base nesse princípio, observa-se que:

- o Círculo de Mohr das tensões efetivas, em um ponto qualquer, situa-se deslocado em relação ao círculo das tensões totais, de um valor igual a tensão neutra no ponto considerado. Este deslocamento poderá ocorrer para a esquerda ou para a direita, uma vez que as tensões neutras poderão ser positivas ou negativas.
- as tensões cisalhantes em um ponto, qualquer que seja o plano considerado, dependem apenas das tensões efetivas, uma vez que a água não transmite tensões cisalhantes.

1.3 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS

A resistência ao cisalhamento de uma massa de solo é a máxima tensão de cisalhamento que a massa pode suportar sem que ocorra a ruptura, ou a tensão de cisalhamento no solo no plano de ruptura, no momento em que esta ocorre.

Essa resistência é devida a duas parcelas, coesão e atrito, que dependendo da natureza do solo e das condições de sollicitação, podem manifestar-se isoladamente ou em conjunto.

Atrito - analogamente ao problema do deslizamento de um sólido em uma superfície plana horizontal, teremos, para um plano qualquer no interior do solo:

τ_a - parcela de resistência ao cisalhamento devido ao atrito
 σ_n - tensão normal máxima admissível no plano considerado
 φ - ângulo de atrito interno do solo.

$$\tau_a = \sigma_n \cdot \tan \varphi \quad (6)$$

Coesão (C) - esta parcela da resistência independe do estado de tensões e é própria da natureza do solo, sendo devida a atração elétrica ou eletroquímica e a cimentação de partículas.

Há que se considerar ainda a coesão aparente, que manifesta-se graças a tensão capilar da água em solos úmidos não saturados, e que deixa de existir ao secar-se ou saturar-se o solo.

De um modo geral tem-se, para a resistência ao cisalhamento dos solos,

$$\tau = c + f(\sigma) \quad (7)$$

Para as areias secas, $C = 0$, tem-se,

$$\tau = f(\sigma) \quad (8)$$

I.4 CRITÉRIO DE RUPTURA DE MOHR - COULOMB

Entre os critérios de ruptura existentes, o critério de Mohr - Coulomb é o mais utilizado e atende as necessidades da engenharia como um indicador da resistência do solo.

Segundo o critério de Mohr-Coulomb, a ruptura no interior de uma massa de solo não é causada por valores extremos de tensões normais ou cisalhantes no plano de ruptura, mas sim por uma combinação crítica de ambas.

A curva que traduz as combinações críticas de tensões normais e cisalhantes é denominada Envoltória de Mohr na Ruptura, e, apesar de curva, é associada a uma reta (Harr, 1966), e a função (8) toma a forma mais usual.

$$\tau = c + \sigma_n \cdot \tan \phi \quad (9)$$

A interseção da Envoltória de Mohr com o eixo das ordenadas determina a coesão do solo e sua inclinação o ângulo de atrito interno.

A figura seguinte ilustra, de forma simplificada, o critério de Ruptura de Mohr - Coulomb.

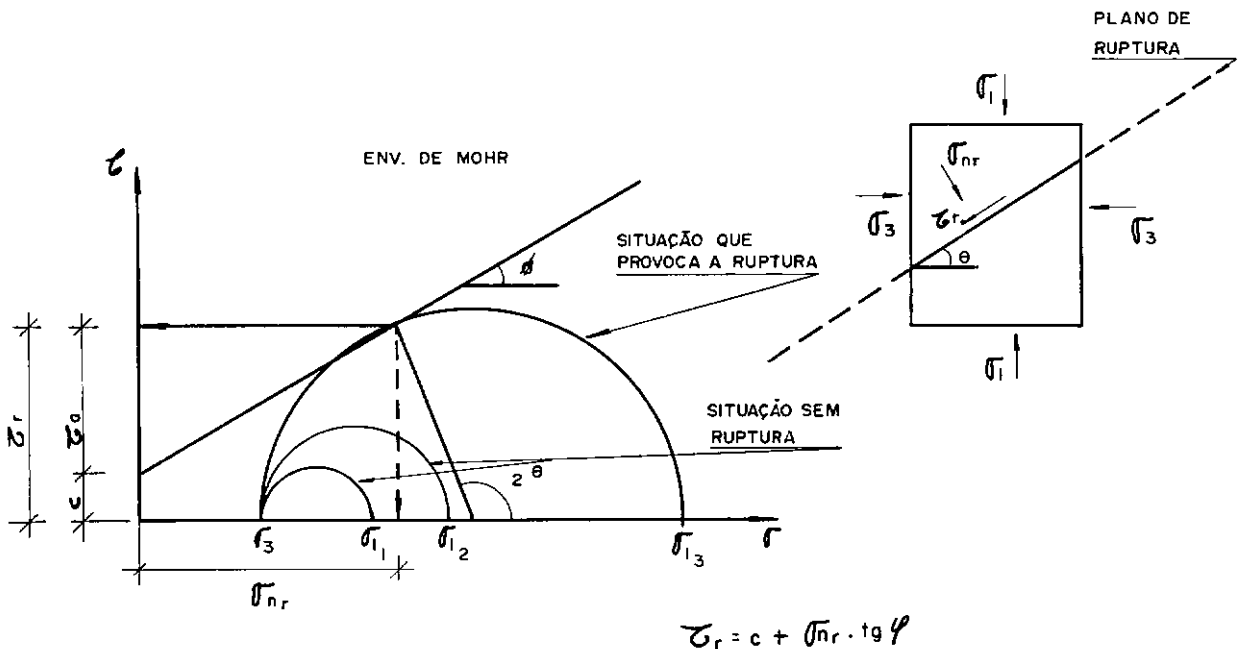


FIG. 15 - CRITÉRIO DE RUPTURA DE MOHR - COULOMB.

I.5 DETERMINAÇÃO EM LABORATÓRIO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS

O principal objetivo perseguido na determinação da resistência ao cisalhamento é a obtenção da envoltória na ruptura, que corresponde a relação $\tau \times \sigma$ na ruptura. Os testes de laboratório mais utilizados são o ensaio de cisalhamento direto e o ensaio triaxial.

Ensaio de Cisalhamento Direto

Neste ensaio o solo é acondicionado numa caixa de cisalhamento, que é constituída de duas partes e dotada de pedras porosas para permitir a drenagem da amostra.

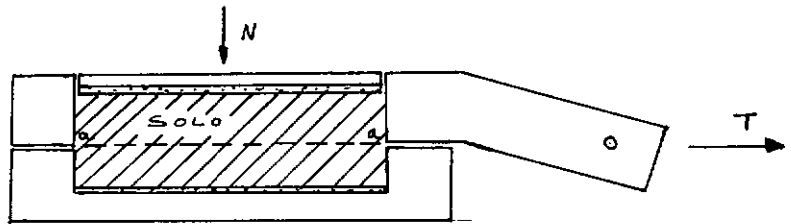


FIG. 16 - ESQUEMA DO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Durante o ensaio é aplicada a força normal na amostra e em seguida uma força horizontal T , crescente, numa das metades da caixa, de forma a produzir o deslocamento de uma metade em relação a outra, determinando então o plano potencial de ruptura da amostra, ao longo de a-a, na figura acima. A resistência oferecida pelo solo a esse deslocamento é a sua resistência ao cisalhamento para a força normal aplicada.

O resultado do ensaio é registrado graficamente pela variação da tensão de cisalhamento (τ) e a variação da altura da amostra, ambas plotadas em função da deformação, como é mostrado na Fig.17.

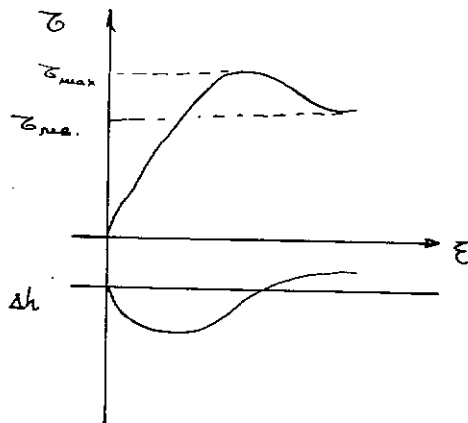


FIG. 17 - REGISTRO TÍPICO DE ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Geralmente considera-se a resistência ao cisalhamento na ruptura, correspondente a máxima tensão cisalhante resistida pelo corpo de prova. Porém em muitos casos a resistência a ser considerada depende de valores admissíveis para a deformação, podendo inclusive vir a ser considerada a resistência residual.

Para obtenção da envoltória de resistência na ruptura, realiza-se uma série de ensaios, com valores de N diferentes. Os pares de valores tensões normais e tensões cisalhantes máximas, de cada ensaio, determinam pontos de envoltória.

O ensaio de cisalhamento direto é dos mais simples e pelo fato de não permitir a determinação de tensões neutras durante o ensaio, é utilizado mais frequentemente para as areias.

Ensaio Triaxial

O ensaio triaxial é o mais versátil ensaio para determinação da resistência ao cisalhamento, e graças a sua aparelhagem mais sofisticada não cria um plano potencial de ruptura, propiciando que esta ocorra ao longo do plano natural de fraqueza da amostra em função das tensões principais aplicadas.

O ensaio pode ainda ser realizado com medidas das tensões neutras desenvolvidas, com ou sem drenagem, etc.

Os tipos mais comuns de ensaios triaxiais são:

Ensaio CD - adensado-drenado ou ensaio lento

Ensaio $c\mu$ - adensado sem drenagem ou ensaio rápido. Quando é medida a pressão neutra durante o ensaio a denominação passa a ser $\bar{c}\mu$.

Ensaio $\mu\mu$ - não adensado e não drenado é quando as tensões neutras são medidas a denominação é $\bar{\mu}\mu$.

O Ensaio Triaxial é mais utilizado em materiais argilosos, de baixa permeabilidade, sendo pouco utilizado, entre nós para solos arenosos, salvo em casos especiais.

II. CARACTERÍSTICAS DAS AMOSTRAS ESTUDADAS

II.1 ENSAIOS REALIZADOS

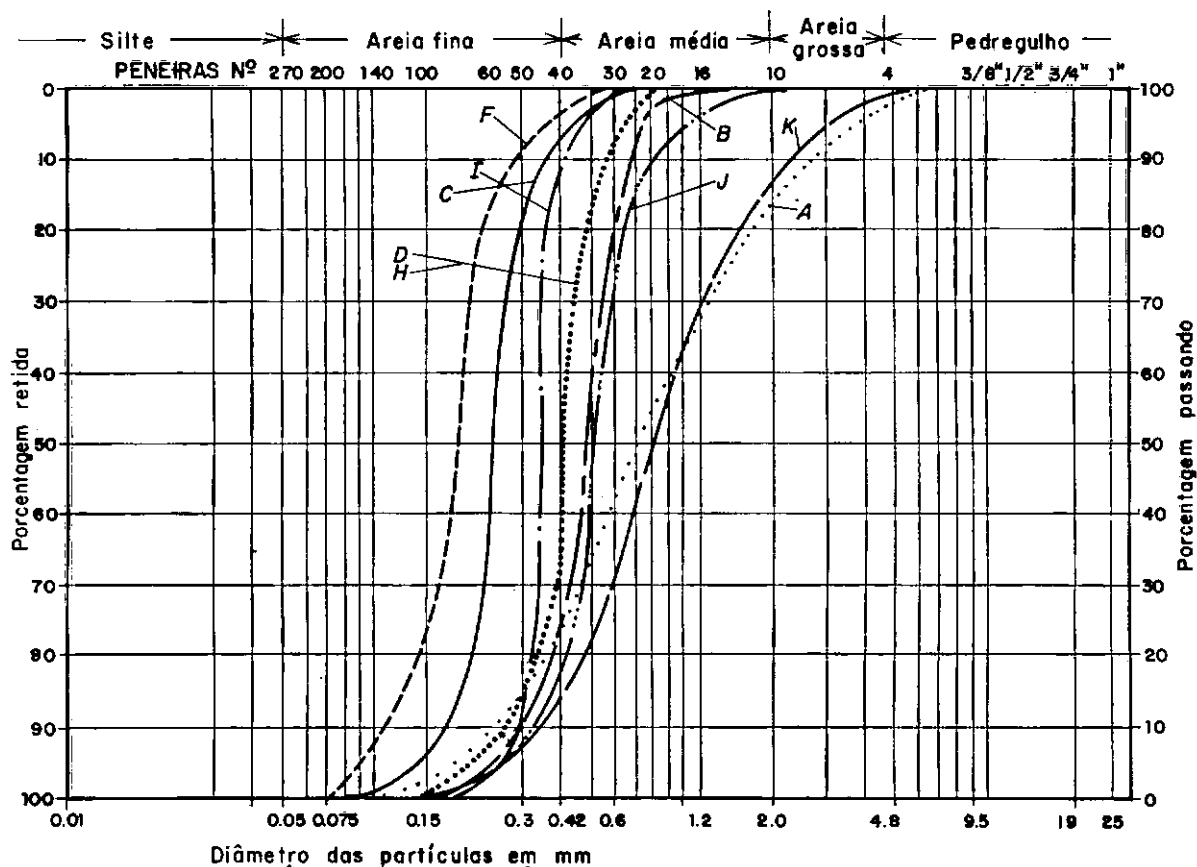
Foram coletadas amostras de nove areias, de origens diferentes, que foram submetidas aos seguintes ensaios de caracterização:

- análise granulométrica;
- determinação do peso específico dos grãos; e
- determinação das densidades máximas e mínimas

Foram seguidos os procedimentos de ensaios preconizados por Lambe, 1951, com exceção da determinação das densidades máximas e mínimas, quando foram adotados os procedimentos escolhidos na primeira parte do presente trabalho.

II.2 RESUMO

A Fig. 18 e o quadro V, apresentados a seguir, resumem as características das areias estudadas.



AREIA	CLASSIFICAÇÃO VISUAL	DENSIDADES (g/cm ³)			VAZIOS		GRANULOMETRIA				
		γ_g	$\gamma_{s\max}$	$\gamma_{s\min}$	ℓ_{\max}	ℓ_{\min}	d_{10} (mm)	d_{60} (mm)	d_{85} (mm)	d_{50}	Cu
A	Rio Guandu — fina, média e grossa, quartzosa com pouco feldspato e grãos angulosos e irregulares.	2,64	1,75	1,38	0,91	0,51	0,25	1,00	2,20	0,70	4,00
B	Rodovia Rio-Santos — fina a média, quartzosa, com grãos sub-arredondados e sub-angulares.	2,66	1,71	1,43	0,86	0,56	0,30	0,50	0,64	0,50	1,67
C	Metro-Est. Uruguaiana — fina, quartzosa com pouca mica e feldspato e grãos em geral sub-arredondados.	2,64	1,69	1,35	0,96	0,56	0,18	0,26	0,31	0,24	1,44
D	Rodovia Rio-Santos — fina e média, quartzosa com algumas palhetas de mica. Grãos em geral sub-arredondados.	2,66	1,73	1,47	0,81	0,54	0,26	0,43	0,54	0,42	1,65
F	Metro-Est. Uruguaiana — fina, quartzosa, contendo mica e feldspato branco.	2,66	1,66	1,38	0,93	0,60	0,12	0,20	0,27	0,20	1,67
H	Rodovia Rio-Santos — fina e média, quartzosa com pouco feldspato e grãos em geral sub-arredondados e sub-angulares.	2,64	1,72	1,43	0,85	0,53	0,26	0,43	0,54	0,42	1,65
I	Rodovia Rio-Santos — fina, quartzosa contendo feldspato e grãos sub-arredondados.	2,65	1,74	1,49	0,78	0,52	0,30	0,36	0,40	0,32	1,20
J	Rio Guandu — média e fina, quartzosa contendo feldspato e mica e grãos irregulares.	2,64	1,73	1,45	0,82	0,53	0,34	0,55	0,72	0,52	1,62
K	Rio Mage — areia fina, média e grossa, quartzosa com pouco feldspato e mica. Grãos em geral angulosos.	2,63	1,72	1,35	0,95	0,53	0,34	1,00	2,00	0,82	2,94

QUADRO V — CARACTERIZAÇÃO DAS AREIAS ESTUDADAS

III.1 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DAS AREIAS

Nos maciços arenosos em geral, a alta permeabilidade não permite o desenvolvimento de excessos pressões neutras, durante o processo de cisalhamento razão pela qual os ensaios de resistência ao cisalhamento das areias normalmente são drenados.

Comportamentos típicos das areias durante ensaios de cisalhamento são mostrados na figura abaixo.

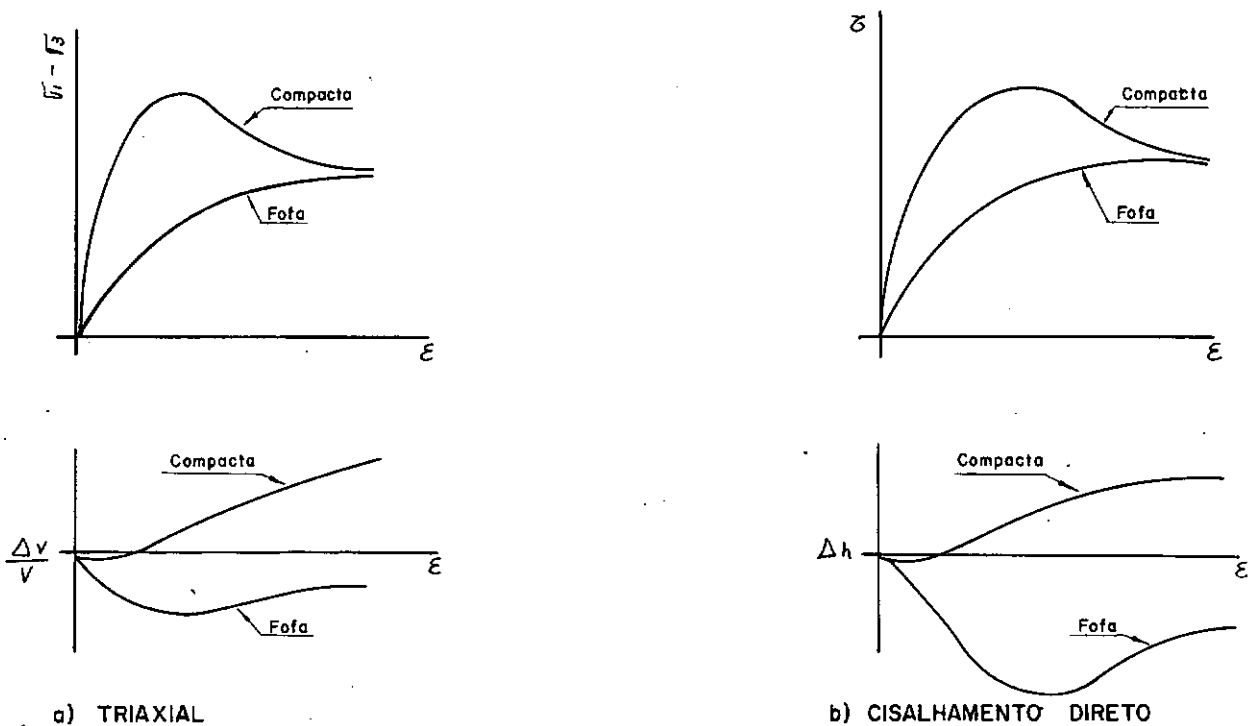


FIG. 19 - ENSAIOS DE CISALHAMENTO

No estado compacto a areia apresenta maior resistência que no estado fofo, pois enquanto a areia fofo oferece resistência devido apenas ao deslizamento, no estado compacto esta resistência é sensivelmente aumentada graças ao maior entrosamento das partículas.

Observa-se ainda que no estado compacto a resistência cresce com a deformação ou deslocamento até atingir um valor máximo - resistência de pico - e a seguir inicia um processo de diminuição, atingindo valores de resistência - resistência residual - compatíveis com aquelas apresentadas pelas areias fofas.

Isto se explica pelo fato de que a dilatação experimentada pelo corpo de prova compacto, durante as deformações ou deslocamentos, ocorre ao longo do plano de ruptura, de tal forma que com o prosseguimento da deformação, após a ruptura, a compacidade nas imediações deste plano se aproxima do estado fofo.

A realização de ensaios de resistência ao cisalhamento em uma mesma areia, evidenciou, segundo Lambe & Whitman (1969), que os ângulos de atrito obtidos nos ensaios de cisalhamento direto são em geral ligeiramente maiores que aqueles obtidos em ensaios triaxiais.

Como o ângulo de atrito das areias depende de seus índices de vazios e como estes índices variam sensivelmente de uma areia para outra, adota-se como parâmetro comparativo entre elas a Densidade Relativa, definida pela relação seguinte:

$$DR = \frac{(\gamma - \gamma_{min.})}{(\gamma_{max.} - \gamma_{min.})} \cdot \frac{\gamma_{max.}}{\gamma} \quad (10)$$

Entre as características das areias que mais influem na resistência do cisalhamento, destacam-se:

Formato dos Grãos

Embora o formato dos grãos de areia seja de difícil determinação, nele estando envolvida sua esfericidade, arredondamento e rugosidade, tem-se verificado (Pinto, 1974) que as areias constituídas de partículas esféricas e arredondadas têm ângulos de atrito sensivelmente menores do que as areias constituídas de grãos angulares.

A maior resistência das areias de grãos angulares é devida ao maior entrosamento entre os grãos. Mesmo no estado fofo ou para grandes deformações, quando a resistência residual está sendo solicitada, as areias com grãos angulares apresentam maior ângulo de atrito interno (Pinto, 1974).

Resistência dos Grãos

Considerando-se que as tensões se transmitem de grão a grão pelas suas bordas é de se esperar que nas areias compactas constituídas de grãos frágeis, estes têm suas bordas moídas durante a ruptura, reduzindo a contribuição do entrosamento dos grãos na resistência ao cisalhamento.

Segundo Pinto, (1974), a fragilidade dos grãos é uma das causas que justificam a curvatura da envoltória de Mohr para as areias compactas, uma vez que a influência da quebra dos grãos cresce com as tensões aplicadas, de tal forma que a curvatura da envoltória é tanto mais acentuada quanto mais compacta é a areia e mais frágeis os seus grãos.

Distribuição Granulométrica e Tamanho dos Grãos

A influências dessas características das areias é tratada no capítulo seguinte.

III.2 VERIFICAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA GRANULOMETRIA DAS AREIAS NA RELAÇÃO ÂNGULO DE ATRITO X DENSIDADE RELATIVA

III.2.1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Reportando-se a trabalho de Alpan, não publicado na época, Sanglerat (1967) evidencia a influência de granulometria, com base em resultados empíricos que, ver Fig. 26, indicam, para uma ampla variedade de areias, ser possível relacionar ângulo de atrito, compacidade e granulometria por uma relação da forma

$$e. \operatorname{tg} \varphi = f(C_u) \quad (11)$$

válida para os índices de vazios compreendidos entre e_{\max} e e_{\min} .

Em 1957, Plantema propõe que a correlação $\varphi \times \bar{\sigma}_a$ depende da distribuição granulométrica da areia considerada, como mostra a Fig. 20, por ele apresentada e que concorda com as afirmações da maioria dos autores, Pinto (1974), no que se refere ao ângulo de atrito ser maior nas areias com granulometrias mais bem distribuídas.

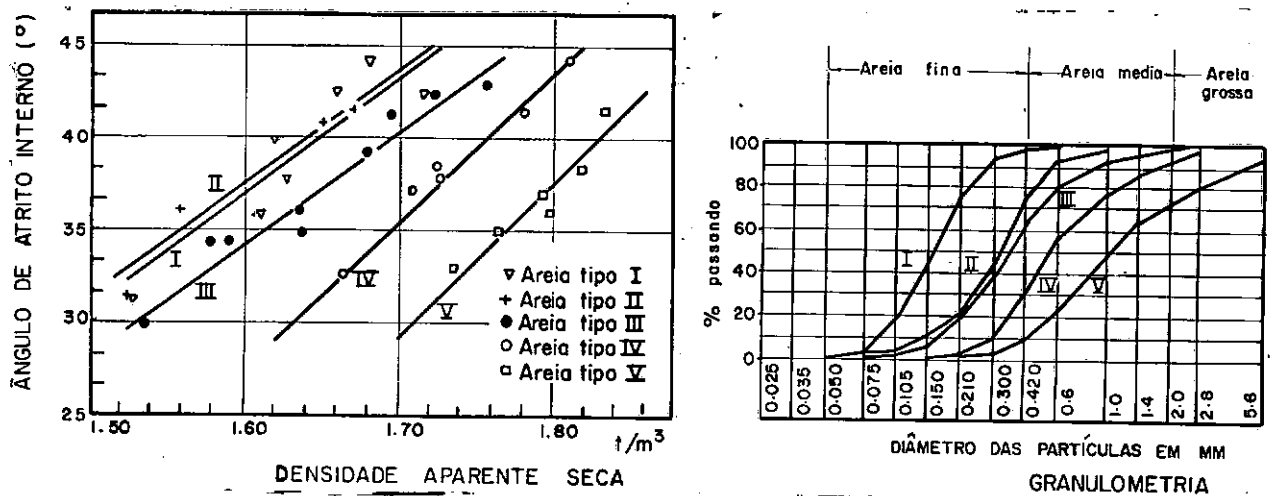


FIG. 20 - INFLUÊNCIA DA GRANULOMETRIA NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DAS AREIAS

Com relação ao tamanho dos grãos, Pinto (1974), reunindo dados apresentados por diversos autores (Figura 26), conclue ter pouca influência na resistência ao cisalhamento das areias, ressaltando entretanto a tendência das areias mais grossas apresentarem-se em geral com compacidades relativas mais elevadas e, em consequência, essas areias apresentam maiores ângulos de atrito interno em seus estados naturais.

Jack W. Hilf (1975), reportando-se a resistência ao cisalhamento das areias e pedregulhos compactados, apresenta em um mesmo gráfico, diversas curvas que resumem os resultados obtidos por diversos pesquisadores na análise do comportamento $\varphi \times DR$, onde se observa, com poucas exceções, que para cada curva apresentada associa-se areia com características granulométricas distintas das demais.

Numa primeira tentativa de universalizar uma relação válida para qualquer areia, Victor de Mello (1971), após tratamento estatístico, conclue que uma relação da forma $\tan \varphi = A/\varepsilon$ pode ser válida, observando entretanto que:

- os resultados obtidos, em termos de média com 95% de limite de confiança são muito extensos;
- a faixa com 95% de limite de confiança para pontos isolados, é absurdamente ampla e;
- os resultados parecem ser válidos para as areias do USBR.

Victor de Mello alerta ainda que para o espalhamento dos dados trabalhados, contribuem diversos fatores, tais como:

- processos de obtenção de ϵ_{\max} e ϵ_{\min} , que é um dos pontos discutíveis;
- confusões correntes quanto a definição da Densidade Relativa;
- os valores dos ângulos de atrito são passíveis de muitas discussões, principalmente quanto a procedimentos e interpretação de ensaios.

III.2.2 COMENTÁRIOS

Dada a importância do ângulo de atrito interno e da densidade relativa das areias na prática da engenharia, tornam-se oportunas e necessárias pesquisas que visem determinar o parâmetro, ou grupo de parâmetros, que governa a relação:

$$\varphi = f(DR) \quad (12)$$

Tentativas, razoavelmente bem sucedidas, foram desenvolvidas por Moreira (1973) no sentido de se estabelecer relações $\varphi = f(DR)$, levando em conta apenas a porcentagem de finos contida nas areias, observando-se porém que em alguns casos areias, de locais diferentes, com as mesmas porcentagem de finos exibiram relações diferentes.

Por outro lado, trabalhando-se os dados apresentados por Plantema (1957), obtem-se para as areias I e IV os resultados mostrados na figura abaixo, na qual observa-se:

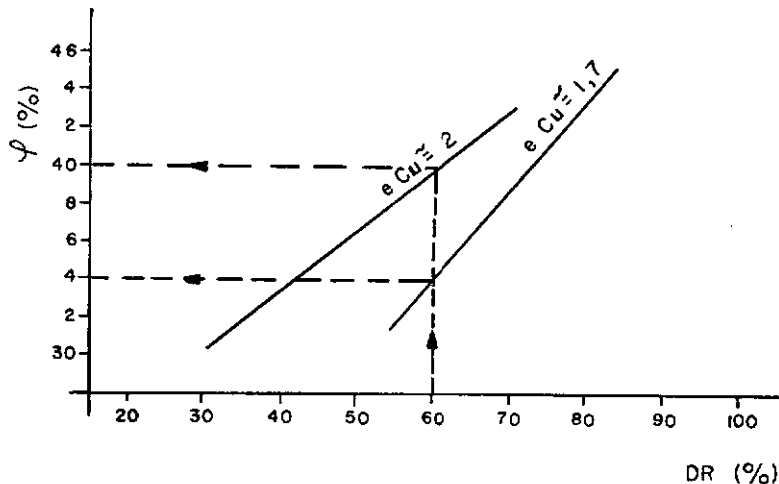


FIG. 21 - VERIFICAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO COEFICIENTE DE UNIFORMIDADE NA RELAÇÃO $\varphi \times DR$

- as duas areias têm coeficientes de uniformidade bem próximos e mostram relações diferentes para $\varphi = f(DR)$;

- para o coeficiente de uniformidade variando de 1,7 para 2 e densidades relativas de 60%, o valor de φ cresce de 34° para 40° , contrariando o âbaco apresentado por Alpan, reportado por Sanglerat (1967), no qual se o coeficiente de uniformidade cresce, para uma mesma densidade relativa, φ decresce.

Das publicações reportadas, associadas aos comentários acima, depreende-se haver grande influência da granulometria na resistência ao cisalhamento das areias e entretanto parece não haver uma relação única $\varphi = f(DR)$, válida para qualquer areia.

III.3 ANÁLISE DOS DADOS OBTIDOS

Os resultados dos ensaios realizados são mostrados nas Figuras 22, 23 e 24 e no quadro VI, apresentados a seguir:

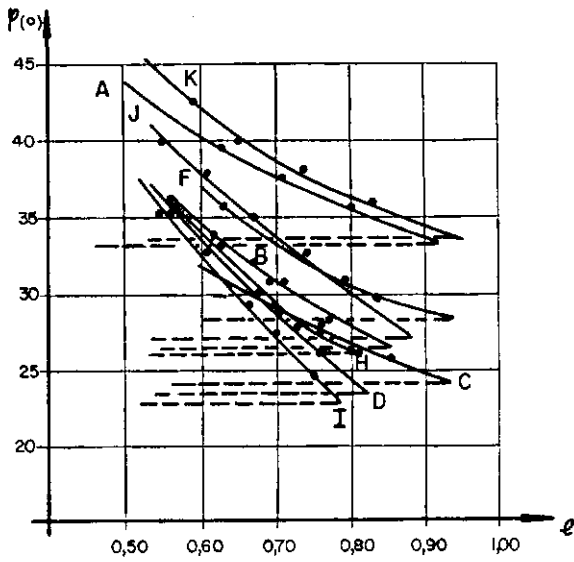


FIG. 22 ÂNGULO DE ATRITO x ÍNDICE DE VAZIOS

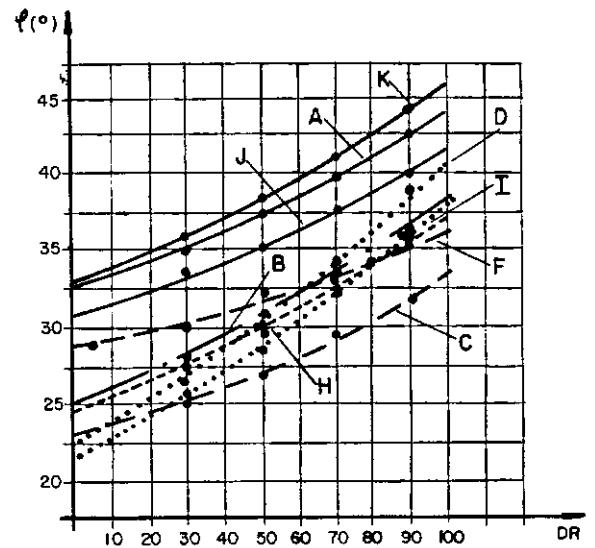


FIG. 23 - ÂNGULO DE ATRITO x DENSIDADE RELATIVA

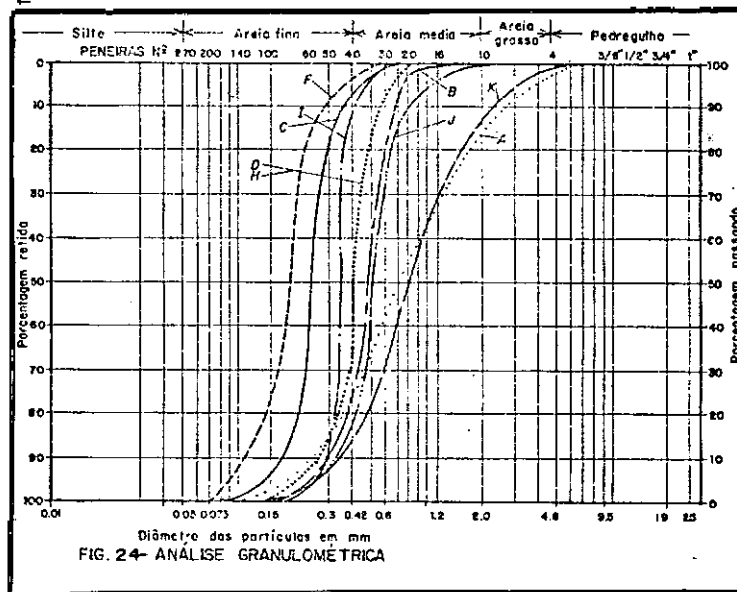


FIG. 24- ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

ÁREA	LOCAL	DENSIDADES (g/cm³)			VAZIOS		GRANULOMETRIA				
		γ _g	γ _s max	γ _s min	λ _s max	λ _s min	d ₁₀ (mm)	d ₃₀ (mm)	d ₆₀ (mm)	d _m	C _u
K	Rio Maya	2,63	1,72	1,35	0,95	0,53	0,34	1,00	2,00	0,82	2,94
A	Rio Guandú	2,64	1,75	1,38	0,91	0,51	0,25	1,00	2,20	0,70	4,00
J	Rio Guandú	2,64	1,73	1,45	0,82	0,53	0,34	0,55	0,72	0,52	1,62
D	Estrada Rio - Santos	2,66	1,73	1,47	0,81	0,54	0,26	0,43	0,54	0,42	1,65
B	Rodovia Rio - Santos	2,66	1,71	1,43	0,86	0,56	0,30	0,50	0,64	0,50	1,67
F	Metrô - Rio - Est. Uruguaiana	2,66	1,66	1,38	0,93	0,60	0,12	0,20	0,27	0,20	1,67
H	Estrada Rio - Santos	2,64	1,72	1,43	0,85	0,55	0,26	0,43	0,54	0,42	1,65
I	Estrada Rio - Santos	2,55	1,74	1,49	0,78	0,52	0,30	0,36	0,40	0,32	1,20
C	Metrô - Est. Uruguaiana	2,64	1,69	1,25	0,96	0,56	0,18	0,26	0,31	0,24	1,49

QUADRO VI - CARACTERÍSTICAS DAS AREIAS ESTUDADAS

III.3.1

DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA

Associando-se as Figuras 22, 23 e 24, nota-se que as areias com granulometrias mais bem distribuídas tendem a apresentar ângulos de atrito maiores, como também que a resistência ao cisalhamento é maior nas areias grossas, observações estas que concordam com a maioria dos autores (Pinto, 1974 e Plantema, 1957).

III.3.2

TAMANHO DOS GRÃOS

A análise do Quadro VI e das figuras 22 e 23, evidencia a influência do tamanho dos grãos, notando entretanto que, entre os vários diâmetros usualmente referidos (d_{60} , d_{50} , d_{85} , etc.), o diâmetro médio das partículas é que apresentou maior evidência de sua influência na resistência ao cisalhamento das areias, uma vez que esta parece crescer com D_m , ao menos nos resultados obtidos e para a faixa de diâmetros médios trabalhada.

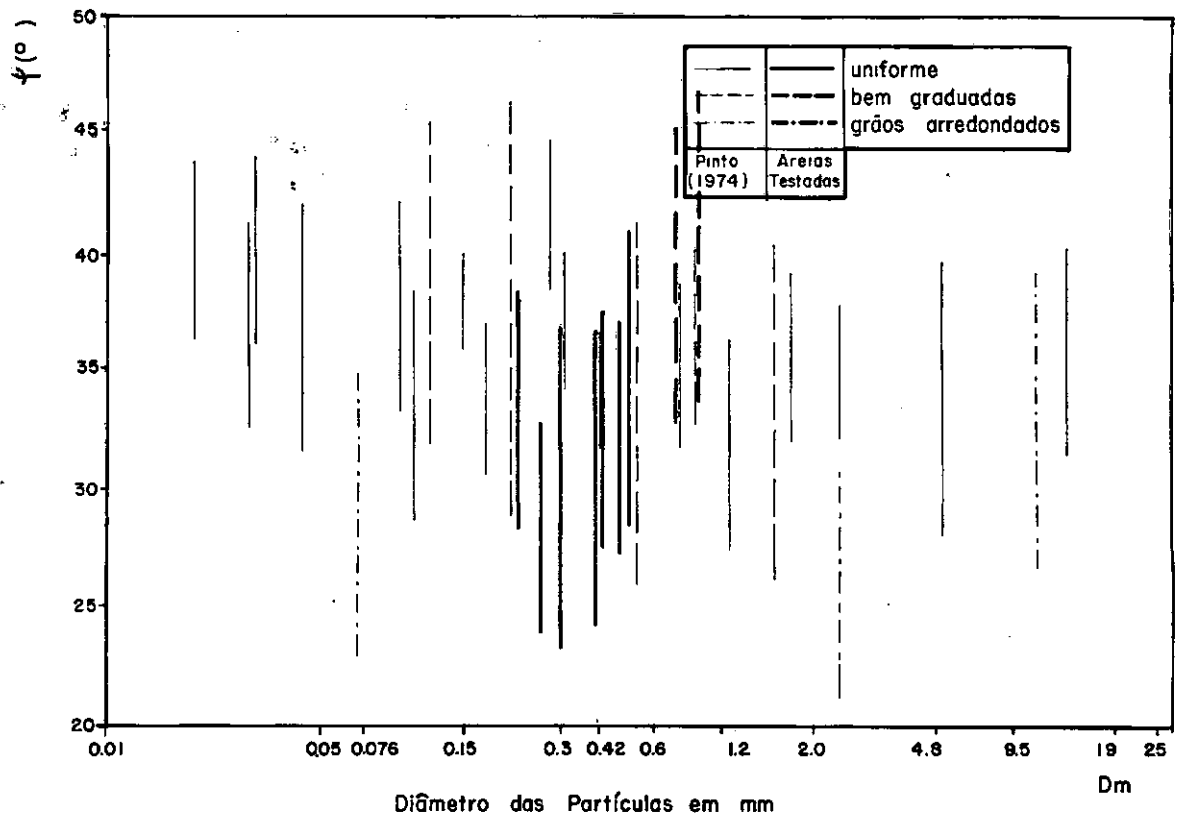


FIG. 25 - VARIAÇÃO DE ϕ NAS AREIAS EM FUNÇÃO DO DIÂMETRO MÉDIO.

Com base nos resultados obtidos não parece haver influência marcante do coeficiente de uniformidade na resistência ao cisalhamento das areias.

Na Figura 20 é plotada a relação $\tan \varphi \times$ Índice de vazios, levando em conta o coeficiente de uniformidade das areias, observando-se que os resultados obtidos contrariam aqueles apresentados por Alpan (referido por Sanglerat, 1967).

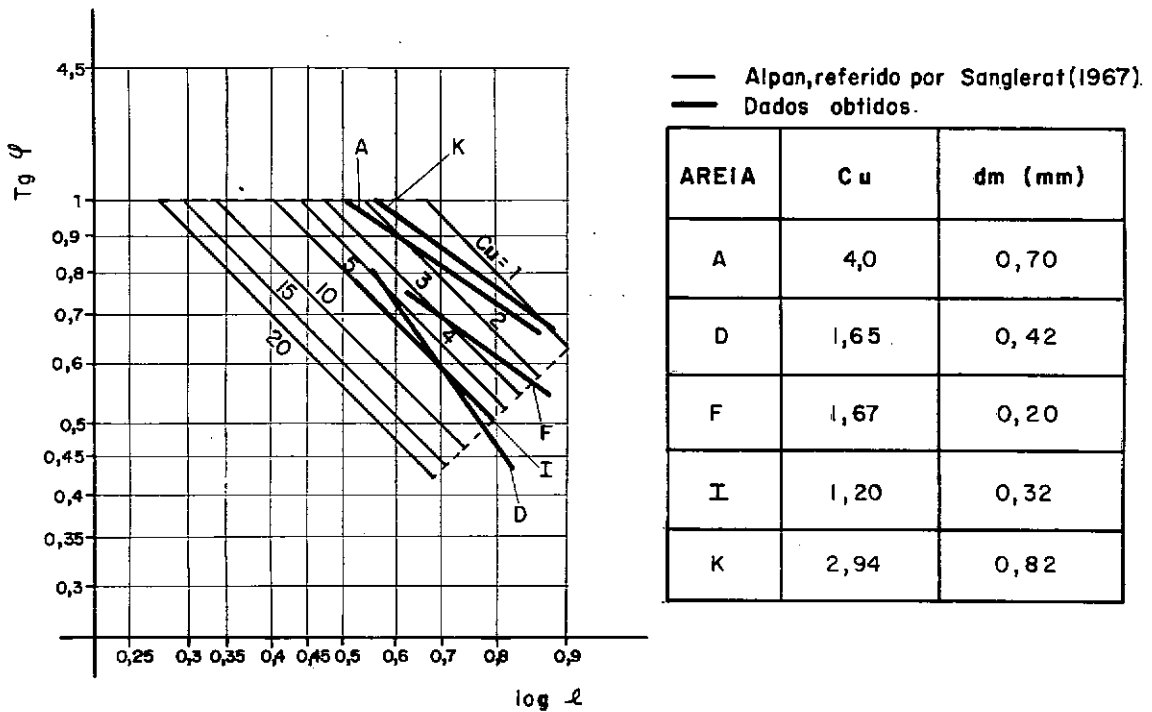


FIG. 26 - VERIFICAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO COEFICIENTE DE UNIFORMIDADE DAS AREIAS NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

III.4

COMPORTAMENTO ÂNGULO DE ATRITO INTERNO X DENSIDADE RELATIVA

Em função dos ensaios realizados sobre as areias estudadas, Fig. 23, parece não haver uma relação única φ X D.R., válida para qualquer areia.

A exemplo do enfoque dado por Cornforth, 1973, para a resistência ao cisalhamento das areias, obtida nos ensaios Triaxiais e de Deformação Plana, e que culminou com as curvas apresentadas na Fig. 27, que, segundo o autor, são válidas para ampla gama de areias, procurou-se analisar o comportamento das areias no ensaio de Cisalhamento Direto verificando-se as relações $[(\tau/\sigma) \text{ pico} / (\tau/\sigma) \text{ residual}]$ X Densidade Relativa.

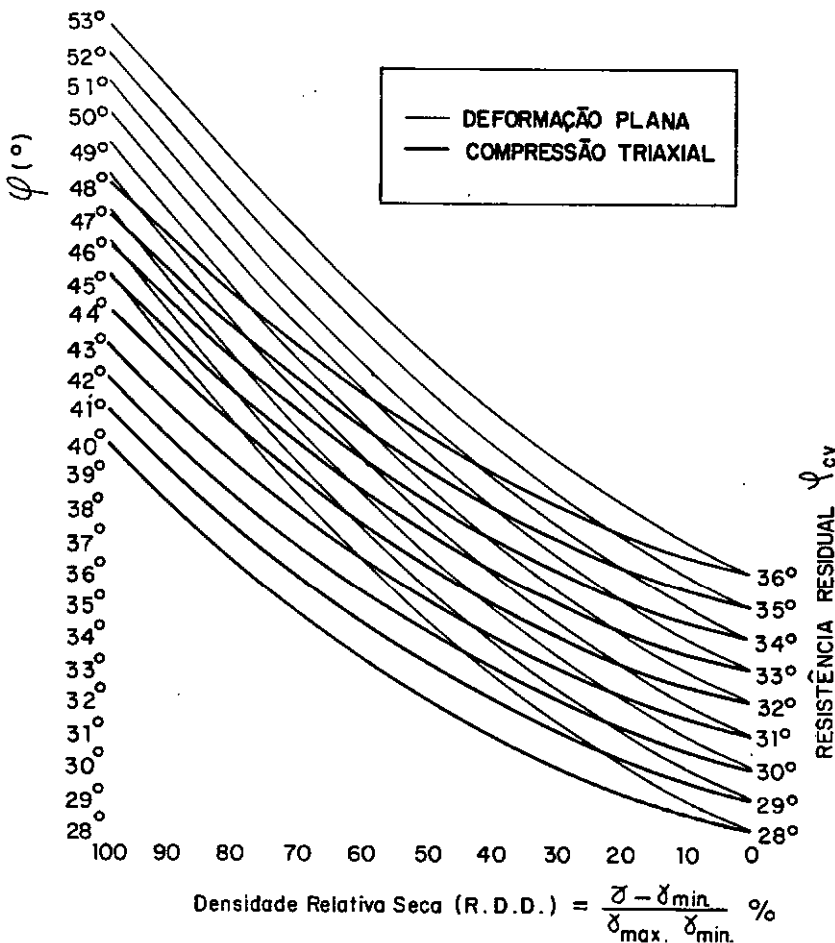


FIG.27 - CURVAS RESISTÊNCIA X DENSIDADE BASEADAS NOS FATORES DE DENSIDADE (CORNFORTH,1973)

Os resultados obtidos evidenciaram o mesmo comportamento na relação $(\tau/\sigma)_{\text{pico}}/(\tau/\sigma)_{\text{residual}} \times \text{D.R.}$, para todas as areias, permitindo, em princípio, a formação de dois grupos, sendo um formado pelas areias D, I e J, e o outro agrupando as areias A, B, C, F e K, como mostra a Fig. 28, onde se observa ainda que a areia H apresentou uma relação diferente dos dois grupos mencionados.

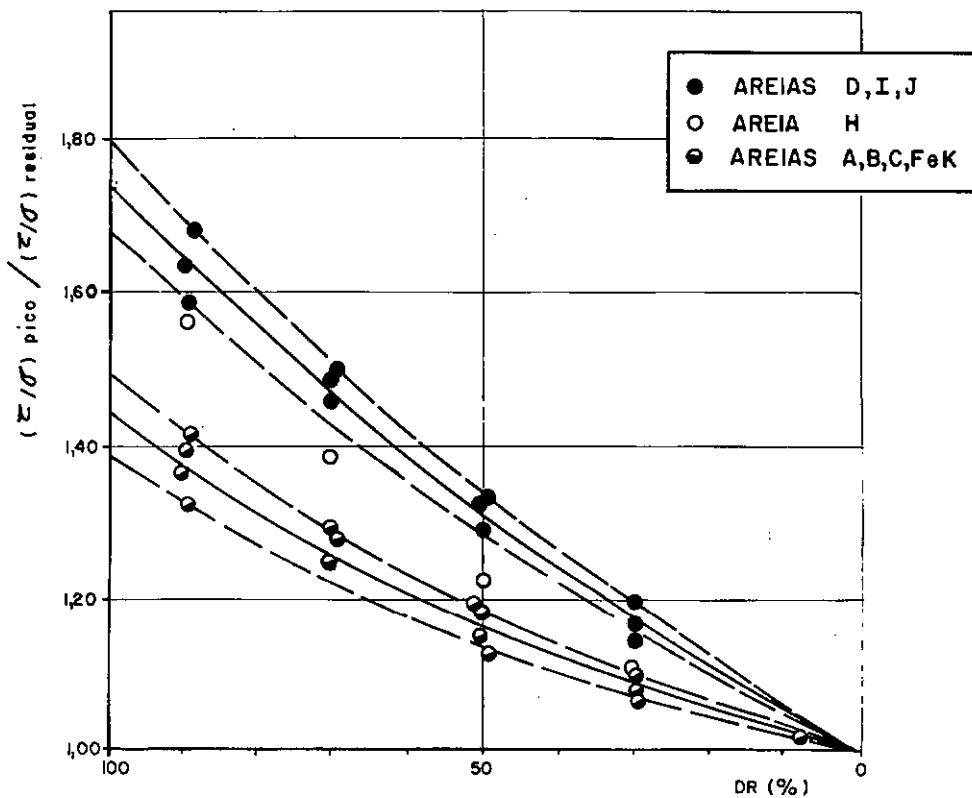


FIG.28-INFLUÊNCIA DA D.R. NA RELAÇÃO
 $(\tau/\sigma)_{\text{pico}}/(\tau/\sigma)_{\text{residual}}$

As características granulométricas das areias estudadas, após análise, parece não influírem no comportamento apresentado na Fig.28, indicando que fatores outros, tais como forma e rugosidade das partículas, dureza dos grãos, etc., é que deverão governar o comportamento verificado.

Admitindo, como hipótese, que as areias possam ser agrupadas em função da relação $(\tau/\sigma)_{\text{pico}}/(\tau/\sigma)_{\text{residual}} \times \text{D.R.}$ uma família de curvas será obtida como mostrado na Fig. 29.

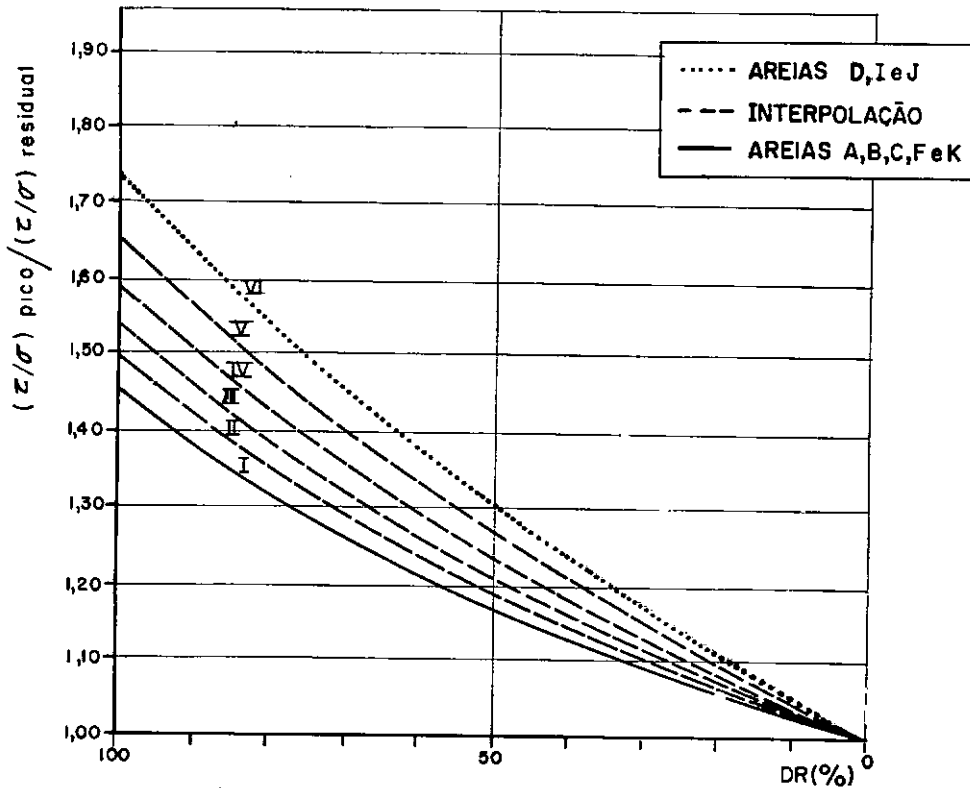


FIG. 29- CURVAS HIPOTÉTICAS .

Para cada uma das curvas hipotéticas apresentadas na Fig.29, seria construído o conjunto de curvas que traduziria o comportamento $\varphi \times \text{D.R.}$, para cada grupo de areias, como é exemplificado nas figuras 30 e 31, para areias que se enquadrem nos Grupos I e II, da figura anterior.

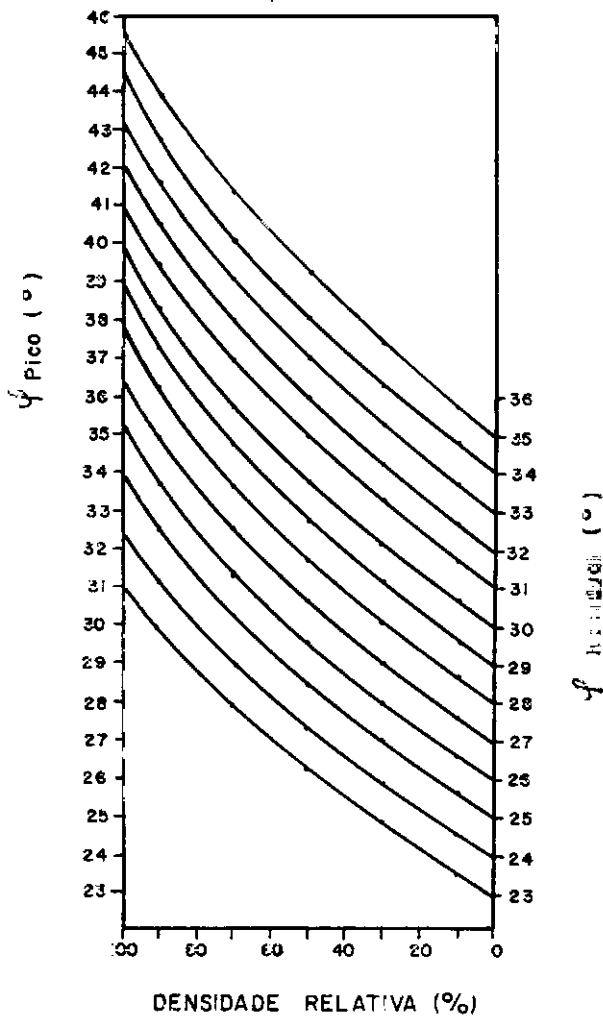
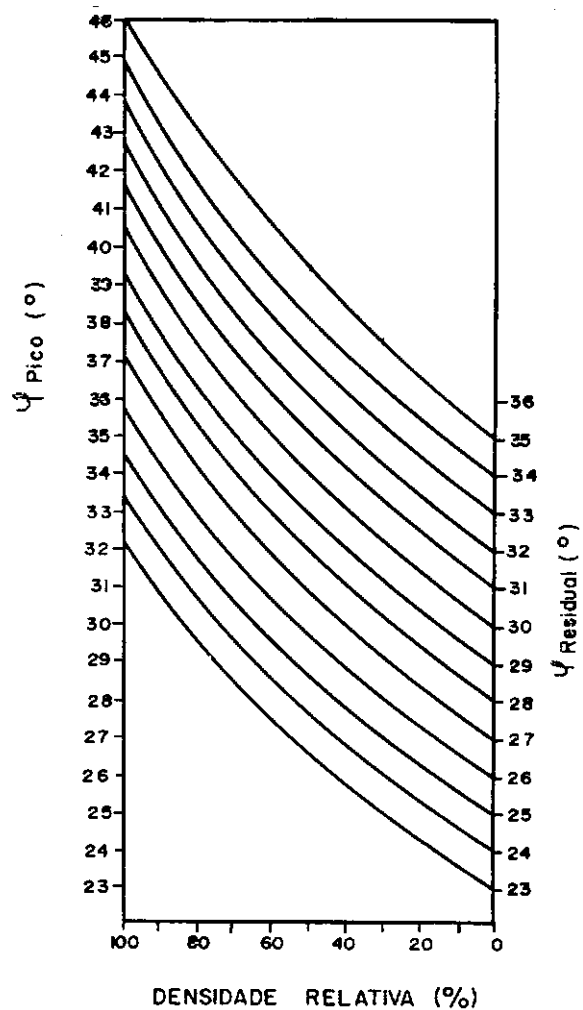


FIG.30 - ϕ x D.R. AREIAS COM COM-
PORTAMENTO (τ/σ) pico /
 (τ/σ) residual x D.R. SEME-
LHANTE A CURVA I .

FIG.31 - ϕ x D.R. AREIAS COMPORTA-
MENTO (τ/σ) pico / (τ/σ) re-
sidual x D.R. SEMELHANTE
A CURVA II .



A aplicação das curvas hipotéticas apresentadas nas Figs. 29, 30 e 31 possibilitaria que, com apenas a sequência de ensaios em uma densidade relativa, fosse identificado o grupo a que a areia pertence através da relação (τ/σ) pico/ (τ/σ) residual X D.R. na Fig. 29 e, após, com o valor de φ residual conhecido, seria obtida a curva φ X D.R. para a areia ensaiada mediante aplicação de curvas do tipo daquelas apresentadas nas Figs. 30 e 31.

A título de uma primeira verificação da validade da hipótese admitida, aplicou-se o critério à duas areias, 101 e 103, cujas características são apresentadas na Terceira Parte do presente trabalho, e os resultados são encontrados nas Figs. 32a e 32b.

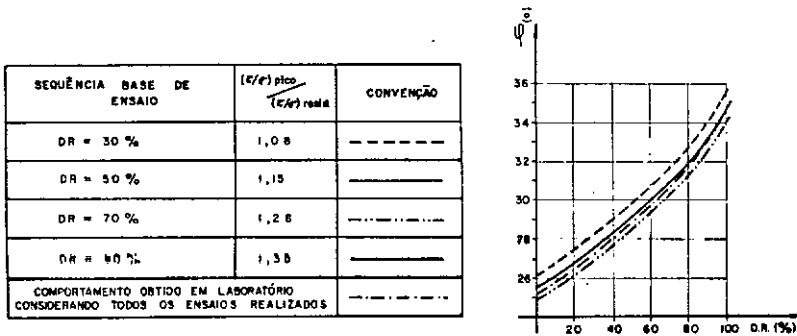


FIG.32A—APLICAÇÃO DO CRITÉRIO PARA A AREIA 101.

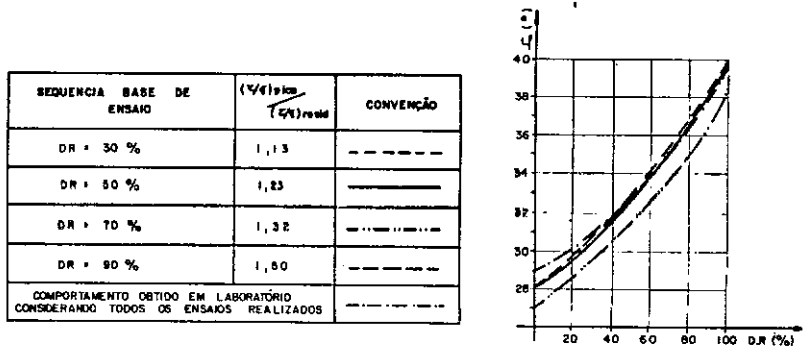


FIG.32B—APLICAÇÃO DO CRITÉRIO PARA A AREIA 103.

Com base na análise das figuras acima, pode-se concluir que o critério apresentado, baseando-se nas curvas hipotéticas, parece ser válido, carecendo entretanto de pesquisas adicionais, no sentido de analisar se

o mesmo seria válido para algumas areias em particular, ou se para todas, e que parâmetros governam o comportamento verificado, uma vez que, à luz dos dados obtidos, não é notada a influência das características granulométricas das areias.

IV.5 VERIFICAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA GRANULOMETRIA NA DILATÂNCIA

IV.5.1 Dilatância

Segundo Pinto, (1974), nas areias compactas, o acréscimo de tensão axial provoca inicialmente uma aproximação das partículas, levando a areia a um estado mais compacto com ligeira diminuição de volume. A seguir, a diferença entre as tensões principais provoca um início de cisalhamento, o que, devido ao entrosamento entre as partículas, só pode ocorrer se estas deslizarem umas em relação às outras, com um conseqüente aumento de volume. Este fato é denominado Dilatância.

Segundo Rowe, 1962 e Lee e outros (1967), a resistência ao cisalhamento nos materiais granulares é constituída de três parcelas:

- resistência mobilizada devida ao atrito de deslizamento;
- resistência desenvolvida pela energia requerida para o rearranjo e reorientação das partículas, e
- resistência desenvolvida pela energia requerida para causar a dilatação ou expansão do material.

A distribuição esquemática dessas três parcelas é mostrada na

Figura 33.

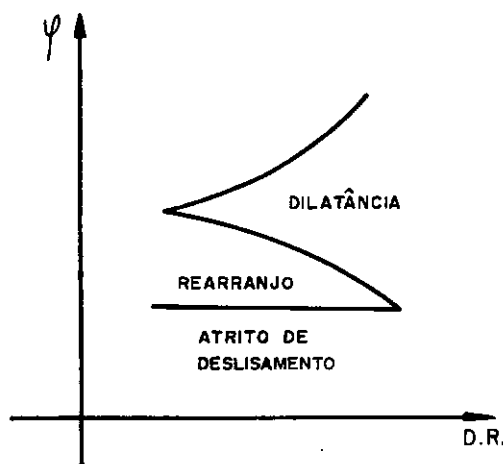


FIG. 33 - DISTRIBUIÇÃO ESQUEMÁTICA DAS PARCELAS DA RESISTÊNCIA DAS AREIAS.

Abordando a distribuição das componentes da resistência ao cisalhamento das areias, Rowe e outros (1966), aplicam o seguinte tratamento por avaliação da parcela devida ao efeito de dilatância.

A força cisalhante S , pode ser dividida em 3 componentes:

- S_1 - devida ao trabalho durante a dilatância contra a força normal
- S_2 - devida ao trabalho interno adicional da fricção durante a dilatância
- S_3 - devida ao trabalho realizado pelo atrito interno, sem dilatância.

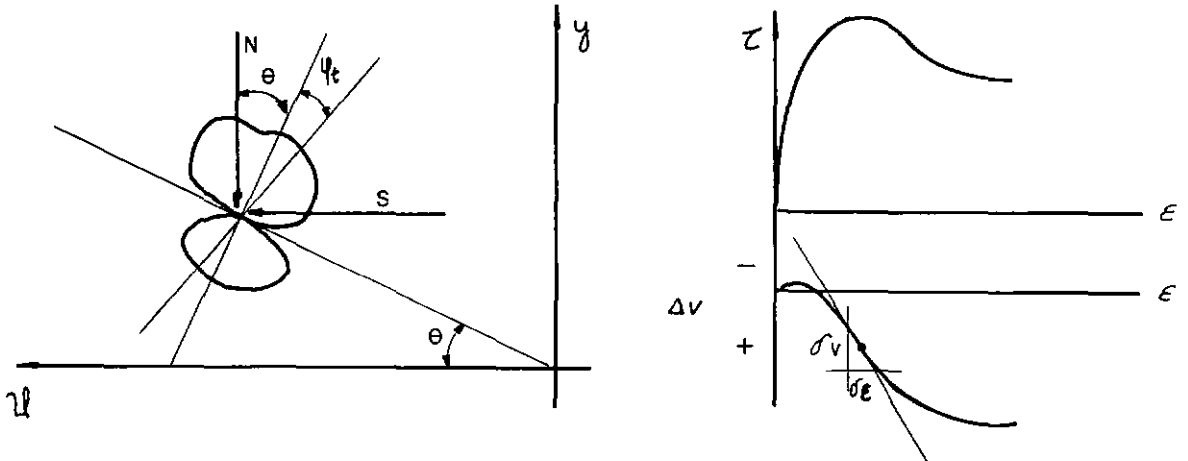


FIG. 34 - AVALIAÇÃO DA PARCELA DA RESISTÊNCIA AO CISA-
LHAMENTO DAS AREIAS DEVIDA A DILATÂNCIA.

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S_1 \cdot \delta \epsilon = N \cdot \delta y \quad \therefore \quad S_1 = N \cdot \frac{\delta y}{\delta \epsilon} \quad \therefore \quad S_1 = N \cdot \tan \theta$$

$S_2 \cdot \cos \theta$ — tensão cisalhante, paralela ao plano de escorregamento

$S \cdot \sin \theta$ — força normal total

φ_f — ângulo de atrito na superfície de deslizamento.

$$S_2 \cdot \cos \theta = S \cdot \sin \theta \cdot \tan \varphi_f \quad \therefore \quad S_2 = S \cdot \tan \theta \cdot \tan \varphi_f$$

Se não for considerada a dilatância, tem-se:

$$S_3 = N \cdot \tan \varphi_f$$

$$S = N \cdot \tan \theta + S \cdot \tan \varphi_f + N \cdot \tan \varphi_f$$

$$\frac{S}{N} = \tan \theta + \frac{S}{N} \cdot \tan \theta \cdot \tan \varphi_f + \tan \varphi_f$$

$$\frac{S}{N} (1 - \tan \theta \cdot \tan \varphi_f) = \tan \theta + \tan \varphi_f$$

como $S/N = \tan \varphi$, tem-se: $\tan \varphi = \frac{\tan \theta + \tan \varphi_f}{1 - \tan \theta \cdot \tan \varphi_f}$

$$\therefore \quad \frac{S}{N} = \tan \varphi = \tan (\varphi_f + \theta) \quad \therefore \quad \varphi = \varphi_f + \theta$$

$$\text{como } \tan \theta = \frac{\delta y}{\delta \epsilon} = \frac{\delta v}{\delta \epsilon} \quad \therefore \quad \varphi_f = \varphi - \text{Arc } \tan \left(\frac{\delta v}{\delta \epsilon} \right)$$

IV.5.2

INFLUÊNCIA DA GRANULOMETRIA

Aplicando o desenvolvimento apresentado acima aos ensaios de cisalhamento direto realizados nas areias testadas, obteve-se as curvas apresentadas na Figura 35.

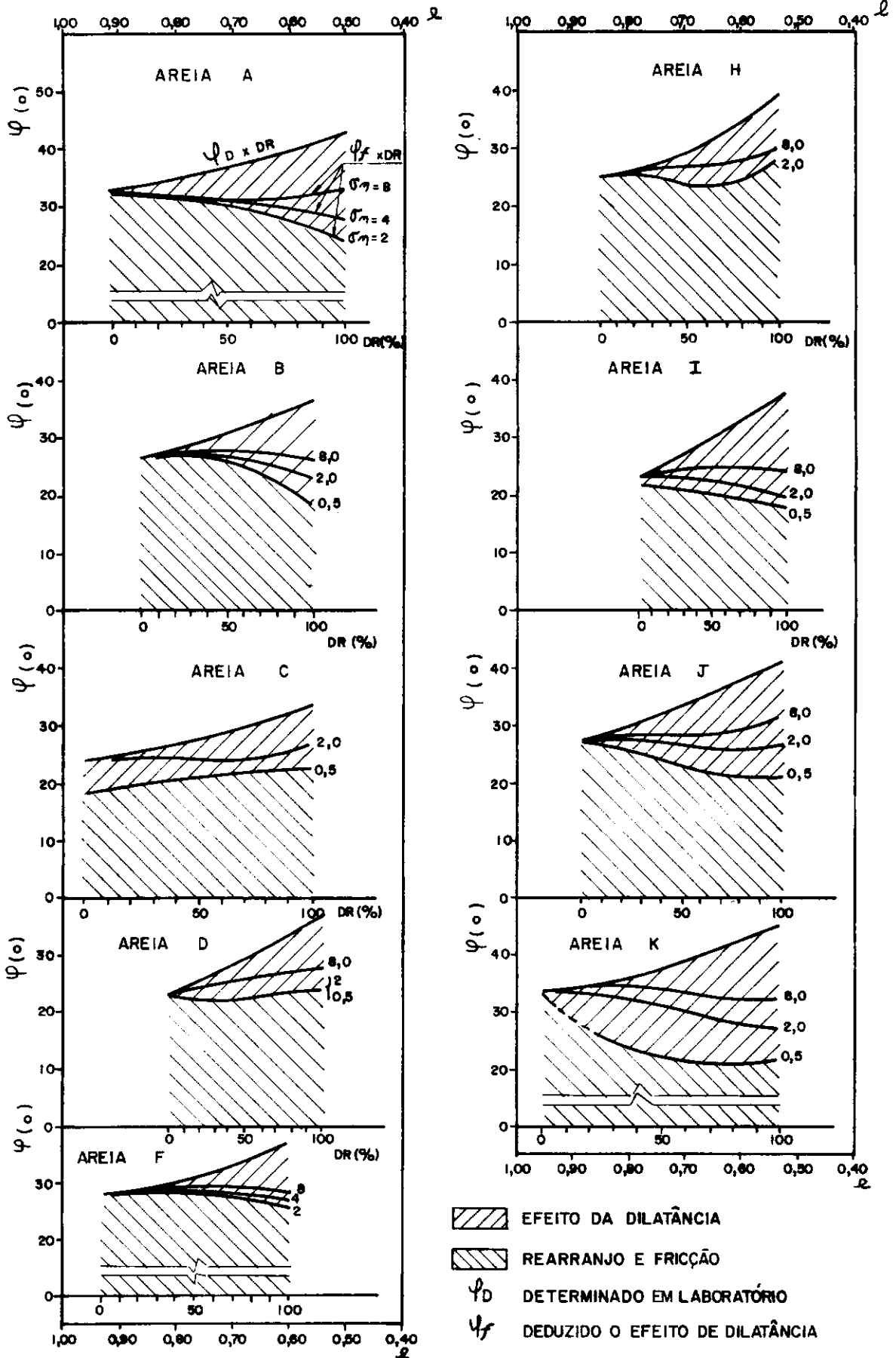


FIG. 35 - DILATÂNCIA NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Expressando-se a parcela da resistência ao cisalhamento devida a dilatância como percentagem da resistência total obteve-se os resultados apresentados nas figuras abaixo:

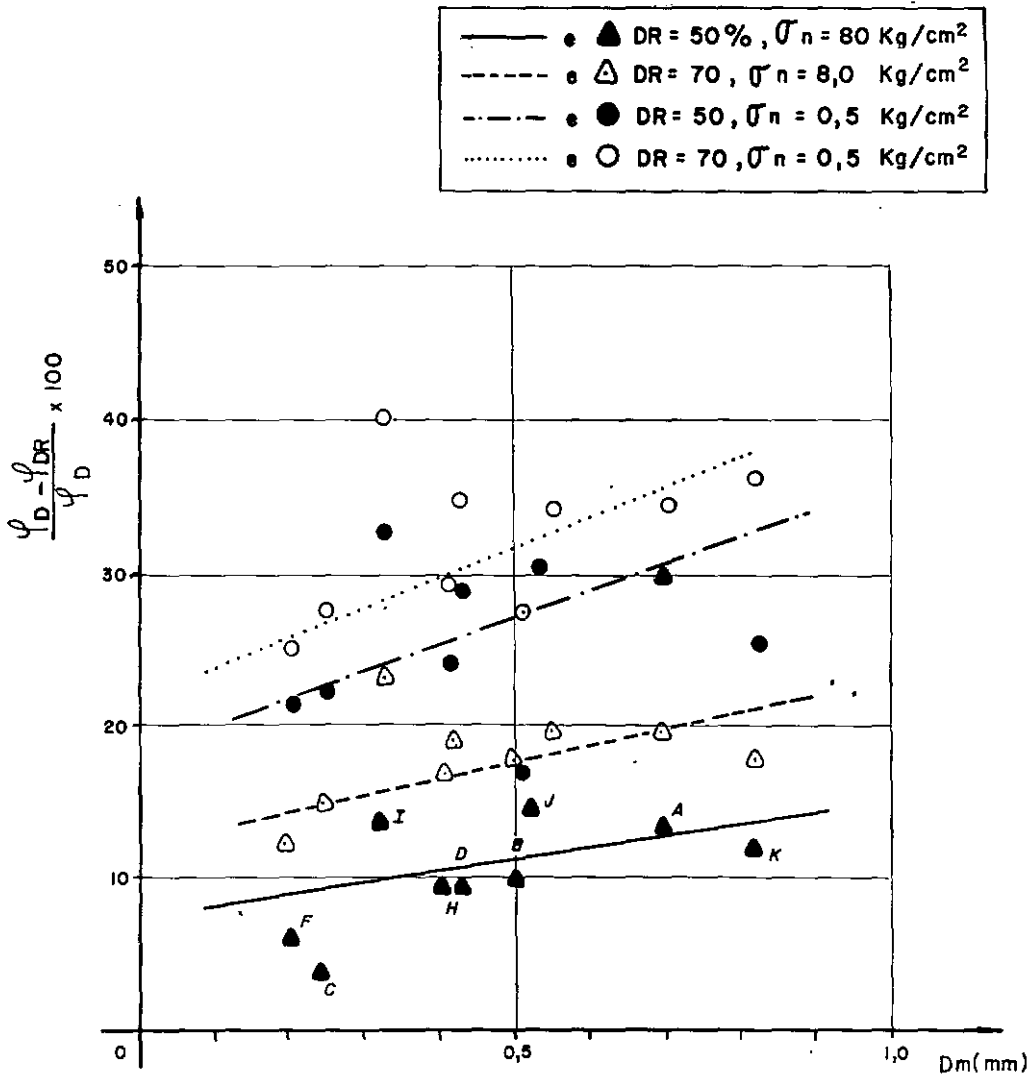


FIG. 36- INFLUÊNCIA DO DIÂMETRO MÉDIO (D_{50}) DAS PARTÍCULAS NA DILATÂNCIA.

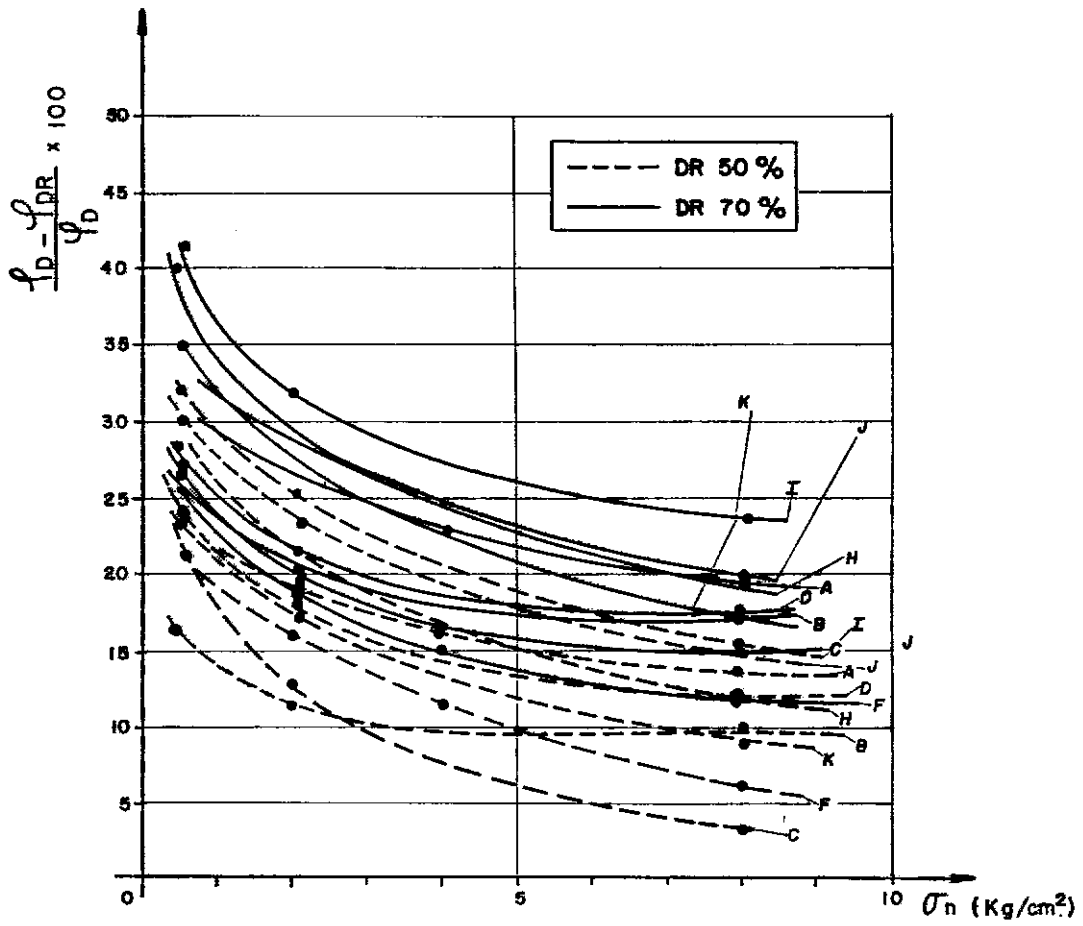


FIG.37—INFLUÊNCIA DA DENSIDADE RELATIVA E TENSÃO NORMAL NA DILATÂNCIA NOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO.

A análise das Figuras 36 e 37, permite observar que:

- É marcante a influência da densidade relativa na dilatância, influência esta evidenciada para todas as areias, concordando com Pinto (1974), Rowe e outros (1966) e Lee e outros (1967);
- como era de se esperar, a dilatância decresce com o aumento da tensão normal, uma vez que, a altas pressões deverá ocorrer maior quebra de grãos;
- a influência do diâmetro médio das partículas é evidenciada (Fig. 36), sendo mais pronunciada a baixas tensões normais e com o crescimento da densidade relativa;
- o espalhamento verificado nos dados obtidos parece ser devido a fatores não pesquisados, tais como, dureza e forma das partículas.

V. CONCLUSÕES

Após as considerações desenvolvidas nesta segunda parte do presente trabalho, conclui-se:

- areias com diâmetro médio maior tendem a apresentar resistência ao cisalhamento maior, ao menos na faixa trabalhada.
- quanto mais bem distribuída a granulometria das areias, maior é a sua resistência ao cisalhamento;
- o coeficiente de uniformidade, ao contrário do que reporta Sanglerat (1967), não parece ser um fator condicionante da relação ângulo de atrito x índice de vazios;
- não parece ser as características granulométricas das areias o grupo de fatores determinante da relação ângulo de atrito x densidade relativa, assumindo maior influência outros fatores, tais como forma e rugosidade das partículas, dureza e outros;
- parece ser válido o critério introduzido, baseado nas curvas (τ/σ) pico / (τ/σ) residual X DR, e que possibilita com apenas os ensaios realizados em uma única densidade a obtenção da relação φ X DR;
- evidenciou-se a influência da densidade relativa na dilatância;
- como era de se esperar, a dilatância decresce com o aumento da tensão normal;
- a influência do diâmetro médio das partículas na dilatância é mais pronunciada a baixas tensões normais;
- dependendo dos valores de tensão normal, densidade relativa e diâmetro médio das partículas, a dilatância responde por uma parcela considerável da resistência ao cisalhamento das areias.

TERCEIRA PARTE

CORRELAÇÕES COM O SPT

CORRELAÇÕES COM O SPT

I. INTRODUÇÃO

Na prática da engenharia a solução de problemas tais como projeto de fundações, análises ou estabilizações de taludes, aterros, etc. requer o conhecimento das características do subsolo, e para tanto dispõe-se de processos de investigações dos mais variados, entre os quais citamos:

- sondagens de simples reconhecimento;
- exploração através de poço para retirada de amostras indeformadas em bloco, para posterior ensaio em laboratório;
- extração de amostras indeformadas mediante uso de amostradores apropriados;
- prospecção sísmica;
- ensaios "in situ" e outros.

O programa de investigação, bem como os processos a serem empregados, dependem diretamente do tipo, porte e valor da obra a ser projetada, associados à disponibilidade de equipamento, tempo e mão-de-obra apropriada para a natureza dos serviços.

O processo mais difundido e utilizado é o Ensaio de Penetração Dinâmica constituído da Sondagem de Simples Reconhecimento ou Sondagem a Percussão, razão pela qual esta terceira parte do presente trabalho é dedicada a este tipo de sondagem e algumas de suas correlações no caso das areias.

II. DESCRIÇÃO SUMÁRIA DA SONDAGEM A PERCUSSÃO

A sondagem a percussão é desenvolvida através da perfuração do subsolo até a profundidade de interesse, com coleta de amostras para classificação dos solos encontrados e com medidas da resistência à penetração em vários níveis. Estas fases são descritas a seguir, e podem ser vistas com maiores detalhes no Anexo 5 onde é transcrita a proposta de normalização apresentada por Teixeira, 1974.

II.1 Perfuração

A perfuração é desenvolvida inicialmente com utilização de um trado cavadeira até que seja atingido o nível d'água, ou seja evidenciado o desmoronamento das paredes do furo justificando a introdução de

tubos de revestimento, em geral de 2" ou 2 1/2" de diâmetro interno, passando a perfuração então a ser executada com o trado espiral. Ao atingir-se o nível d'água subterrâneo, passa-se a adotar a perfuração com circulação d'água, na qual a água é injetada até o fundo do furo através de uma haste e retorna a superfície removendo o produto da perfuração através do espaço existente, entre a haste injetora e as paredes internas do furo.

Devido à maior facilidade de execução e melhor produtividade, há uma tendência quase generalizada entre a maioria dos sondadores de preferirem a perfuração com circulação d'água em relação à perfuração a seco com trados, o que em alguns casos poderá mesclar os resultados e dificultar a determinação do nível d'água, principalmente nos solos argilosos devido à sua baixa permeabilidade.

II.2 Amostragem

A amostragem na sondagem a percussão é feita através da cravação de amostradores padronizados, em geral, constituídos de duas meias canas solidarizadas por uma sapata em sua extremidade inferior, e na parte superior por uma luva que é também fixada na haste que lhes permitem ser levados até a profundidade a ser amostrada.

No caso das areias, devido a não existência de coesão, há dificuldade neste tipo de amostragem, sendo então identificado o material no retorno da água de circulação.

No Brasil são utilizados os três tipos de amostradores cujas dimensões são apresentadas abaixo, sendo que todos eles têm comprimento de 45cm e são cravados mediante a aplicação de golpes de um peso de 65kg caindo da altura de 75cm, com exceção do amostrador tipo IPT cujo peso de cravação é de 60kg.

	A M O S T R A D O R		
	TERZAGHI-PECK	MOHR-GEOTÉCNICA	IPT
diâmetro externo	51mm (2")	41mm (1 5/8")	45mm (1 13/16")
diâmetro interno	35mm (1 3/8")	25mm (1")	38mm (1 1/2")

Entre os amostradores apresentados acima, o mais utilizado é o TERZAGHI-PECK.

II.3 Medida da Resistência à Penetração

A cravação do amostrador é feita em três estágios de 15cm, anotando-se o número de golpes necessário à penetração de cada estágio.

A resistência à penetração é traduzida pelo número de golpes necessário à cravação de 30cm do amostrador, observando-se que quando se utiliza o amostrador TERZAGHI-PECK, deve ser considerado o número de golpes necessário aos dois últimos estágios de 15cm, enquanto para os demais amostradores considera-se os dois primeiros estágios.

Com a finalidade de evitar confusões quanto ao uso dos amostradores, a nomenclatura normalmente adotada é a seguinte:

- a) Amostrador TERZAGHI-PECK, penetração considerada dos 15 aos 45cm, nomenclatura adotada N ou SPT, proveniente de "STANDARD PENETRATION TEST" como é conhecida internacionalmente esta sondagem quando utilizado este tipo de amostrador;
- b) Amostrador MOHR-GEOTÉCNICA, penetração considerada nos primeiros 30cm e nomenclatura adotada M.G. ou IRP de Índice de Resistência à Penetração;
- c) Amostrador tipo IPT, penetração considerada nos primeiros 30cm e nomenclatura usual IRP.

III. FATORES QUE INFLUENCIAM A MEDIDA DA RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO

Segundo MELLO e MAGALHÃES, 1957, as informações mínimas que deverão ser obtidas em uma investigação do subsolo são:

- a) Determinação dos tipos de solo que compõem o perfil até a profundidade de interesse do projeto.

Esta informação é obtida através da análise tátil-visual das amostras extraídas e, quando necessário, da realização de ensaios de caracterização em laboratório com o material proveniente da amostragem.

- b) Determinação das condições em que tais solos ocorrem, traduzidas pela compactidade no caso das areias e consistência no caso das argilas.

Este requisito é satisfeito nas sondagens a percussão mediante utilização de correlações empíricas entre o número de golpes para a penetração padrão e a compactidade ou consistência do solo, conforme o caso.

Entre as correlações de uso mais consagradas, destacamos as apresentadas no quadro a seguir:

SOLOS	DENOMINAÇÃO		AMOSTRADOR TIPO		
			MOHR-GEOTÉCNICA	IPT	TERZAGHI-PECK
Areias e Siltes Arenosos	COMPACIDADE	muito fofa	0-2	5	0-4
		fofa	3-5	-	4-10
		média	6-11	5-10	10-30
		densa	12-24	10-25	30-50
		muito densa	24	25	50
Argilas e Siltes Argilosos	CONSISTÊNCIA	muito mole	1	-	2
		mole	2-3	4	2-4
		média	4-6	4-8	4-8
		rija	7-11	8-15	8-15
		muito rija	12-15	-	15-30
		dura	25	15	30
REFERÊNCIA			Vargas, Milton (sem data)		TERZAGHI-PECK (1948)

c) Determinação da espessura e orientação das camadas que constituem o subsolo.

A determinação da espessura das camadas é obtida através da observação do tipo de solo que é retirado durante a perfuração, anotando-se as profundidades em que ocorrem variações.

A avaliação da orientação das camadas é feita posteriormente quando da análise dos vários furos de um programa de sondagem visando a determinação de perfis do subsolo.

d) Determinação do nível d'água no subsolo.

O N.A. é obtido simultaneamente com o avanço da sondagem no caso de perfuração a seco.

Quando a perfuração é desenvolvida com circulação d'água, esta determinação é dificultada no caso das argilas sendo procedimento comum fazer a verificação do N.A. após 24 horas do ensaio concluído.

Se associarmos ao acima exposto, as Teorias de Capacidade de Carga dos Solos para determinação das pressões admissíveis e avaliação de recalques, bem como as fórmulas empíricas, ábacos e tabelas de uso prático envolvendo a resistência à penetração (ver por exemplo TERZAGHI, 1943, Peck, Hansen e Thornburn, 1953; Lambe & Whitman, 1969; Bazaraa, 1967 e outros) verifica-se que não poderão as equipes técnicas, envolvidas com a realização das sondagens e respectivas análises e interpretações, desconhecerem os fatores que influenciam a medida da resistência à penetração, fatores estes que são minuciosamente discutidos por FLETCHER, 1965; TEIXEIRA, 1974 e Ireland, e outros, 1970.

Três grupos de fatores se sobressaem como influenciadores dos valores de N:

- Fatores operacionais
- Fatores ligados ao equipamento
- Características do solo a ser amostrado.

Por serem bem situados e abrangentes, são transcritos a seguir os comentários apresentados por Teixeira, 1974, no Relato sobre o TEMA I do V Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos.

" Na técnica operacional tem-se a considerar os seguintes pontos principais:

- a) Problema de mão de obra: o baixo nível intelectual do pessoal empregado na execução das sondagens, sem dúvida reflete-se na qualidade dos serviços; esta deficiência é suprida pelos fiscais volantes que, por sua vez, deverá ser pessoal de boa qualificação e largo treino para conhecer os problemas operacionais em todos os seus pormenores.
- b) Altura de queda do martelo ("peso de bater"): a tendência normal dos operadores é de não levantar o peso na altura desejada, reduzindo, portanto, a energia de cravação e, conseqüentemente, aumentar o valor "N" medido. A solução correta seria a de automatizar o aparelhamento para garantir uma constância da altura de queda. Todavia, esta solução vem normalmente afetar a queda livre do peso de bater.
- c) Queda livre do martelo: é sem dúvida um dos fatores mais marcantes sobre o valor da resistência à penetração, sendo que esses fatores sempre restringem a queda livre, por motivos vários, aumentando significativamente o valor "N". Quando a elevação do martelo é feita manualmente e por dois operadores, ambos devem

soltar simultaneamente a corda para que a queda do martelo seja totalmente livre.

- d) Limpeza do furo de sondagem: quando a perfuração está sendo realizada por circulação d'água (lavagem), e, ao atingir-se a cota de nova amostragem, a operação de limpeza do furo demanda algum tempo para que a água fique isenta dos resíduos da escavação. Este período de tempo deve ser observado pelo operador, principalmente no caso da sondagem ter alcançado profundidade incompatível com a capacidade de recalque ou com o estado da bomba d'água em uso. A imperfeição dessa limpeza, deixando-se lama no fundo do furo, pode acarretar a obstrução da válvula existente na cabeça do amostrador com conseqüente aumento do índice de resistência à penetração (pois impede-se a entrada do solo no interior do amostrador ou a saída da água que aí se encontra).
- e) Desmoronamento das paredes da perfuração quando esta não estiver revestida: ao descer-se a composição haste-amostrador no interior do furo ela deve alcançar o fundo deste sem encontrar obstáculos até a profundidade previamente perfurada. Caso haja obstáculo na descida da composição em cotas mais elevadas é sinal de que houve desmoronamento das paredes do furo e a tentativa de se forçar a composição até alcançar a cota desejada provocará naturalmente o aumento do valor "N", pois o amostrador poderá já estar cheio de solo e haverá a contribuição do atrito entre o solo e a parede externa do amostrador.
- f) Alargamento do diâmetro do furo após a colheita da amostra anterior, e abertura do furo até a cota da amostragem subsequente, por meio de trado ou por peça de lavagem (trépano) com diâmetros maiores do que o diâmetro externo do amostrador: o amostrador deve descer livremente até apoiar-se no fundo do furo. Quando o amostrador é descido acumulando atrito lateral, o valor-N pode aumentar de até 50%.
- g) Erros nas tomadas de medidas dos comprimentos das hastes e do revestimento: descuido na contagem do número de golpes e na medida dos comprimentos de penetração do amostrador. Um erro na medida do comprimento do revestimentos pode fazer com que ele seja descido além da profundidade perfurada, ocasionando um aumento considerável do índice de resistência à penetração quando da amostragem desse trecho. Outrossim, pelo motivo de se contar o número de golpes separadamente para a penetração

sucessiva de cada 15 cm do amostrador e, como um golpe não pode ser subdividido, o operador pode distribuir o total do número de golpes erroneamente para cada penetração de 15cm. (por exemplo: anotando 3/15-4/15-6/15 em vez de 2/15-5/15-6/15, resultando um índice 10 ou 11, que no caso de argilas mudaria sua consistência de média para rija).

- h) Diferença no índice de resistência à penetração, quando considera-se o número de golpes para cravação dos 30cm iniciais do amostrador ou aquele necessário à cravação dos 30cm finais do amostrador: em virtude da perturbação do solo logo abaixo do fundo do furo (causada, por exemplo, pela operação de perfuração por circulação d'água), ou pelo alívio de tensões (tanto mais pronunciado quanto maior for o diâmetro da perfuração) ou pela migração d'água intersticial na região, esse solo oferecerá uma resistência à penetração do amostrador bem menor do que o solo menos perturbado localizado logo abaixo. Naturalmente, o número de golpes do peso necessário à penetração dos 15cm iniciais do amostrador será sensivelmente menor do que aquele para penetrar os restantes 30cm. Para um certo total do número de golpes para fazer penetrar os 45cm do amostrador, cerca de 23% são para cravar os 15cm iniciais, 33% para cravar os 15cm intermediários e 44% para os 15cm finais. Resulta, pois, no segundo caso, um índice cerca de 1,4 vezes superior ao primeiro critério.

Com relação aos fatores que afetam o valor "N", inerentes ao instrumental empregado nas sondagens, tem-se a comentar o seguinte:

- a) Configuração do amostrador: é intuitivo que quanto maior as dimensões transversais do amostrador, ou mais espessa a sua parede, maior será o índice de resistência à penetração, mantidas constantes as demais variáveis operacionais e de aparelhamento. Considerando o número de golpes para penetrar a totalidade do amostrador (45cm) a resistência à penetração do amostrador Raymond é cerca de 1,3 a 1,7 vezes maior (dependendo do tipo de solo amostrado) do que a correspondente obtida pelo amostrador tipo I.P.T.
- b) Tipos das hastes de perfuração: há uma enorme variedade de tipos de hastes empregadas, passando de tubos de aço de 1" de diâmetro (que por sua vez são encontrados comercialmente

em sete tipos diferentes, com pesos variados de 2,19 kg/m até 2,23kg/m), para haste A (5,64 kg/m), haste B (6,82 kg/m) e até haste N (7,28 kg/m), ou ainda, conforme tendência recente, haste AW (6,52, kg/m). Devido a inércia das hastes, é de se esperar que, aumentando as suas dimensões, maior energia será dispendida para uma mesma penetração de amostrador no terreno e conseqüente maiores serão os índices de resistência medidos. Este fator será, então, mais sensível quanto mais profundas forem as sondagens.

- c) Características do martelo de cravação: como o peso está suspenso por uma corda que por sua vez passa através de uma roldana, há sempre resistências atuando (maiores quando a corda for nova) ou quando o diâmetro da corda não condiz com aquele do sulco da roldana. Um fato de enorme importância é a atual tendência de se mecanizar o equipamento fazendo com que o peso seja erguido mecanicamente com auxílio da corda enrolada no cabrestante de um guincho; este vínculo impede que o peso tenha uma queda livre, tendo como conseqüência a obtenção de valores "N" aumentados de 50 até 100% quando a corda é enrolada uma ou duas vezes no cabrestante, respectivamente. Algumas normas chegam a proibir o emprego de guinchos para elevação do peso de bater (por exemplo, New York State Department of Public Works).

Outro pormenor de importância neste item é a configuração do martelo: uns são formados por um bloco maciço (de forma cilíndrica ou cúbica) que cai sobre a composição de perfuração guiado por um varão de pequeno diâmetro solidário à face inferior do peso; outros são blocos cilíndricos anelares - que caem guiados por um tubo-guia que está solidário a haste da composição. Neste último tipo de martelo as áreas de contato potencial, onde pode se desenvolver atrito, é de cerca de 300cm^2 contra 30cm^2 no primeiro martelo. Neste formato, caso o eixo do tubo-guia não esteja absolutamente centrado com o eixo do martelo, há durante a sua queda grande perda da energia potencial pelo desenvolvimento de atrito.

Cumpramos observar que para se obter uma uniformização da altura de queda do martelo, o tipo anelar se adequa mais do que o martelo maciço, parecendo haver uma tendência nesse sentido.

Um martelo desse tipo, por exemplo, é o Pilcon.

Outro fator ligado às características do martelo - refere-se a existência de coxim de madeira engastado na sua parte inferior (no caso do martelo maciço), e que é a parte que se choca diretamente com a cabeça da composição. Sabe-se que o emprego desse coxim de madeira não é de uso generalizado, porém, até o momento, não há nenhuma pesquisa feita para saber-se qual a sua influência sobre o índice de resistência à penetração. Outrossim, também não é de uso generalizado o uso de um pequeno capacete ("cabeça de bater") rosqueado no topo da haste.

- d) Diâmetro do tubo de revestimento: entre nós é mais freqüente o uso de tubo de 2 1/2" de diâmetro, porém há casos de se usar diâmetros de 4" e 6" (quando preve-se também a extração de amostras indeformadas na sondagem) ou diâmetro NX (88,9mm) e HX (114,3mm), quando a exploração está associada com perfuração rotativa. Na Inglaterra chega-se a utilizar perfuração de 8 a 12" de diâmetro. Quanto maior o diâmetro, maior será a perturbação do solo imediatamente abaixo do fundo do furo, justamente aquele que vai ser amostrado (as propriedades mecânicas desse solo são alteradas pela própria operação de perfuração, pelo alívio de tensões e pela migração de água), tendo como consequência a diminuição da resistência à penetração. Nas sondagens mais profundas o uso de diâmetros maiores e hastes mais delgadas aumenta o índice de resistência à penetração, pois haverá maior perda de energia devido a maior flambagem das hastes de perfuração. Quando emprega-se tubo de revestimento de menor diâmetro, este impede um maior deslocamento lateral das hastes e consequentemente haverá menor perda de energia útil.

Relativamente a influência das características peculiares do solo sobre o valor "N" tem-se a comentar o seguinte:

- a) Em areias finas puras e siltes grossos de baixa compactade e saturados: o efeito dinâmico de cravação tende a causar localmente, e próximo à ponta do amostrador, o fenômeno da liquefação, resultando um índice de resistência à penetração baixo;

- b) Em argilas muito sensíveis o efeito do amolgamento causado pela própria penetração do amostrador tende a diminuir o valor "N";
- c) Quando empregam-se hastes muito pesadas na exploração de argilas de baixa consistência, o peso próprio da composição provoca a penetração do amostrador na argila de uma dezena de centímetros o que vem posteriormente modificar o valor "N" aumentando-o.
- d) A presença de pedregulhos esparsos em areias de baixa compacidade pode alterar notavelmente o valor do índice de resistência à penetração, causando interpretações errôneas quanto a compacidade do solo principal. Quanto maior for a textura dos pedregulhos portanto, quanto menor a possibilidade dele ser amostrado, maior será o erro do índice medido;
- e) Em solos com alto teor de mica o seu efeito lubrificante tende a facilitar a penetração do amostrador, diminuindo o valor "N" independentemente da real compacidade do solo;
- f) Em solos colapsíveis o emprego de água na operação de perfuração diminui sensivelmente o índice de resistência à penetração podendo alcançar reduções de até 50%:

Finalmente, o aspecto comercial-econômico também faz-se refletir na qualidade dos resultados das sondagens executadas (ou executadas parcialmente, quando, então, o problema passa a ser de aspecto moral-policial). Nestes casos é impossível estabelecer-se se o SPT aumenta ou diminui."

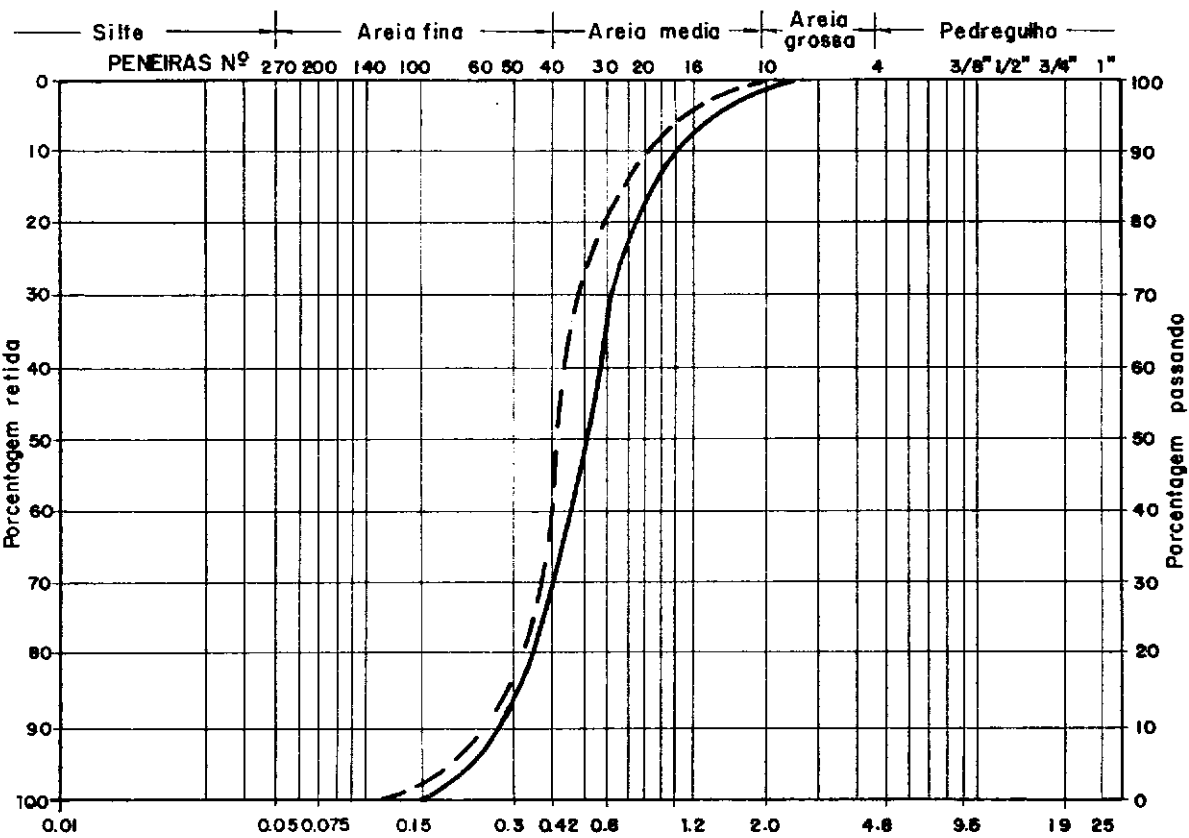
IV. TRABALHOS EXPERIMENTAIS

Com a finalidade de se verificar algumas correlações com os valores de N para obtenção da densidade relativa e ângulo de atrito interno das areias (Capítulos V e VI), foi procedido o acompanhamento das escavações para construção de dois prédios com subsolos, em depósitos de areia com formações idênticas, e em vários níveis e posições em que se dispunha de sondagens, foi desenvolvida a seguinte sequência de trabalhos:

- a) Determinação da densidade "in situ"
- b) Coleta e caracterização de amostras
- c) Determinação em laboratório do comportamento ângulo de atrito interno x densidade relativa, sendo os ângulos de atrito obtidos no ensaio de cisalhamento direto. (Ver gráficos dos ensaios no Anexo 6).

Foram adotados os procedimentos de ensaios preconizados por Lambe (1951), com exceção da determinação da densidade "in situ", cujo processo é descrito no Anexo A.4.

Os resultados obtidos são apresentados a seguir.

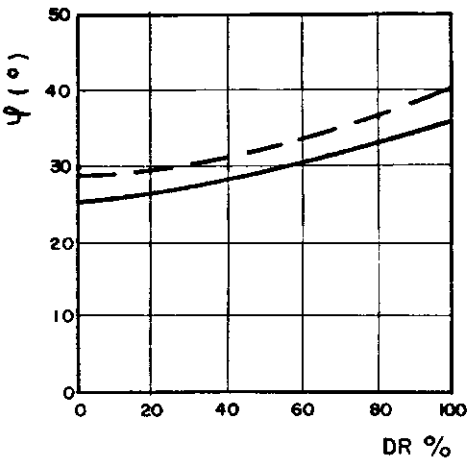


a) Análise granulométrica

AREIA	CONVENÇÃO	DENSIDADES (g/cm ³)			VAZIOS		GRANULOMETRIA				
		γ _g	γ _s max.	γ _s min.	ℓ max.	ℓ min.	d ₁₀ (mm)	d ₃₀ (mm)	d ₆₀ (mm)	d ₅₀	Cu
101	—————	2,66	1,78	1,54	0,73	0,49	0,27	0,55	0,95	0,50	2,00
103	- - - - -	2,65	1,64	1,56	1,70	0,44	0,25	0,45	0,65	0,42	1,80

b) Caracterização

FIG. 38- CARACTERIZAÇÃO E RESISTÊNCIA AO CISLHAMENTO DAS AREIAS TESTADAS.



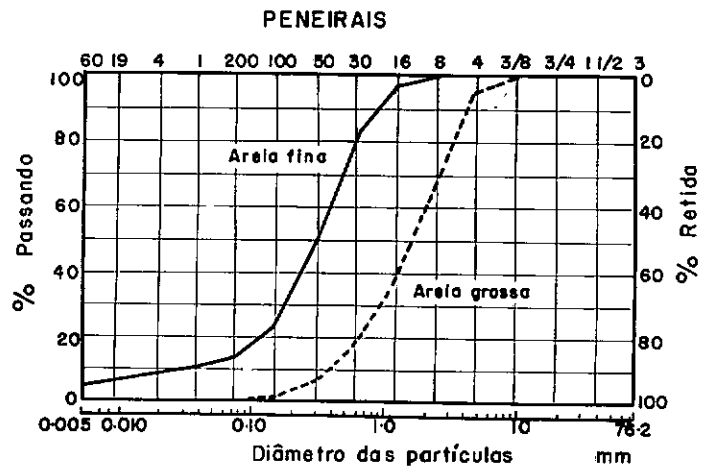
c) Ângulo de atrito x densidade relativa

V. OBTENÇÃO DA DENSIDADE RELATIVA DAS AREIAS A PARTIR DO S.P.T

Em 1957, Gibbs e Holtz desenvolveram uma pesquisa em laboratório procurando obter correlações entre os valores de SPT e Densidade Relativa, levando em conta a influência da sobrecarga vertical. A pesquisa foi conduzida utilizando um tanque de prova, no qual procuraram reproduzir as condições de campo. Foram testados dois tipos de areia, cujas granulometrias são apresentadas abaixo, e durante os testes variaram inclusive a umidade até a saturação, verificando que:

- para areias secas e úmidas, a relação $DR = f(N, \sigma)$ independe da granulometria, e
- para as areias saturadas há uma redução no valor de N , porém não é aconselhável a adoção de correções para não sobrestimar a Densidade Relativa.

**FIG. 39—GRANULOMETRIA
DAS AREIAS UTILI-
ZADAS POR GIBBS
E HOLTZ (1957)**



As pesquisas culminaram com a elaboração de um gráfico que correlaciona $DR = f(N, \sigma)$, apresentado na figura 40 e que teve modificada sua forma de apresentação original por COFFMAN (1960), tornando-a mais apropriada para aplicações práticas, como é mostrada na figura 41.

Schultza e Melzer (1965), após 67 ensaios de laboratório, também desenvolvidos em tanques de prova, propõem um outro ábaco para determinação da Densidade Relativa em função dos valores de N e da sobrecarga vertical, válido para $\sigma = \sigma_v$ variando entre 0 e $1,2 \text{ kg/cm}^2$, não verificando entretanto boa concordância com o proposto por Gibbs e Holtz.

FIG.40 - RELAÇÃO ENTRE
DR, SPT E SO-
BRECARGA (GIBBS
E HOLTZ, 1957)

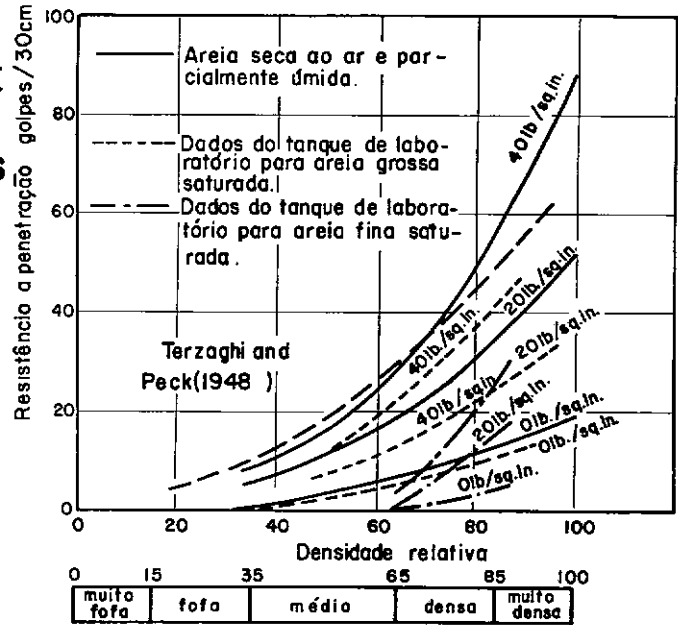
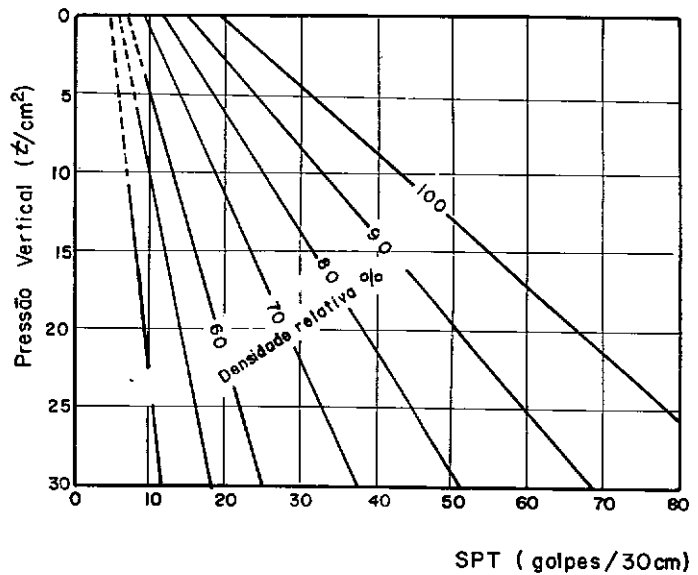


FIG. 41 - RESULTADOS DE
GIBBS E HOLTZ,
COMO APRESEN-
TADO POR (COF-
FMAN 1960)



Segundo os dados obtidos por Schultze e Melzer, a relação entre D.R., N e $\gamma \cdot H$ pode ser traduzida pela relação seguinte:

$$DR = 0,317 \cdot \log N - 0,226 \cdot \gamma \cdot H \pm 0,067 \quad (13)$$

Bazaraa (1967), inicialmente apresenta os diversos critérios disponíveis para correlacionamento entre Densidade Relativa e a resistência a penetração (N), independente dos efeitos de sobrecargas, e que são resumidos no quadro a seguir apresentado.

N	DENSIDADE RELATIVA			
	Terzaghi & Peck	Burmister	U S B R	Meyerhof
0 - 4	muito fofa	-	15%	20%
4 - 10	fofa	40%	15% - 30%	20% - 40%
10 - 30	média	40% - 70%	35% - 65%	40% - 60%
30 - 50	densa	70% - 90%	65% - 85%	60% - 80%
50	muito densa	90%	85%	80%

QUADRO VIII - AVALIAÇÃO DA DENSIDADE RELATIVA A PARTIR APENAS DO SPT, SEGUNDO DIVERSOS AUTORES

A seguir analisa o efeito da sobrecarga, já apresentado por outros pesquisadores, observando a boa concordância entre os resultados de Gibbs e Holtz (1957) e os de Schultze e Menzenbach (1961).

Bazarra analisou algumas séries de dados, provenientes de regiões diferentes, verificando que a relação de incrementos de N com a profundidade varia de uma região para outra, dependendo, como é evidente, da densidade relativa.

Observando o gráfico de Gibbs e Holtz (1957), Bazarra verifica que o mesmo pode ser traduzido aproximadamente pela fórmula

$$N = 20.DR^{2,5} + 10.DR^2.p \quad (14)$$

sendo p em kips/pé².

No entanto esta fórmula prevê, para p = 1,5 kips/pé², um valor máximo de N = 35, não condizente com os resultados práticos.

Com base em suas observações, Bazarra propõe a equação abaixo, que concorda melhor com os dados de campo:

$$N = 20.DR^2.(1 + 2.p) \quad (15)$$

Notando que a relação DR x N proposta por Terzaghi & Peck (1948) corresponde a sobrecargas entre 1 e 2 Ksf, e observando a existência de muitas Densidades Relativas acima de 100%, quando previstas pelo critério de Gibbs e

Holtz e que sua proposição sobrestima a DR para altas sobrecargas, introduz as seguintes correções na equação:

$$N = 20 \cdot DR^2 \cdot (1 + 2 \cdot p) \text{ para } p < 1,5 \text{ kips/pé}^2 \quad (16)$$

$$N = 20 \cdot DR^2 \cdot (3,25 + 0,5 \cdot p) \text{ para } p > 1,5 \text{ kips/pé}^2 \quad (17)$$

O conjunto das equações corrigidas acima moldou-se melhor aos dados de campo, e é apresentado graficamente na Figura 42, juntamente com as curvas apresentadas por Gibbs e Holtz.

Finalmente Bazaraa (1967) verifica que o método proposto apresenta resultados mais coerentes com os dados reais que aqueles obtidos com o método de Gibbs e Holtz (1957):

No "State-of-the-Art" apresentado ao IV Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, em Porto Rico, 1971, Victor de Mello, analisando os testes desenvolvidos por Gibbs e Holtz (1957), aborda o aspecto SPT e σ como indicativos da Densidade Relativa para as duas areias ensaiadas.

Acredita o autor que para uma dada areia haverá uma relação $\varphi = f(DR)$, e que para duas areias, que sejam similares em $\varphi = f(DR)$, qualquer fenômeno que seja dependente de φ será facilmente correlacionável para DR e válido para as duas areias.

Com relação a hipótese de que, por analogia, (SPT, σ) para areias similares fornecerão a mesma relação para a Densidade Relativa, Victor de Mello põe em evidência, para quaisquer testes semelhantes ao de Gibbs e Holtz (1957), as seguintes questões:

- até que ponto os valores de σ aplicados são análogos aqueles que prevalecem na base de uma sondagem no momento da medida do SPT;
- até que ponto são os σ_v significativos para a resistência a penetração do amostrador, uma vez que as mais importantes tensões em jogo devem ser as horizontais e que podem ser afetadas por pré-compressão, etc., e
- até que ponto o SPT, medido nos testes com zero hastes são análogos ao SPT em várias profundidades numa sondagem real.

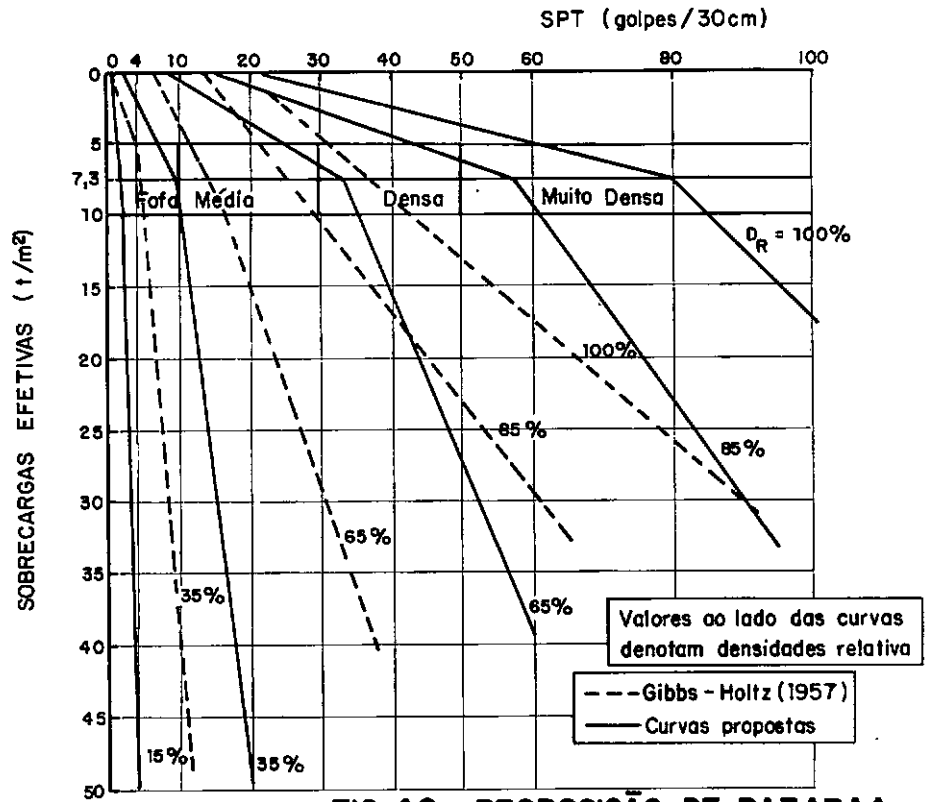


FIG. 42 – PROPOSIÇÃO DE BAZARAA (1967) PARA AVALIAÇÃO DE D.R.

Após comentar os itens acima, apresenta o gráfico de Gibbs e Holtz, no qual são lançados dados de sondagens em areias com $\varphi = f(DR)$ análogo as areias de Gibbs e Holtz, observando que, para uma mesma Densidade Relativa, os valores de SPT reais são mais baixos que os previstos com utilização do gráfico.

Finalmente, com relação a hipótese que por analogia (SPT, σ) será indicativo da Densidade Relativa de depósitos naturais de areias em geral, Victor de Mello observa que o fato de algumas areias permitirem satisfatório uso da relação $DR = f(SPT, \sigma)$ não constitui uma prova da dependência do SPT em DR como principal parâmetro, pois que qualquer areia com uma relação $\varphi = f(DR)$ parecida, facilmente se enquadraria nos resultados.

Por outro lado, se os parâmetros predominantes forem de resistência ao cisalhamento, e ao que parece não há uma relação $\varphi = f(DR)$ universal, não poderá ser satisfatória uma função $DR = f(SPT, \sigma)$ para todas as areias.

Gibbs (1971), propondo-se a uma revisão dos critérios disponíveis para determinação da Densidade Relativa das areias, a partir do SPT, tece inicialmente comentários gerais a cerca da aceitação universal de sua proposição original (Gibbs e Holtz, 1957), e apresenta resultados que parecem reafirmar sua validade, concluindo que as comparações desenvolvidas mostram não haver razões para modificações no critério original e não recomendando que pesquisas sejam desenvolvidas no sentido de refiná-lo com complicações que levem em conta efeitos de pequenas variações, tais como graduação e umidades das areias.

Sobre as correlações $DR = f(N, \sigma)$, os pontos chaves, até o presente, são:

- as proposições de Gibbs e Holtz (1957);
- as modificações propostas por Bazaraa (1967), e
- interpretações de Victor de Mello (1971), que põem em dúvida o fato de ser ou não a Densidade Relativa o fator determinante de $N \times \sigma$.

Foram então conduzidas duas séries de medidas da densidade "in situ" em vários níveis das escavações em dois depósitos naturais de areia e coletadas amostras para ensaios de caracterização, determinação de γ_{max} , γ_{min} e cálculo das Densidades Relativas.

As densidades relativas obtidas nos vários níveis das escavações foram associadas aos perfis de sondagens, e o conjunto de valores N , σ e DR , quando plotados nas formas apresentadas por Gibbs e Holtz (1957) e Bazaraa (1967), como mostrado na Figura 43, evidenciou que, ao menos para as areias ensaiadas (areias 101 e 103), as Densidades Relativas determinadas nos depósitos naturais apresentaram melhor concordância com aquelas previstas a partir das modificações introduzidas por Bazaraa na proposição original de Gibbs e Holtz.

Por outro lado, os dados obtidos apresentaram- mais coerentes com o critério adotado pelo U.S.B.R. para avaliação da densidade relativa levando em conta apenas os valores do SPT:

As observações acima, juntamente com os comentários de Victor de Mello, se associadas ao fato evidenciado na 2ª parte do presente trabalho, de que parece não haver uma relação $\rho = f(DR)$ válida para todas as areias, indicam não ser precisa a determinação da Densidade Relativa a partir dos valores de SPT e σ . Entretanto, dentre os critérios disponíveis, parece ser mais indicado o proposto por Bazaraa (1967).

Os poucos dados manipulados e o fato das duas areias serem provenientes de depósitos semelhantes, não são suficientes para responderem a questões tais como:

- não serão ambos os critérios válidos, Gibbs e Holtz (1957) e Bazaraa (1967), dependendo das características das areias e/ou do processo de formação do depósito;
- será da Densidade Relativa o fator determinante da relação entre SPT e σ , e
- qual o grau de influência, nos resultados obtidos, dos processos envolvidos na determinação de γ "in situ", γ_{max} e γ_{min} , se é sabido (Tavenas e outros, 1973) que pequenas variações nos valores desses parâmetros acarretam variações sensíveis na Densidade Relativa.

Além disto, a bibliografia reportada sugere que as pesquisas, no sentido de determinar prováveis correlações entre DR , SPT e σ , devem ser conduzidas com dados reais de campo e tornam imprescindíveis a normalização dos ensaios envolvidos, bem como da própria Sondagem a Percussão, que é uma das razões pela qual a Proposta de Normalização apresentada por Teixeira (1974) deve ser endossada.

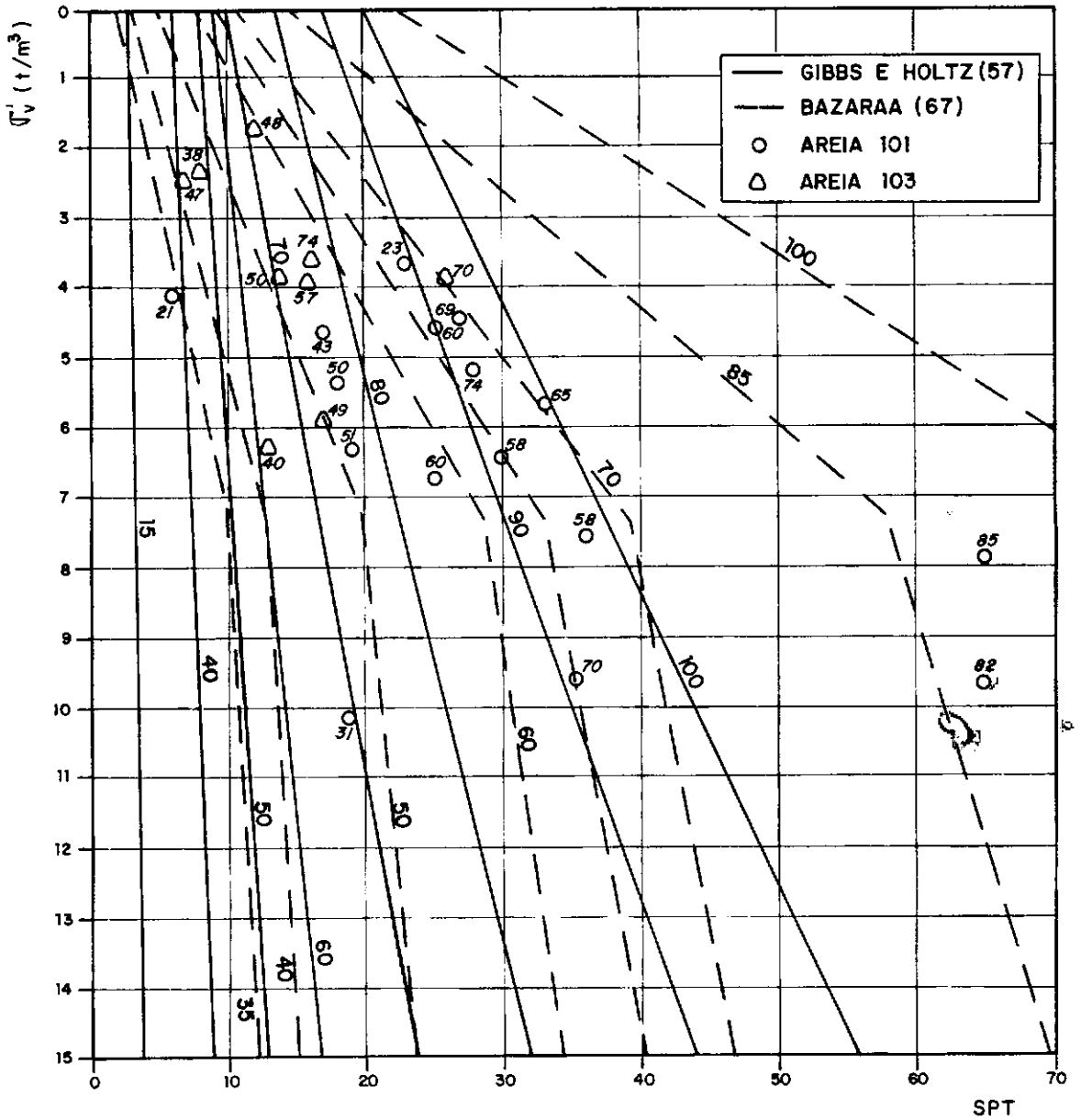


FIG. 43 – VERIFICAÇÃO DAS PROPOSIÇÕES DE GIBBS E HOLTZ (1957) E BAZARAA (1967) PARA AVALIAÇÃO DA DENSIDADE RELATIVA DE AREIAS.

VI OBTENÇÃO DO ÂNGULO DE ATRITO INTERNO DAS AREIAS A PARTIR DO S.P.T.

Após comentar os testes desenvolvidos por Gibbs e Holtz (1957), Victor de Mello (1971) observa

"O incremento na resistência a penetração, resultante de um incremento da sobrecarga, parece ser relacionado com a resistência ao cisalhamento, uma vez que esta cresce nas areias proporcionalmente a sobrecarga."

e assumindo que o SPT possa ser interpretado com relação a uma equação de resistência da forma $s = c + \sigma \cdot \text{Tg } \varphi$, para valores de σ variáveis, obtem após tratamento estatístico dos dados disponíveis, a seguinte equação:

$$\text{SPT} = 4 + 0,015 \cdot \frac{2.4}{\text{Tg } \varphi} \left[\text{Tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \varphi/2 \right) e^{\pi \cdot \text{Tg } \varphi} - 1 \right] + \sigma \cdot \text{Tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \varphi/2 \right) e^{\pi \cdot \text{Tg } \varphi} \pm 8,7$$

(18)

Comenta a seguir o espalhamento de dados verificados quando se compara $\varphi = f(\text{SPT}, \sigma)$, com o valor obtido em ensaios Triaxiais, observando que, se válidas, as correlações apresentadas tendem a sobestimar os valores do ângulo de atrito.

Moreira (1973), desenvolvendo pesquisas na COPPE - UFRJ, obteve os resultado mostrados na figura 44, e apresenta os fundamentos teóricos, descritos a seguir, para a relação entre SPT, profundidade e ângulo de atrito interno de solos arenosos.

Sendo o valor do S.P.T., em uma certa profundidade, representativo da energia necessária para vencer o atrito entre as paredes de um tubo e o solo quando aquele penetra 30 centímetros, é de se esperar as seguintes relações:

$$\begin{aligned} \text{S.P.T} &= B \cdot p_a \\ p_a &= p_h \text{ tg } \varphi_{dc} \\ p_h &= K p_v \\ \varphi_{dc} &= n \varphi \end{aligned}$$

$$\text{S.P.T} = B K p_v \text{ tg } (n \varphi)$$

$$\text{S.P.T} = D p_v \text{ tg } (n \varphi) \text{ onde } D = B.K$$

Sendo

D, B e n = constantes a determinar que dependem do equipamento, do amostrador e do próprio solo.

- P_a = tensão cisalhante média que ocorre devido ao atrito entre a parede do amostrador e o solo
 P_h = pressão horizontal média na parede do amostrador
 K = coeficiente de empuxo
 P_v = pressão efetiva vertical
 ϕ_{de} = ângulo de atrito mobilizado entre o amostrador e o solo
 ϕ = ângulo de atrito interno do solo.

Da equação proposta teremos:

$$\log \frac{SPT}{P_v} = \log D + \log (\operatorname{tg} n\phi)$$

Por outro lado pode ser verificado que para o intervalo de ângulos de atrito entre 20 e 40° a função:

$$\log (\operatorname{tg} n\phi) = C + E (n \phi)$$

onde

C e E são as constantes da reta obtida neste gráfico. Desta forma teremos:

$$\log \frac{SPT}{P_v} = \log D + C + E n \phi$$

ou

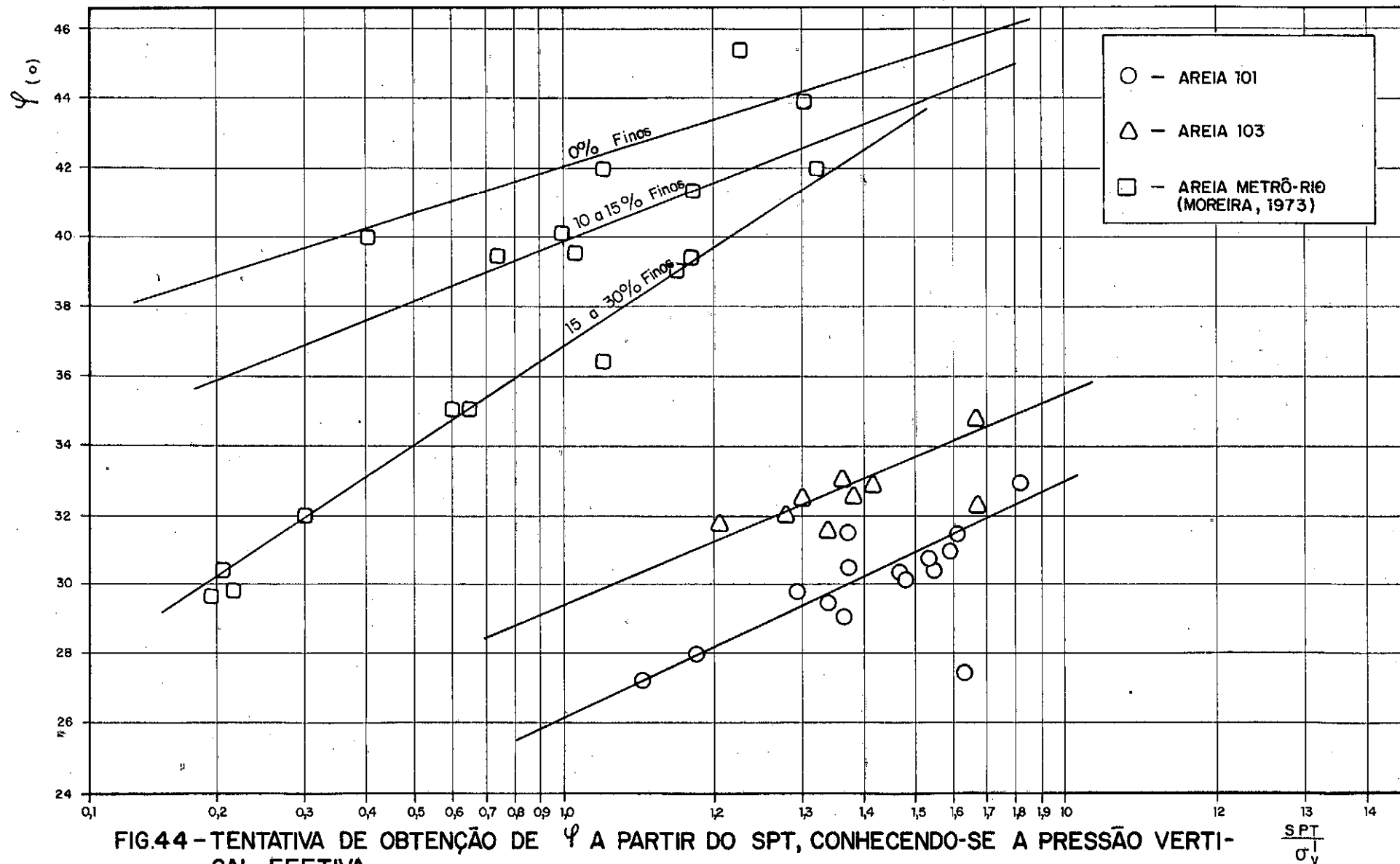
$$\log \frac{SPT}{P_v} = F + G \phi - (\text{Relação a ser definida}).$$

Note-se que ao introduzir constantes que dependem do equipamento e do solo, Moreira (1974) admite que mesmo para areias com iguais porcentagens de finos (silte + argila) a relação poderá ser ou não única.

Plotando-se os dados obtidos para as areias 101 e 103, obteve-se boa concordância com a formulação acima apresentada, Figura 44, observando-se que as curvas médias são distintas para cada areia e diferentes daquelas resultantes do trabalho original, constituindo-se em boa indicação de que, sendo válida a formulação, a relação $\phi = f(SPT, \sigma)$ não será única, mesmo para areias com iguais porcentagens de finos como é o caso das areias 101 e 103.

A tentativa de plotar os mesmos dados no sentido de verificar a equação (18), apresentada por Victor de Mello, conduziu a um espalhamento tal que impossibilitou qualquer evidência que favorecesse a sua validade.

Finalmente, à luz dos dados analisados, parece ser coerente o tipo de formulação apresentada por Moreira (1974) visando a obtenção do ângulo de atrito interno dos solos arenosos a partir do SPT e da profundidade.



VII. CONCLUSÕES

O tema Correlações com o SPT é bastante polêmico e carece de estudos bastante profundos.

No entanto, há uma tendência, no meio prático, de adotar a proposição de Gibbs e Holtz (1957), para avaliação das densidades relativas, talvez até por ser esta proposição mais difundida e explorada que outras.

Por outro lado, os poucos dados de campo trabalhados, ofereceram resultados que mais se aproximaram daqueles estimados de acordo com as modificações propostas por Bazaraa (1967), porém estes dados, por si sós, não são suficientes para se constituírem em indicação conclusiva quanto a proposição mais coerente.

Ainda sobre a avaliação da densidade relativa das areias, resta a possibilidade de serem válidas as proposições, Gibbs e Holtz (1957) e Bazaraa (1967), e que esta validade poderá depender das características das areias e/ou do processo de formação do depósito arenoso.

A avaliação do ângulo de atrito interno das areias, a partir do SPT, trata-se de um dos aspectos menos enfocados, e no entanto a análise desenvolvida parece evidenciar a possibilidade de correlações com este objetivo.

Um outro aspecto que merece ser observado, afim de se evitar erros acumulados, e que as correlações devem ser tentadas visando o parâmetro de interesse, evitando-se, por exemplo, que se obtenha o ângulo de atrito das areias a partir da densidade relativa estimada pelos resultados de sondagens, pois erros ou imprecisões nesta estimativa refletem-se diretamente no valor de ϕ , o que não é desejável.

Finalmente, acredita-se ser bastante oportuno um estudo teórico completo, analisando inclusive que parâmetros ou características das areias governam o fenômeno dinâmico da penetração do amostrador e até que ponto os fatores que influenciam a medida da resistência a penetração podem comprometer as várias formas de correlações.

ANEXOS

ANEXO 1

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- A.D. FERRAZ, NÁPOLES NETO (1971)
"Sobre a Medida de Resistência à penetração em Sondagens" -
Proceedings, 4th Panamerican Congress on Soil Mechanics and
Foundation Engineering, Puerto Rico, Vol.II, pp. 85-94
- ARCE, C.M., TORRES, F.L. AND VERCELLI, H.J. (1971)
"Experiências Comparadas com El E.N.P." - Proceedings, 4th Pan-
american Congress on Soil Mechanics and Foundation Engineering,
Vol. II, pp. 95-104
- ASTM, (1969)
"Standard Method of Test for Relative Density of Cohesionless
Soils" - Designation: D-2049-69
- CAPUTO, H.P. (1973)
"Mecânica dos Solos e Suas Aplicações" - Livros Técnicos e Cien-
tíficos Editora S/A, 3ª ed., Rio de Janeiro
- CORNFORTH, D.H., (1973)
"Prediction of Drained Strength of Sands from Relative Density
Measurements" - ASTM-STP-523 - Evaluation of Relative Density and
its Role in Geotechnical Projects involving Cohesionless Soils,
pp. 281-303
- DROZD, K. & SVASTA, M., (1974)
"Penetration Testing in Czechoslovakia" - State-of-the-Art,
Proceedings Esopot, Stockholm, pp. 27-32
- GARDEMEISTER, R. AND TAMMIRINNE, M., (1974)
"Penetration Testing in Finland" - State-of-the-Art, Proceedings
Esopot, Stockholm, Vol. 1, pp. 35-46
- GIBBS, H.J., (1971)
"Standard Penetration Test for Sand Denseness" - Proceedings,
4th Panamerican Congress on Soil Mechanics and Foundation
Engineering, Puerto Rico, Vol. II, pp. 27-36

- GRIFFIN, D.F., (1973)
 "Errors of in-place Density Measurements in Cohesionless Soils" -
 ASTM-STP-523 - Evaluation of Relative Density and its Role in
 Geotechnical Projects involving Cohesionless Soils, pp. 195-206

- HARR, M.E., (1966)
 "Foundations of Theoretical Soil Mechanics" - McGraw - Hill
 Kogakusha - Tokio

- HEDGES, C.S., (1971)
 "Standard Test Boring with Drilling Mud" - Proceedings, 4th Pana-
 merican Congress on Soil Mechanics and Foundation Engineering,
 Puerto Rico, Vol. II, pp. 63-74

- KOLBUSZEWSKI, J.J., (1948)
 "An Experimental Study of the Maximum and Minimum Porosities of
 Sands" - Proceedings, 2nd International Conference on Soil
 Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, Vol. I, pp.158-165

- KOMORNIK, A., (1974)
 "Penetration Testing in Israel" - State-of-the-Art, Proceedings
 Esopot, Stockholm, Vol. I, pp. 185-192

- LAMBE, K.W., AND WHITMAN, R.V., (1969)
 "Soil Mechanics", John Wiley & Sons, Inc., New York

- LOUSBERG, M. ET AL., (1974)
 "Penetration Testing in Belgium" - Proceedings Esopot, Stockholm,
 Vol. I, pp. 7-17

- MELLO, V.F.B. de, (1971)
 "The Standard Penetration Test" - State-of-the-Art, Proceedings
 4th Panamerican Congress on Soil Mechanics and Foundation
 Engineering, Puerto Rico, Vol. I, pp. 1-86

- MELLO, V.F.B. de, ET AL.,
 "Standard Penetration Test and Relative Density" - Proceedings,
 4th Panamerican Congress on Soil Mechanics and Foundation
 Engineering, Puerto Rico, Vol. II, pp. 37-44

- MELZER, K.J., (1973)
 "Relative Density - Three Examples of its Use in Research and Practice", ASTM-STP-523 - Evaluation of Relative Density and its Role in Geotechnical Projects involving Cohesionless Soils", pp. 463-477

- NICCOLAI, C. ET AL., (1974)
 "Penetration Testing in Italy" - State-of-the-Art, Proceedings Esopot, Stockholm, Vol. I, pp. 69-78

- NOWATZKI, E.A., (1971)
 "A Theoretical Assessment of the SPT" - Proceedings 4th Panamerican Congress on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Puerto Rico, Vol. II, pp. 45-62

- OSTERBERG, J.O. AND VARAKSIN, S., (1973)
 "Determination of Relative Density of Sand Below Groundwater Table" - ASTM-STP-523 - Evaluation of Relative Density and its Role in Geotechnical Projects involving Cohesionless Soils, pp. 364-378

- PETTIBONE, H.C. AND HARDIN, J., (1964)
 "Research on Vibratory Maximum Density Test for Cohesionless Soils", ASTM-STP-377 - Compaction of Soils", pp. 3-19

- PINTO, C.S., (1974)
 "Resistência ao Cisalhamento" - Departamento de Livros e Publicações, Universidade de São Paulo, SP

- REGINATTO, A.R., (1971)
 "Standard Penetration Tests in Collapsible Soils" - Proceedings 4th Panamerican Congress on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. II, pp. 77-84

- RODIN, S. ET AL., (1974)
 "Penetration Testing in United Kingdom" - State-of-the-Art, Proceedings Esopot, Stockholm, Vol. I, 139-146

- ROWE, P.W., L. BARDEN, AND I.K. LEE, (1964)
 "Energy Components during the Triaxial cell and Direct shear Tests" - Geotechnique, Vol. 14, nº 3

- SANGLERAT, G., (1967)
 "El Penetrometro y el Reconocimiento de los Suelos" - Servicio de Publicaciones, Ministerio de Obras Públicas, Madrid

- SANGLERAT, G., (1974)
 "Penetration Testing in France" - Proceedings Esopot, Stockholm, Vol. I, pp. 47-57

- SCHMERTMANN, J.H., (1974)
 "Penetration Testing in U.S.A." - State-of-the-Art, Proceedings Esopot, Stockholm, Vol. I, pp. 217-218

- SELIG, E.T. AND LADD, R.S., (1973)
 "Evaluation of Relative Density Measurements and Applications", ASTM-STP-523 - Evaluation of Relative Density and its Role in Geotechnical Projects involving Cohesionless Soils", pp. 487-504

- STEFANOFF, G., AND BEJKOFF, M., (1974)
 "Penetration Testing in Bulgaria" - State-of-the-Art, Proceedings Esopot, Stockholm, Vol. I, pp. 19-25

- SUGUID, K., (1973)
 "Introdução à Sedimentologia" - Editora Edgard Blücher Ltda., Ed. da Universidade de São Paulo, SP

- TASSIUS, T.P. & ANAGNOSTOPOULOS, A.G., (1974)
 "Penetration Testing in Greece" - State-of-the-Art, Proceedings Esopot, Stockholm, pp. 65-68

- TAVENAS, F.A., LADD, R.S., AND LA ROCHELLE, P., (1973)
 "Accuracy of Relative Density Measurements: Results of a Comparative Test Program" - ASTM-STP-523 - Evaluation of Relative Density and its Role in Geotechnical Projects involving Cohesionless Soils, pp. 18-60

- TEIXEIRA, H.T., (1974)
"A Padronização da Sondagem de Simples Reconhecimento" - Anais do V Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos - São Paulo, SP
- TERZAGHI, K., AND PECK, R., (1967)
"Soil Mechanics in Engineering Practice", 2nd ed., John Wiley & John Wiley & Sons, Inc., New York
- WADELL, H., (1932)
"Volume, Shape and Roundness of Rock Particles" - Journal of Geology, nº 40, pp. 443-451
- WEBB, D.L., (1974)
"Penetration Testing in South Africa" - State-of-the-Art, Proceedings Esopot, Stockholm, Vol. I, pp. 201-215
- YOSHIMI, Y. AND TOHNO, I., (1973)
"Statistical Significance of the Relative Density" - ASTM-STP-523 Evaluation of Relative Density and its Role in Geotechnical Projects involving Cohesionless Soils, pp. 74-84
- YOUD, T.L., (1971)
"Maximum Density of Sand by Repeated Straining in Simple Shear" Highway Research Record No. 374, pp. 1-6
- YOUD, T.L., (1973)
"Factors Controlling Maximum and Minimum Densities of Sands" - ASTM-STP-523 - Evaluation of Relative Density and its Role in Geotechnical Projects involving Cohesionless Soils, pp. 98-112

ANEXO 2

***SUGESTÕES PARA PESQUI-
-SAS***

A N E X O 2

SUGESTÕES PARA PESQUISAS

1. Pesquisa para normalização dos métodos para determinação das densidades máximas e mínimas das areias, verificando inclusive o efeito dos golpes e tamanho do molde em areias contendo pedregulho.

2. Verificar a validade para outras areias do critério para avaliação do comportamento ângulo de atrito x densidade relativa, a partir da sugestão apresentada.

Para as areias estudadas analisar a influência de características tais como forma, dureza e rugosidade dos grãos.

3. Análise teórica da penetração do amostrador nas sondagens a percussão, levando em conta tratar-se de fenômeno dinâmico e considerando todos os fatores que interferem na medida da resistência a penetração. Bons pontos de partida são os trabalhos de E.A. Nowatzki - "A theoretical Assessment of the SPT" e o "State of the Art", de Victor F.B. de Mello, ambos apresentados ao 49 Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, em 1971 - Porto Rico.

ANEXO 3

***PROPOSTA DE NORMALIZA-
ÇÃO DE PROCEDIMENTOS
PARA DETERMINAÇÃO DAS
DENSIDADES MÁXIMAS E
MÍNIMAS DAS AREIAS***

A N E X O 3

PROPOSTA DE NORMALIZAÇÃO DE PROCEDIMENTOS PARA DETERMINAÇÃO
DAS DENSIDADES MÁXIMAS E MÍNIMAS DAS AREIAS

1. OBJETIVO

Descrever o equipamento e processos de execução de ensaios e cálculos para determinação das densidades máximas e mínimas das areias.

2. EQUIPAMENTOS

- 2.1 Proveta de 2.000cm^3 , graduada.
- 2.2 Equipamento reduzido para moldagem de de solo-aditivo (Fig.1).
- 2.3 Balança com capacidade de 5.000g e sensível a 0,1g.
- 2.4 Colher de jardineiro.
- 2.5 Régua de aço.
- 2.6 Quarteador de amostras.

3. PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS

- 3.1 Deixar secar a areia em condições naturais.
- 3.2 Através de quarteamento sucessivo, preparar as amostras, de acordo com as seguintes quantidades e objetivos.
 - 3.2.1 Preparar uma amostra com 1.000g, para determinação da densidade máxima.
 - 3.2.2 Preparar três amostras, de aproximadamente 200g cada, para determinação da densidade máxima.

4. ENSAIO

- 4.1 Determinação da densidade máxima.
 - 4.1.1 Colocar a amostra, de 1.000g, na proveta graduada de 2.000cm^3 .
 - 4.1.2 Tamba-se a proveta.

- 4.1.2 Tampa-se a proveta.
- 4.1.3 Emborcar a proveta, contendo a amostra, e, em seguida, volta-a à sua posição original, sem provocar impacto no sistema e gastando nesta operação aproximadamente um segundo.
- 4.1.4 Em seguida registrar o volume médio da amostra na proveta (V_m), através da leitura direta da escala em cm^3 da própria proveta.
- 4.1.5 Repetir as operações descritas em 4.1.3 e 4.1.4, por mais duas vezes.
- 4.1.6 Anotar o maior dos 3 volumes médios obtidos nas operações anteriores ($V_{m_{\max}}$).
- 4.2 Determinação da densidade máxima
 - 4.2.1 Tomar uma das amostras de 200g, preparadas em 3.2.2.
 - 4.2.2 Desta amostra, colocar 60 a 70g (1ª camada) no cilindro molde do equipamento reduzido.
 - 4.2.3 Com o soquete próprio do equipamento (Fig.1), compactar a primeira camada com 5 golpes.
 - 4.2.4 Colocar mais 60 a 70g da amostra no cilindro (2ª camada) e compactar com 10 golpes do soquete próprio.
 - 4.2.5 Colocar a última camada, 60 a 70g, no cilindro e compactar com 20 golpes do soquete.
 - 4.2.6 Retirar o colar do cilindro.
 - 4.2.7 Com a régua de aço razar o topo superior da amostra.
 - 4.2.8 Pesar a areia compactada no cilindro.
 - 4.2.9 Repetir a sequência 4.2.1 a 4.2.8, para as outras duas amostras, e anotar o maior dos pesos ($P_s \max$), obtidos após completar a sequência com as 3 amostras.

5. CÁLCULOS

- 5.1 Cálculo da densidade mínima.

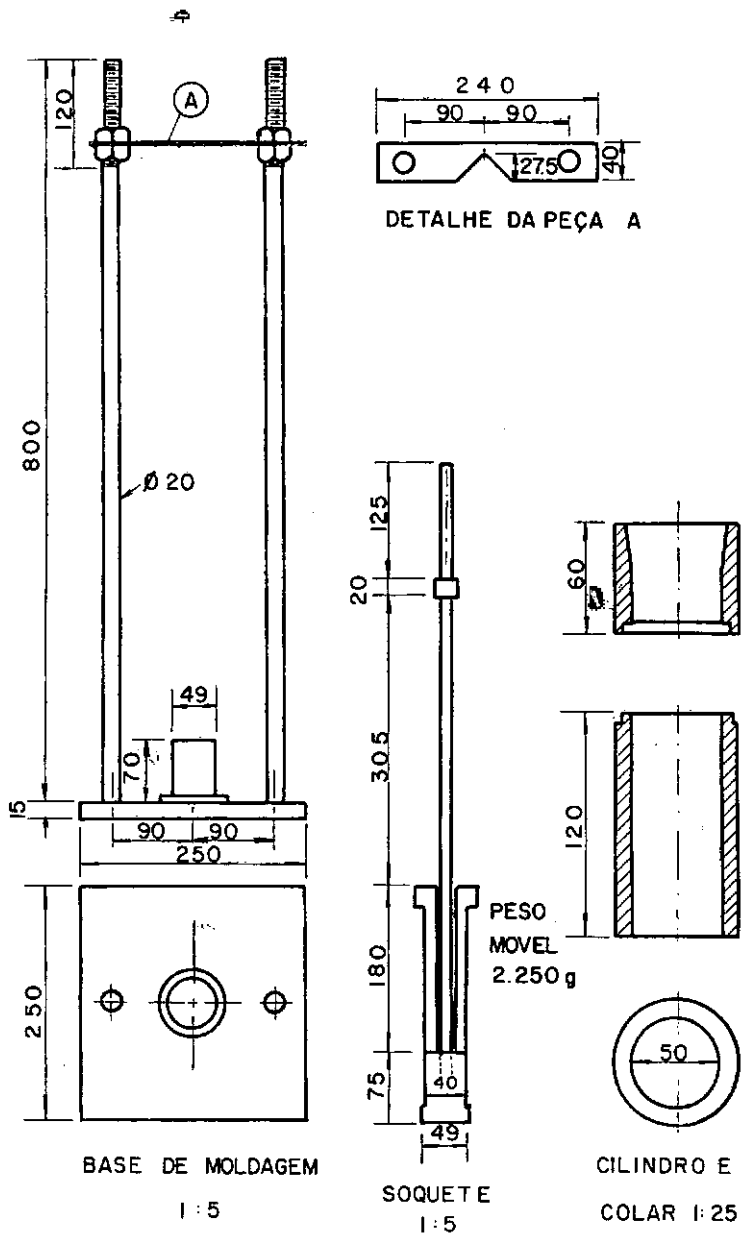
Dividir o peso da amostra (1.000g) pelo maior volume médio ($V_m \text{ max}$) obtido em 4.1.

$$\gamma_{s_{\min}} = \frac{1.000g}{V_{m_{\max}}}, \quad V_m \text{ max em cm}^3$$

5.2 Cálculo da densidade máxima

Dividir o $P_s \text{ max}$, obtido em 4.2., pelo volume de $98,13\text{cm}^3$, correspondente a amostra compactada.

$$\gamma_{s_{\max}} = \frac{P_s \text{ max}}{98,13\text{cm}^3}, \quad P_s \text{ max em g.}$$



EQUIPAMENTO REDUZIDO PARA MOLDAGEM DE SOLO-ADITIVO .

FIGURA 1

ANEXO 4

***PROCEDIMENTO ADOTADO
PARA DETERMINAÇÃO DAS
DENSIDADES " IN SITU "***

Procedimento adotado para determinação da densidade "in situ" das areias, com emprego de óleo.

1 - Aparelhagem:

- a) Proveta de 1000 ml. graduada.
- b) Bandeja quadrada de alumínio, com cerca de 30cm de lado e bordos com 5cm de altura, possuindo um orifício circular no centro de 12cm de diâmetro.
- c) Colher de jardineiro
- d) Espátula
- e) Nível de pedreiro
- f) Óleo SAE 50
- g) Balança com capacidade de 5000gr sensível a 0,1g.
- h) Estufa
- i) Frascos de vidro para guarda de amostra.

2 - Procedimento:

- a) A superfície escolhida para receber a bandeja era nivelada, de modo a torná-la o quanto possível plana e horizontal.
- b) A bandeja era assentada na superfície preparada e, com o auxílio da colher de jardineiro, era procedida a abertura da cavidade limitada pelo orifício central da bandeja, recolhendo-se o material extraído e acondicionando-o no frasco de vidro.
A cavidade obtida tinha de 10 a 15cm de profundidade.
- c) Vertia-se o óleo na proveta e aguardava-se o seu assentamento, o que ocorria em torno de 15min, anotando-se o nível do óleo inicial na proveta.
- d) Vertia-se parte do óleo da proveta na cavidade preparada, até que este se nivelasse com a superfície preparada após o que colocava-se a proveta em repouso aguardando mais uma vez o assentamento do óleo, e registrando-se o nível final do óleo.
- e) A diferença entre os níveis inicial e final, fornecia o volume da cavidade.

- f) O material recolhido e acondicionando no frasco de vidro era colocada na estufa e aprox. 105°C , durante 24 horas, após o que procedia-se a sua pesagem.
- g) A divisão do peso seco do material extraído pelo volume da cavidade fornecia a densidade aparente seca da areia.

ANEXO 5

***SUGESTÃO PARA NORMALI-
ZAÇÃO DAS SONDAGENS A
PERCUSSÃO***

MÉTODO DE EXECUÇÃO DE SONDAGENS DE SIMPLES RECONHECIMENTO DOS SOLOS

(PROPOSTA DE NORMALIZAÇÃO APRESENTADA POR ALBERTO HENRIQUE TEIXEIRA EM 1974, AO V CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS).

1. OBJETIVO

O método descreve o equipamento e o processo de execução de sondagens de simples reconhecimento, também denominadas de sondagens a percussão, cuja finalidade é a exploração, amostragem e identificação dos solos por perfuração para fins da Engenharia Civil.

2. EQUIPAMENTO

- 2.1 O equipamento padrão deverá ser composto dos seguintes elementos principais: tripê com roldanas, tubos de revestimento, hastes, barriletes-amostradores, martelo para cravação do amostrador, bomba d'água motorizada, peso saca-tubos, baldinho, trépano de lavagem, trado concha, trado espiral, medidor de nível d'água, metro de balcão, recipientes para amostras e ferramentas gerais necessárias à operação normal do equipamento. Opcionalmente, o equipamento poderá ter guincho motorizado e sarilho manual.
- 2.2 Os tubos de revestimento deverão ter diâmetro interno mínimo de 66,5mm (diâmetro nominal do tubo de 2 1/2").
- 2.3 O trado concha deverá ter 100mm de diâmetro, no mínimo.
- 2.4 O trado espiral deverá ter diâmetro mínimo de 58mm e máximo de 62mm.
- 2.5 O trépano, também denominado peça de lavagem, será constituído por peça terminada em bisel e dotado de duas saídas laterais para água. O diâmetro do trépano será de 62mm.
- 2.6 A composição de perfuração será constituída por haste "A" (tubo de aço de diâmetros externo e interno de 41,3mm e 28,6mm, respectivamente, e

peso de 5,6kg/m). As hastes deverão estar bem retilíneas, dotadas de roscas em bom estado e com os niples bem apertados, quando em uso. As hastes serão utilizadas, tanto acopladas ao amostrador como ao trépano de lavagem.

- 2.7 O barrilete amostrador a ser utilizado, de diâmetro externo de 50,8mm deverá ter rigorosamente a forma e dimensões indicadas na Figura 1. A sapata ou bico do amostrador será de aço duro, devendo ser substituído sempre que se encontrar danificado. A cabeça do amostrador deverá ter dois orifícios de 12,5mm de diâmetro e conter interiormente, válvula constituída por esfera de aço inoxidável. O corpo do amostrador será bi-partido.
- 2.8 O martelo para cravação da composição (peso de bater) consistirá de uma massa de 65kg, conforme pormenorizado na Figura 2. Encaixado na parte inferior do martelo haverá um coxim de madeira dura. O martelo terá uma haste maciça fixada a sua parte inferior para assegurar a centralização de sua queda, na qual haverá uma marca visível, distante de 75cm, contados a partir da base do peso. Sobre o topo da haste de perfuração será colocada a cabeça de bater, a qual receberá o impacto direto do martelo.

3. PROCESSO DE PERFURAÇÃO

- 3.1 As sondagens serão iniciadas utilizando-se o trado concha até a profundidade de 1m, seguindo-se a instalação de um primeiro segmento do tubo de revestimento até essa profundidade.
- 3.2 O trado espiral será utilizado no avanço posterior do furo até se atingir o nível d'água. Em casos especiais, quando o avanço da perfuração com emprego do trado espiral for inoperante, passa-se para o método de perfuração por circulação de água ou lavagem.
- 3.3 Abaixo do nível d'água a perfuração será procedida por circulação de ãgua (ou por lavagem), utilizando-se o trépano de lavagem e a bomba d'ãgua. A operação consistirá da elevação do trépano de cerca de 30cm e sua queda será acompanhada de movimento de rotação imprimido manualmente pelo operador. Toda vez que a composição for descida no furo de son

dagem ela deverá ser medida com a precisão de um centímetro.

- 3.4 Caso a parede do furo se mostre instável, é obrigatória para amostragens subsequentes, a descida do tubo de revestimento até onde se fizer necessário. Os tubos de revestimento que forem sendo conectados devem ser medidos com precisão de um centímetro. Atenção especial deve ser dada para não descer o tubo de revestimento a profundidades abaixo do fundo do furo aberto. Em casos especiais de sondagens profundas em solos instáveis, onde a descida e/ou a posterior remoção dos tubos de revestimento for problemática, poderão ser empregadas lamas de estabilização em lugar do tubo de revestimento.
- 3.5 Durante a operação de perfuração deverão ser anotadas pelo operador as profundidades das transições de camadas detectadas por exame táctil-visual e da mudança de coloração dos materiais trazidos pelo trado espiral ou do produto de lavagem, na boca do furo.
- 3.6 Durante todas operações da sondagem deve-se manter o nível d'água no interior do furo em nível igual ou superior ao nível do lençol freático. Atenção especial deve ser dada quando da retirada da composição das hastes do interior do furo.
- 3.7 Nos equipamentos mecanizados o guincho ou o cabrestante serão utilizados somente para as operações descritas nos Artigos 3.3 e 3.4, durante a retirada do tubo de revestimento acionando o peso saca-tubos e durante a descida ou subida da composição das hastes.

4. AMOSTRAGEM E ENSAIO DE PENETRAÇÃO

- 4.1 A cada metro de perfuração, a contar de 1 metro de profundidade, serão obtidas amostras dos solos por meio de barrilete amostrador. O amostrador deverá penetrar livremente no furo previamente executado até a cota de amostragem pelo uso do trado espiral ou por circulação de água, e até ser apoiado suavemente no fundo do furo. Deve-se assegurar que a extremidade inferior do amostrador se encontre na cota desejada de amostragem. Para tanto a composição das hastes deve ser medida com precisão de um centímetro cada vez que ela é descida no furo.
- 4.2 O martelo será apoiado suavemente sobre a composição das hastes, anotando

- 4.2 O martelo será apoiado suavemente sobre a composição das hastes, anotando-se a eventual penetração observada.
- 4.3 O martelo será erguido manualmente com auxílio de corda flexível e rodana até a marca de 75cm existente na sua haste. Os eixos de simetria verticais do peso de bater e da composição de hastes deverão ser rigorosamente coincidentes.
- 4.4 O ensaio de penetração consistirá na cravação no solo, do barrilete amostrador através de quedas sucessivas do martelo. Não tendo ocorrido penetração igual ou maior do que 45cm no procedimento descrito no Artigo 4.2, inicia-se a cravação do barrilete através da queda livre do martelo. Cada queda livre do martelo corresponderá a um golpe e serão aplicados tantos golpes quantos forem necessários à cravação de 45cm do amostrador. Serão anotado separadamente o número de golpes necessário à cravação de cada 15cm do amostrador. Para tanto, serão assinaladas com giz, o trecho da composição de hastes que permanece acima do topo do tubo de revestimento, três segmentos de 15cm cada um, a contar da boca do tubo de revestimento. Caso ocorra penetração maior do que 15cm, sob a ação de um só golpe, esta será anotada.
- 4.5 Precauções especiais deverão ser usadas para se evitar perdas de energia de cravação por atritos, sendo vedado o emprego de guincho ou de cabrestante para elevação do martelo.
- 4.6 A penetração obtida conforme descrito no Artigo 4.2 corresponderá a zero golpes.
- 4.7 O processo de perfuração por lavagem associado aos ensaios penetrométricos será utilizado até onde se obtiver nesses ensaios o total de 60 golpes por ensaio, observadas as seguintes condições:
- a) a sondagem avançará até o máximo de 1m em solo quando a penetração do amostrador for inferior a 15cm em cada ensaio;
 - b) a sondagem avançará até o máximo de 2m em solo quando a penetração do amostrador for entre 15 e 30cm em cada ensaio;
 - c) a sondagem avançará até o máximo de 3m em solo quando a penetração do amostrador for entre 30 e 45cm em cada ensaio.
- Caso haja necessidade técnica de se continuar a investigação do sub-solo em maiores profundidades, a perfuração será prosseguida por método rotativo após entendimentos entre as partes interessadas.

- 4.8 As amostras obtidas serão acondicionadas em recipientes dotados de tampas herméticas, e de dimensões tais que permitam receber, pelo menos, um cilindro de solo de 8cm de altura colhido "intacto" do interior do amostrador.
- 4.9 Não havendo recuperação da amostra pela operação descrita no Artigo 4.1, na operação imediata de avanço do furo por lavagem deverá ser colhida separadamente uma porção da água de circulação na boca da sondagem e, por sedimentação, colher a amostra resultante.
- 4.10 Ocorrendo camadas distintas na coluna de solo amostrado serão colhidas amostras representativas e colocadas em recipientes distintos tal como descrito no Artigo 4.8.
- 4.11 Os recipientes serão providos de duas etiquetas, sendo uma colada externamente e outra colada no interior do recipiente. Nas etiquetas deverão constar, com tinta indelével, as seguintes informações:
- a) designação da obra;
 - b) local da obra;
 - c) número da sondagem;
 - d) número da amostra;
 - e) profundidade.
- 4.12 Os recipientes de cada sondagem serão acondicionados em caixas especiais com etiquetas onde deve constar a designação da obra e o número da sondagem. As caixas deverão estar continuamente abrigadas, não devendo ficar expostas à chuva e ao sol.

5. ENSAIO DE AVANÇO POR LAVAGEM

- 5.1 Uma vez atingidas as condições de penetração descritas no Artigo 4.7 e após a retirada do amostrador do interior do furo, será executado a seguir um ensaio de avanço por lavagem.
- 5.2 O ensaio de avanço por lavagem consiste no emprego do processo descrito no Artigo 3.3. O ensaio terá duração de 30 minutos, anotando-se os avanços do trépano obtidos a cada período de 10 minutos.

- 5.3 Quando no ensaio de avanço por lavagem forem obtidos avanços inferiores a 5,0cm por período, em três períodos consecutivos de 10 minutos, a sondagem será considerada encerrada.
- 5.4 A execução do ensaio de avanço por lavagem só será executado quando houver solicitação prévia e expressa do interessado.
- 5.5 Caso haja necessidade técnica de se continuar a investigação do sub-solo em maiores profundidades do que aquela fixada pelo artigo 5.3, a perfuração será prosseguida por método rotativo após entendimentos entre as partes interessadas.

6. OBSERVAÇÃO DO NÍVEL D'ÁGUA

- 6.1 Durante a perfuração com o auxílio do trado espiral, o operador deverá estar atento a qualquer aumento aparente da saturação do solo indicativo da presença próxima do nível d'água, bem como um indício mais forte, tal como, de estar molhado um determinado trecho inferior do trado espiral, comprovando ter sido atravessado o nível d'água freático.
- 6.2 Nesta oportunidade interrompe-se a operação de perfuração, passando-se a realizar observações da subida do nível de água no fundo até sua estabilização relativa. Como o tempo de estabilização é função da permeabilidade do solo, recomenda-se um mínimo de 30 minutos de observação.
- 6.3 Sempre que ocorrerem paralizações na execução das sondagens, antes do seu reinício, será obrigatória a medida da posição do nível d'água.
- 6.4 Após decorrida uma hora do término da execução da sondagem será realizada nova leitura antes da retirada do tubo de revestimento. Quando possível, será procedida nova leitura após a retirada do tubo de revestimento.
- 6.5 Em cada leitura de nível d'água deverá ser anotada a posição do tubo de revestimento.
- 6.6 Deverá ser anotada também a profundidade do furo em que ocorre eventual perda de água.

- 6.7 Quando do término de execução da sondagem, e estando o furo cheio com água de lavagem, será utilizado o baldinho para esgotamento do furo. Após esta operação será medida a posição do lençol freático, conforme descrito no Artigo 6.4

7. RELATÓRIO DE CAMPO

Na folha de anotações de campo deverão constar os seguintes elementos:

- a) nome da empresa;
- b) nome do cliente;
- c) identificação numérica do trabalho
- d) local do terreno ou da obra
- e) número da sondagem
- f) cota da boca do furo em relação a uma referência fixa bem definida
- g) data de início e de término da sondagem
- h) profundidades do tubo de revestimento concomitantes com a profundidade do furo
- i) método de perfuração empregado e profundidade respectiva
- j) profundidade das passagens das camadas e do final do furo
- k) classificação táctil-visual da textura e cor do solo amostrado
- l) numeração das amostras
- m) profundidades das amostras
- n) anotação dos casos quando a amostra não foi trazida à superfície pelo amostrador e obtidas, conforme descrito no Artigo 4.9.
- o) número de golpes necessário à penetração de cada 15cm do amostrador ou conforme descrito nos Artigos 4.6, 4.7 e 5.2.
- p) tabela contendo as anotações da posição do nível de água: data, hora, profundidade do nível d'água, profundidade do revestimento
- q) outras observações colhidas durante a execução das sondagens e julgadas de interesse.

8. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

- 8.1 Os resultados das sondagens de simples reconhecimento serão apresentados em relatório ou certificado, numerado, datado e assinado por engenheiro ou geólogo de engenharia responsável técnico pelo trabalho.

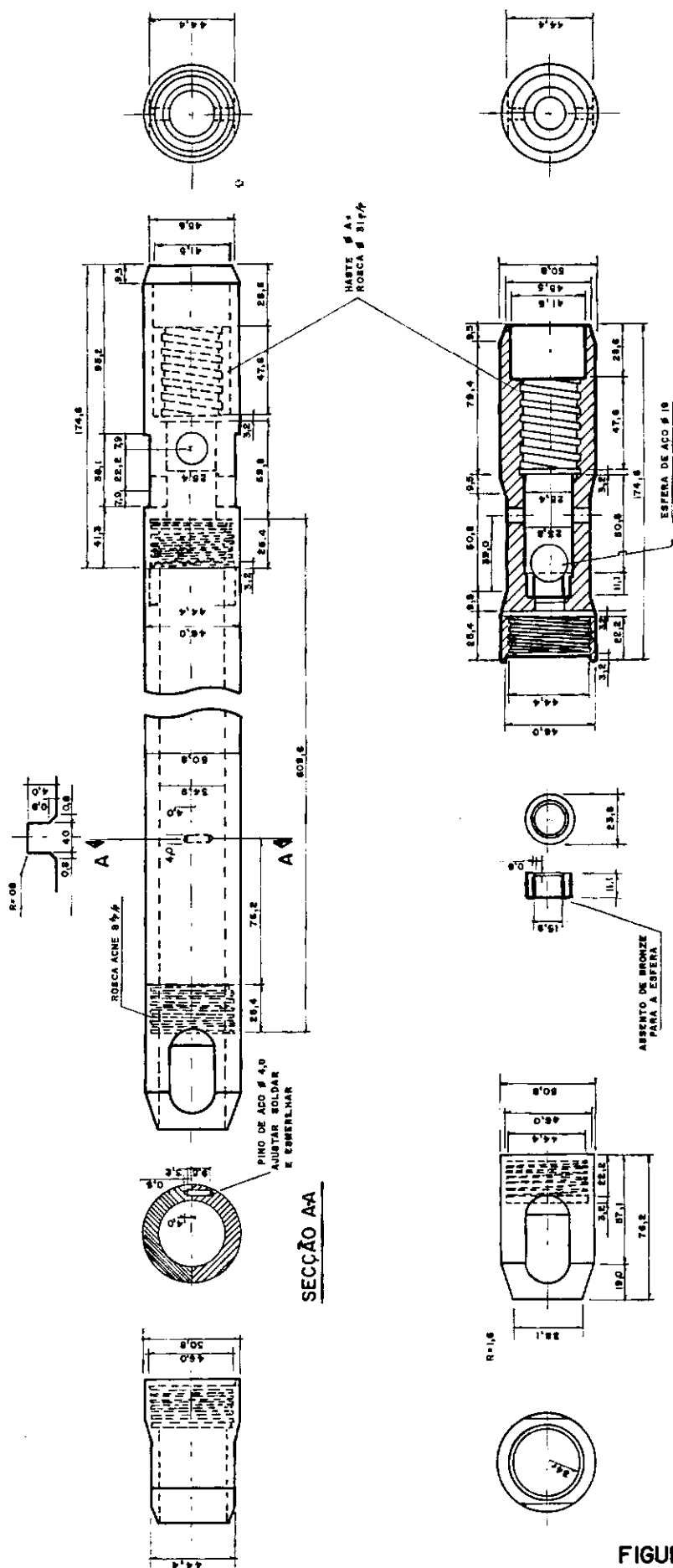
- 8.2 No memorial do relatório deverão constar:
- a) localização da obra
 - b) descrição dos serviços realizados e suas quantidades
 - c) descrição sumária do método e dos equipamentos empregados na realização das sondagens
 - d) declaração de que foram obedecidas as normas brasileiras relativas ao assunto (NB-12, TB-3, etc.)
 - e) outras observações e comentários julgados importantes
 - f) referências dos desenhos constantes do relatório.
- 8.3 Anexo ao relatório deverá constar um desenho (formato A-4 da ABNT), contendo uma planta cotada, e em escala conveniente, da locação do terreno ou da obra devidamente caracterizado, amarrada a logradouros públicos, acidentes geográficos ou a marcos topográficos, de forma a não deixar dúvida quanto à sua localização. O desenho conterá a locação das sondagens executadas cotada em relação a elementos fixos e bem definidos no terreno, de forma a poder-se restituir a qualquer momento, e sem dúvidas, essa locação no campo. A planta conterá a posição da referência de nível (R.N.) tomada para o nivelamento das bocas das sondagens, bem como descrição sumária do elemento físico tomado como R.N.. Não se dispondo da cota absoluta da referência de nível, esta será tomada arbitrariamente igual a zero.
- 8.4 Os resultados das sondagens serão apresentados em desenhos (formato A-4 da ABNT) numerados contendo o perfil individual de cada sondagem na escala de 1:100, conforme o modelo constante da Fig. 3, anexa. Caso as sondagens tenham alcançado grande profundidade o desenho poderá ser apresentado em outra escala sem que venha, todavia, a prejudicar a apresentação dos resultados ou dificultar a sua interpretação. Nos desenhos apresentados no tamanho A-4 da ABNT, deverão constar:
- a) o nome da firma executora das sondagens, o nome do interessado, o local da obra, seu número de identificação e o visto de aprovação do engenheiro ou geólogo de engenharia responsável;
 - b) diâmetros do tubo de revestimento e do amostrador empregados;
 - c) número da sondagem;
 - d) a cota da boca do furo de sondagem, com precisão de um centímetro;
 - e) coluna cotada em relação a referência de nível (R.N.);
 - f) posição das amostras colhidas, devidamente numeradas; as amostras não recuperadas deverão ser indicadas; deverão ser indicadas as amostras por lavagem;

- g) as profundidades, em relação a boca do furo, das transições de camadas e do final da sondagem;
- h) os números de golpes determinados conforme descrito nos Artigos 4.4, 4.6 e 4.7;
- i) identificação e classificação dos solos amostrados utilizando a Terminologia de Rocha e Solos - TB-3 da ABNT; a essa terminologia será acrescentada a cor do solo amostrado conforme anotação do operador na folha de campo;
- j) a classificação dos materiais será acrescentada a designação relativa à compacidade das areias e à consistência das argilas obtida através da tabela seguinte:

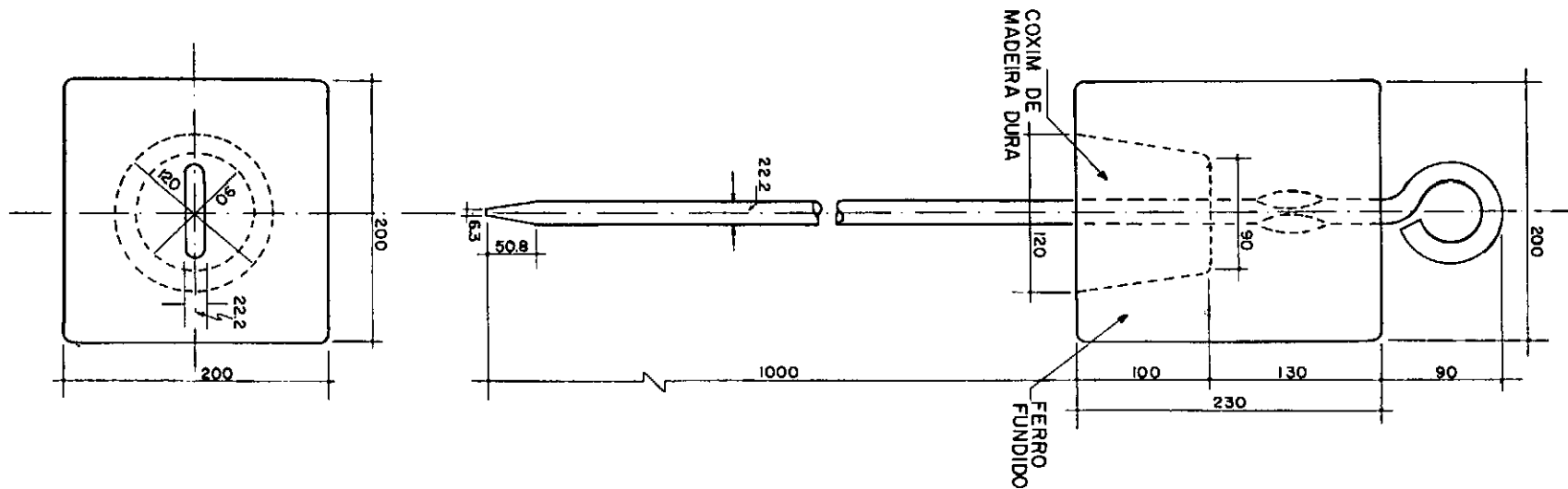
Solo	Índice de Resistência à Penetração	Designação
areias e siltes arenosos	< 4	fofa(o)
	4 - 10	pouco compacta(o)
	10 - 30	medianamente compacta(o)
	30 - 50	compacta(o)
	> 50	muito compacta(o)
argilas e siltes argilosos	< 2	muito mole
	2 - 4	mole
	4 - 8	média(o)
	8 - 15	rija(o)
	15 - 30	muito rija(o)
	> 30	dura(o)

O índice de resistência à penetração constante da tabela acima será considerado como o número de golpes necessários à penetração no solo dos 30cm finais do amostrador.

- l) a classificação do material deve obedecer a seguinte sequência: designação do solo predominante, designação do solo secundário, designação auxiliar (porosa, plástica, friável, marinha, orgânica, turfofa), compacidade ou consistência conforme a tabela do item (j), cor, origem, (no caso de ser solo residual);
- m) o nível d'água final e outros níveis característicos encontrados e as respectivas datas de observação;
- n) convenção gráfica dos solos que compõem as camadas do subsolo; será utilizada a convenção apresentada no desenho nº 2;
- o) datas de início e término da execução da sondagem;
- p) avanços sucessivos da parte inferior do tubo de revestimento;
- q) indicação das profundidades até onde foram empregados sucessivamente os vários processos de perfuração (TC-trado concha; TE-trado espiral; L-lavagem).



AMOSTRADOR TIPO RAYMOND DE 2"



CONVENÇÕES GRÁFICAS


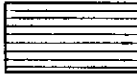
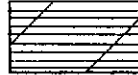

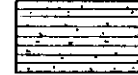


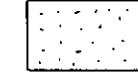



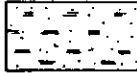
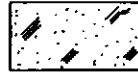




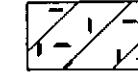












									
PISO E ENTULHO	ATERRO	ATERRO ARGILOSO	ATERRO SILTOSO	ATERRO ARENOSO	TURFA (Terreno vegetal organico)	MATERIA ORGANICA	AREIA	AREIA POUCO ARGILOSA	AREIA MUITO ARGILOSA
									
AREIA ARGILO-SILTOSA	AREIA SILTOSA	AREIA COM NODULOS DE ARGILA	AREIA COM PEDREGULHOS	ARGILA	ARGILA SILTOSA	ARGILA ORGANICA	ARGILA ORGANICA SILTOSA	ARGILA ARENOSA	ARGILA SILTO-ARENOSA
									
ARGILA COM NODULOS DE AREIA	ARGILA COM LENTES DE AREIA	SILTE	SILTE ARENOSO	SILTE ARGILOSO	SILTE ARGILO-ARENOSO	PEDREGULHOS	PEDREGULHO ARGILOSO	PEDREGULHO SILTOSO	SOLO RESIDUAL

FIGURA 2

SONDAGEM Nº

DATA DE INÍCIO :

DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO

DATA DE TÉRMINO :

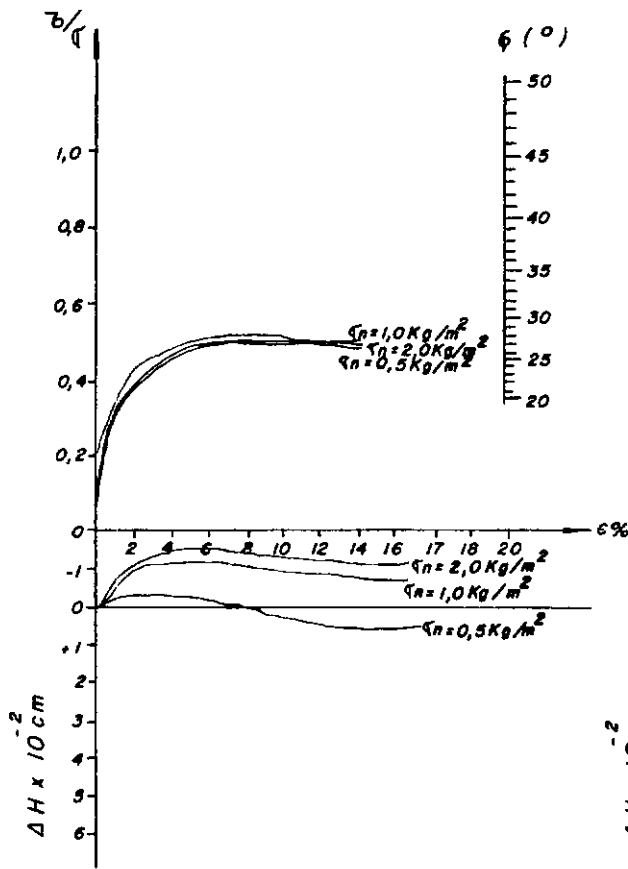
DIÂMETROS DO AMOSTRADOR: D_e D_i

COTAS (m) () ↓	NÍVEL D'ÁGUA E DATAS	AMARCO DO FURO E REVESTIMENTO	POSICÃO DAS AMOSTRAS E CONVENÇÕES	ENSAIO DE PENETRAÇÃO (golpes/cm)				PROF (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
				0	3	4	6		
		TC	1	0 2	3 15	4 15	6 15		
			2	0 0	7 15	8 15	10 15		
			3	0 10	1 15	3 15	4 15		
		TE							
		L							
OBSERVAÇÕES:									
<div> <div>DESENHISTA</div> <div>ESCALA VERTICAL</div> <div>Nº DO REL.</div> <div>CLIENTE:</div> </div> <div> <div>ENGENHEIRO</div> <div>DATA</div> <div>Nº DO DES.</div> <div>LOCAL:</div> </div> <div>NOME DA EMPRESA</div>									

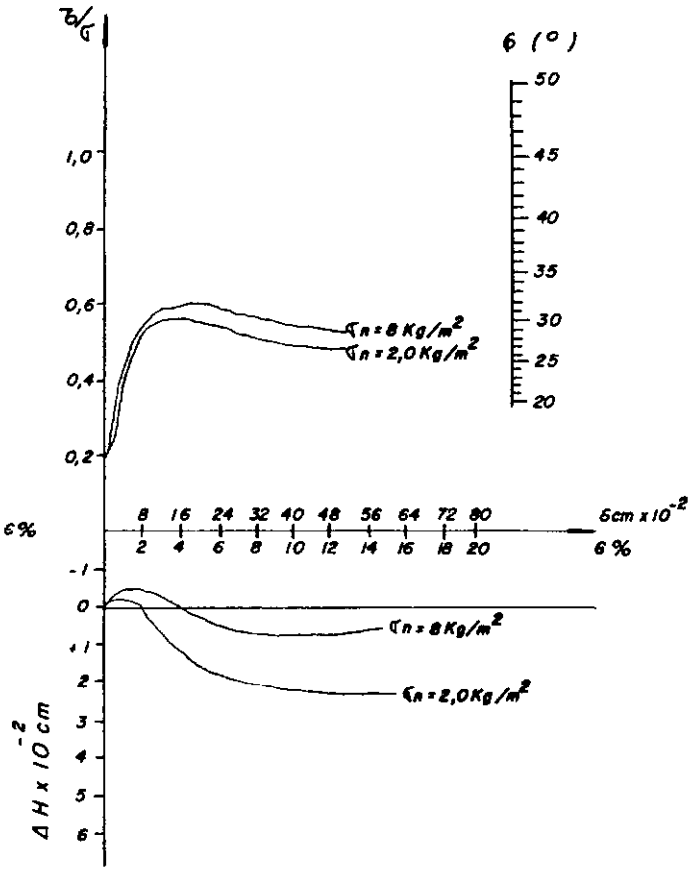
ANEXO 6

***RESULTADOS DOS ENSAIOS
DE CISALHAMENTO DIRETO***

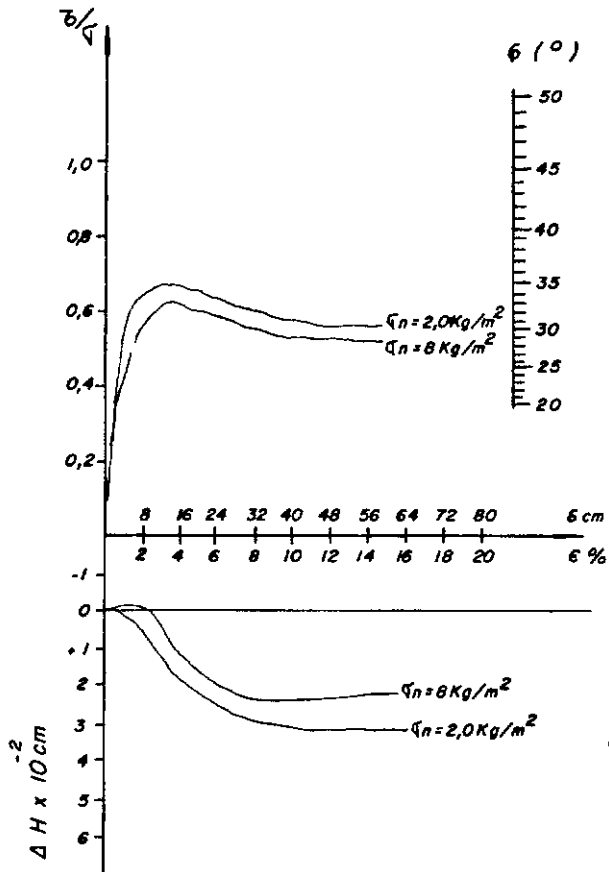
AREIA-H

 $e=0,75$ $DR=30\%$ $DRS=26,3\%$ 

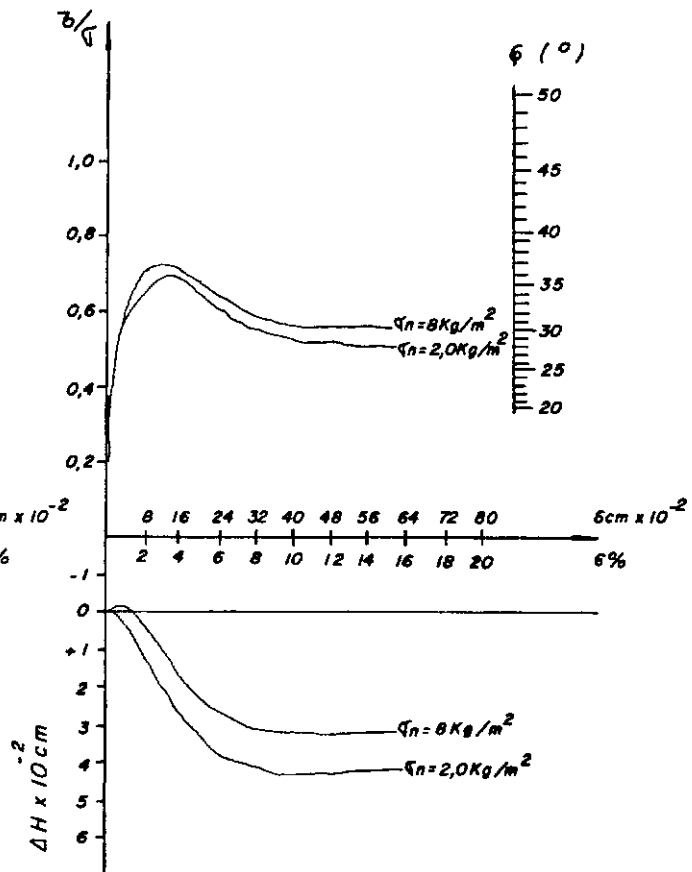
AREIA-H

 $e=0,69$ $DR=50\%$ $DRS=45,3\%$ 

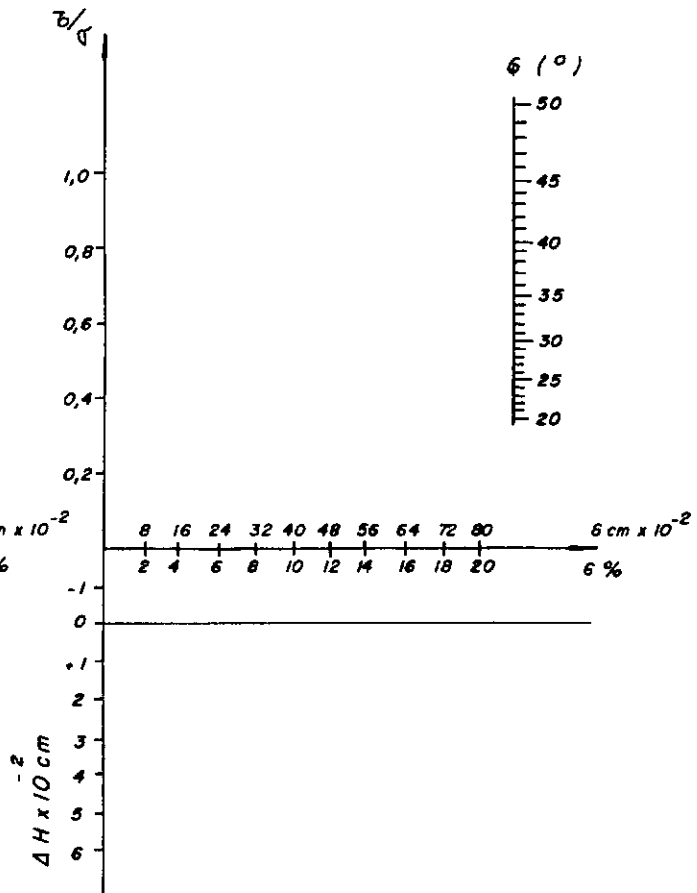
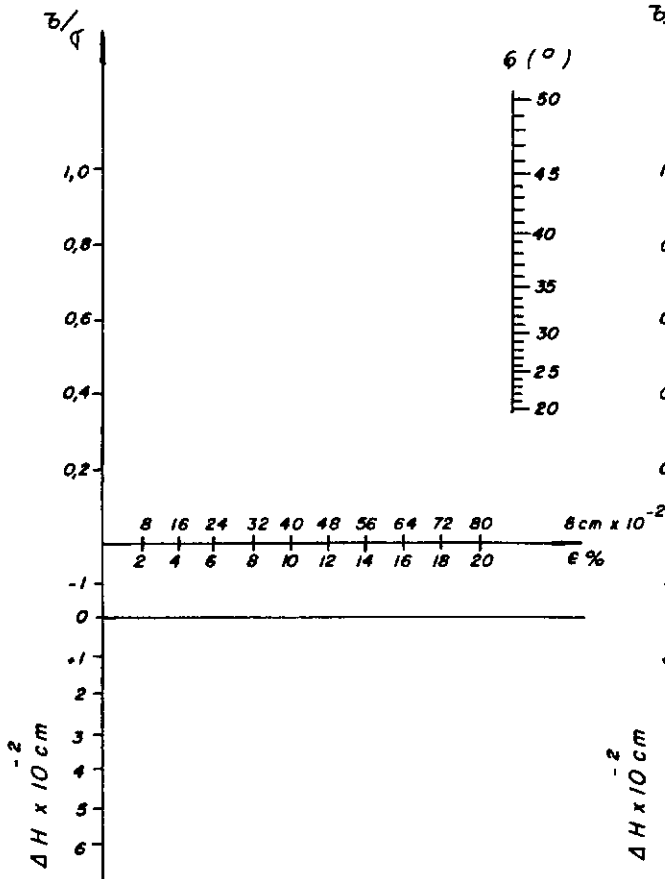
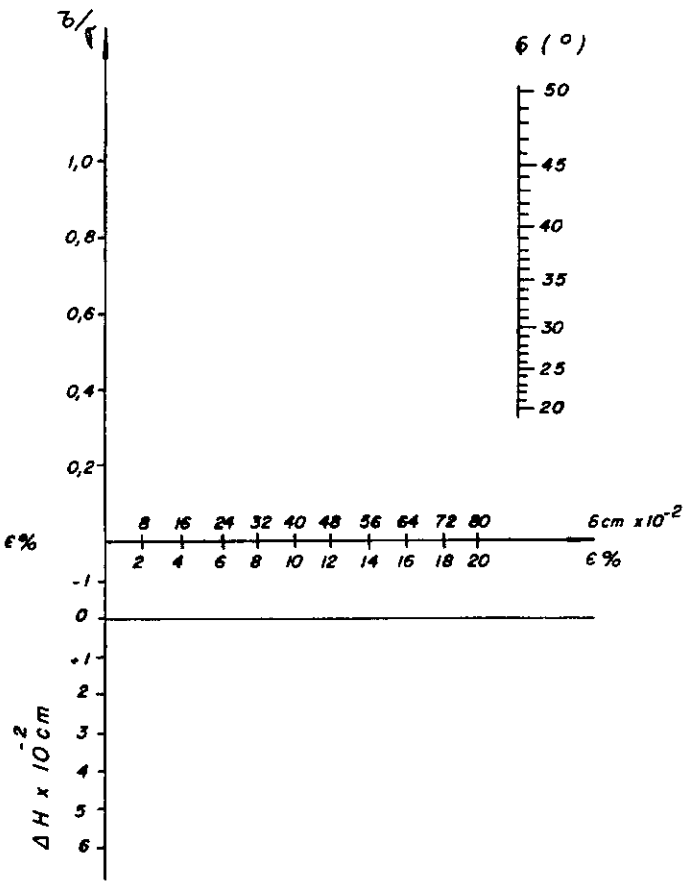
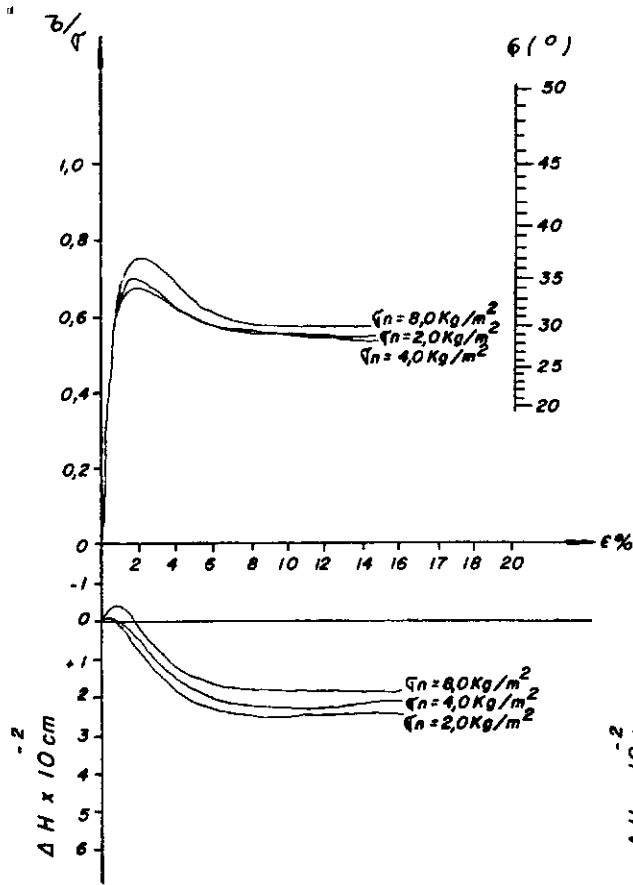
AREIA-H

 $e=0,63$ $DR=70\%$ $DRS=66\%$ 

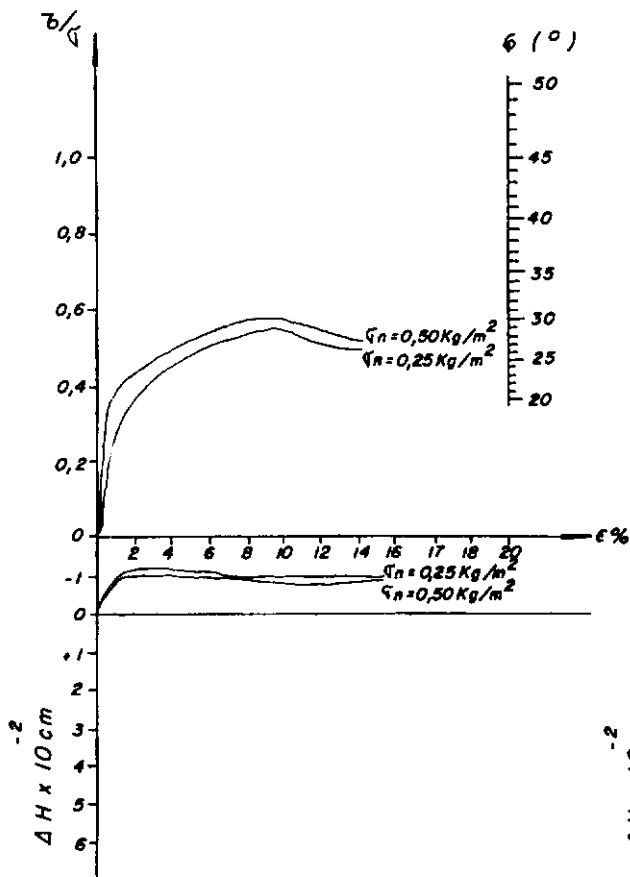
AREIA-H

 $e=0,56$ $DR=90\%$ $DRS=88,4\%$ 

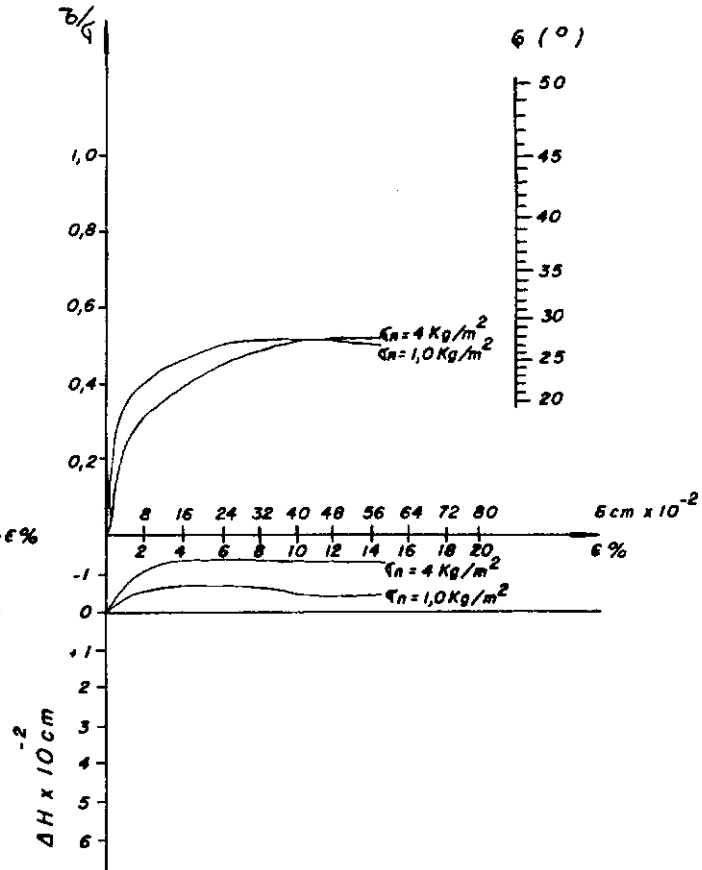
AREIA-F

 $e=0,63$ DR=90% DRS=88%

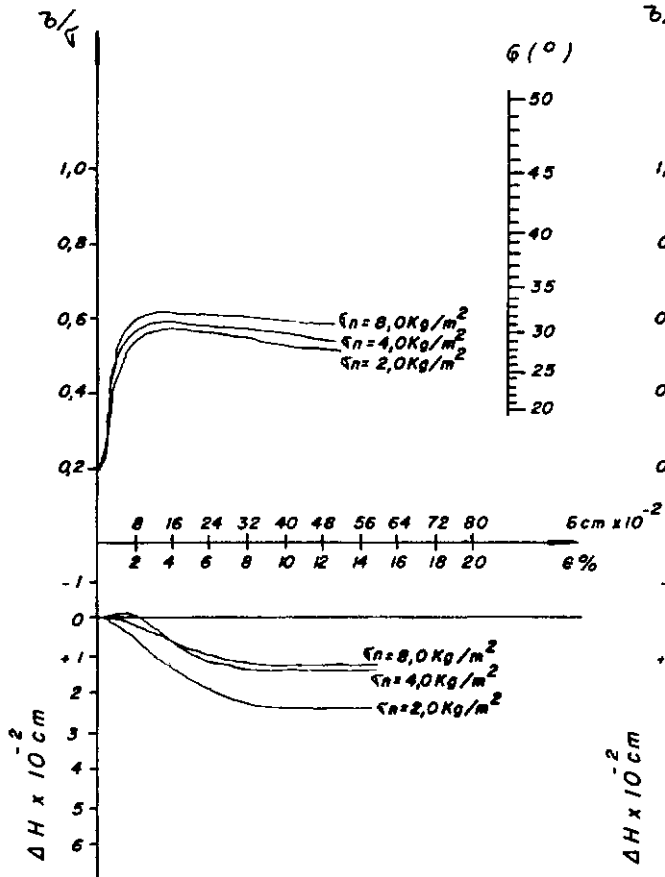
AREIA-F

 $e=0,83$ DR=30% DRS=26%

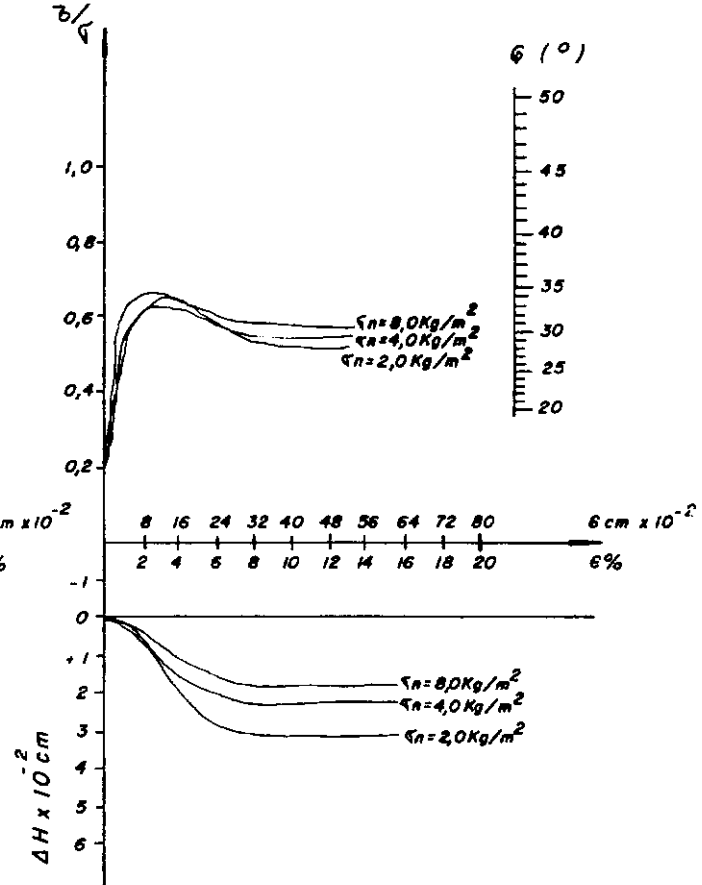
AREIA-F

 $e=0,91$ DR=5%

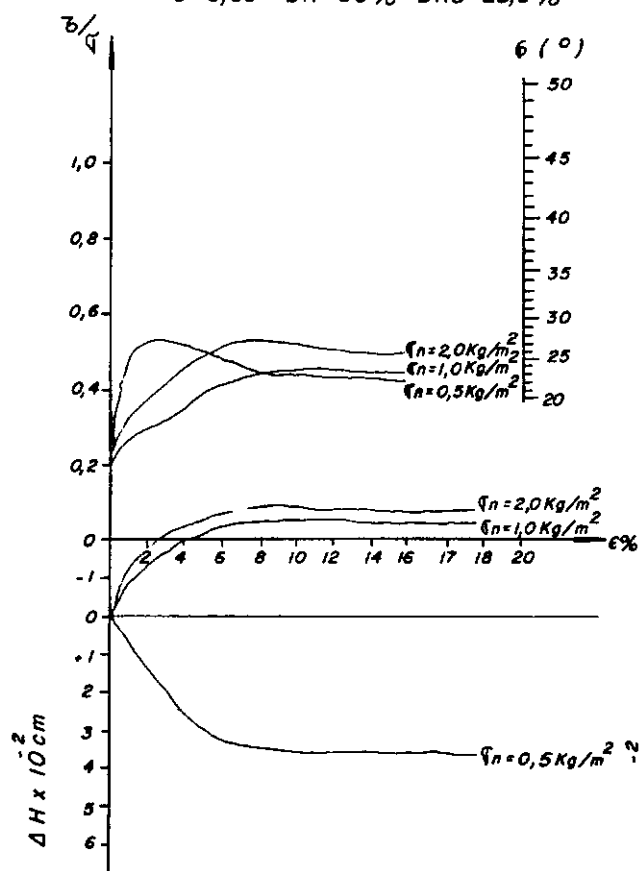
AREIA-F

 $e=0,76$ DR=50% DRS=45%

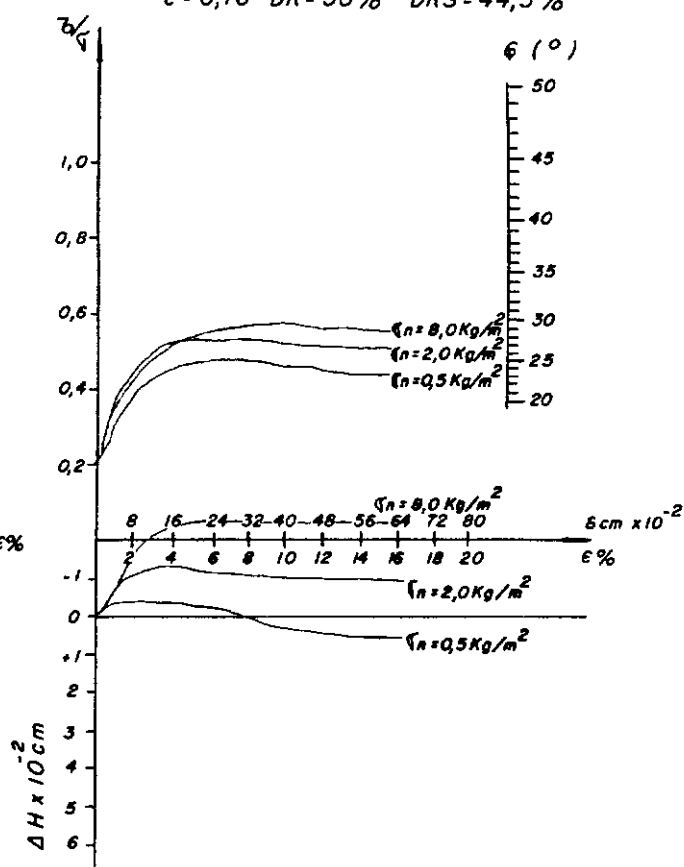
AREIA-F

 $e=0,71$ DR=70% DRS=66%

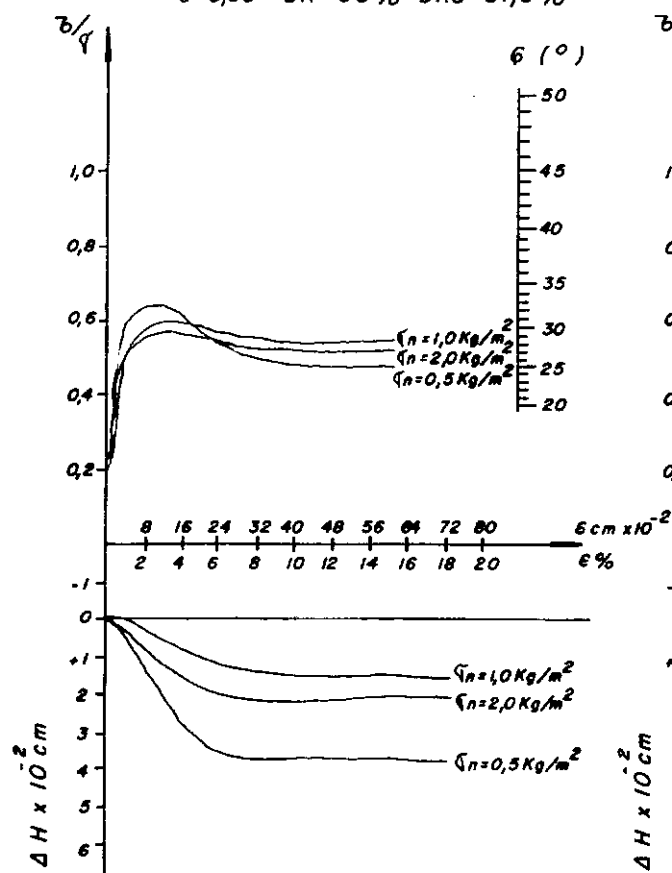
AREIA-C

 $e=0,83$ DR=30% DRS=25,6%

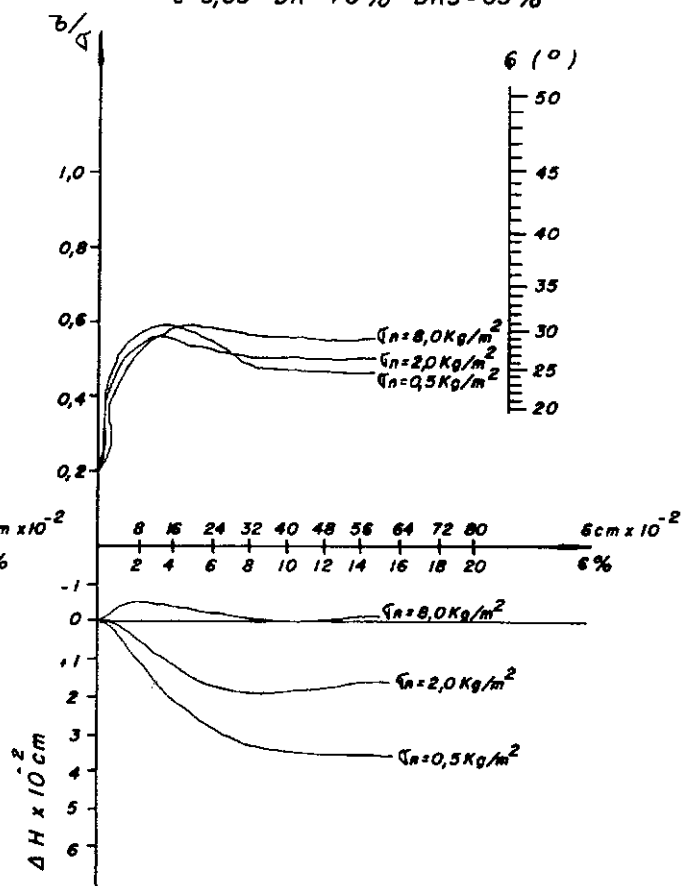
AREIA-C

 $e=0,76$ DR=50% DRS=44,3%

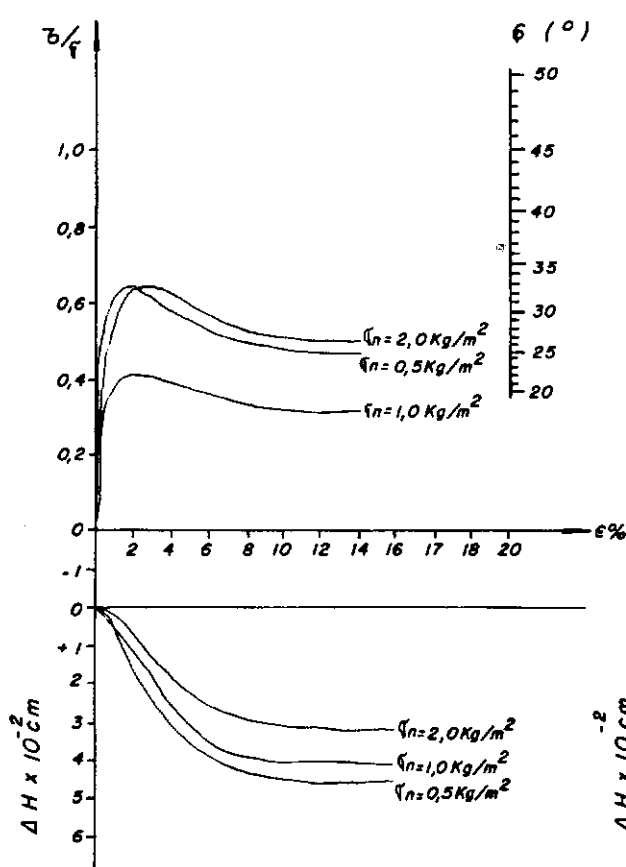
AREIA-C

 $e=0,60$ DR=90% DRS=87,9%

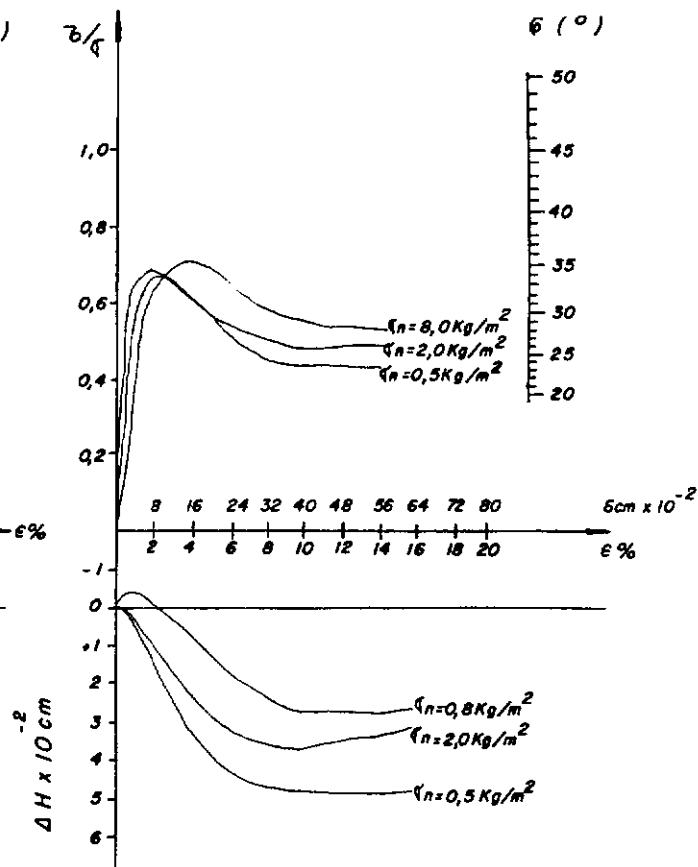
AREIA-C

 $e=0,68$ DR=70% DRS=65%

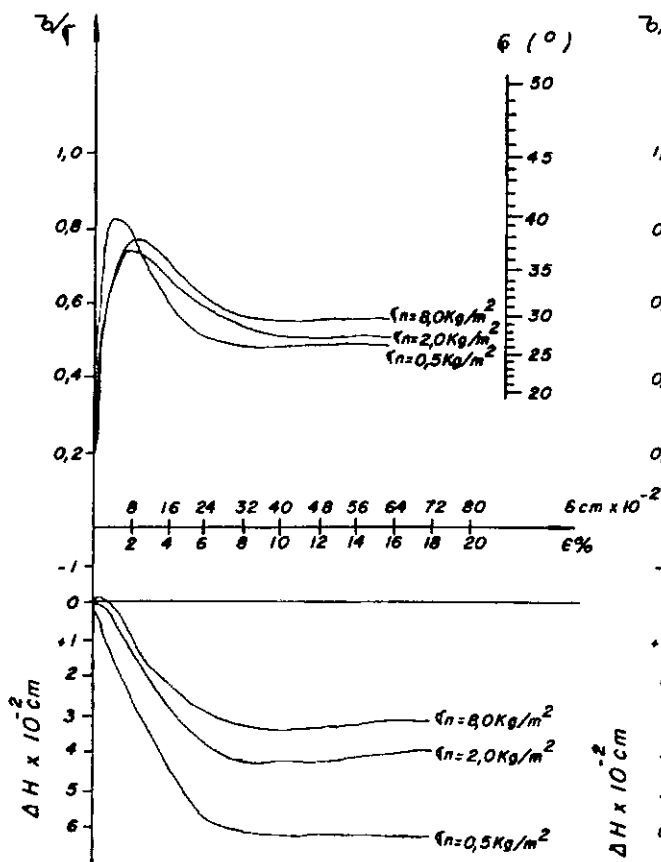
AREIA - J

 $e=0,74$ DR=30% DRS=26,4%

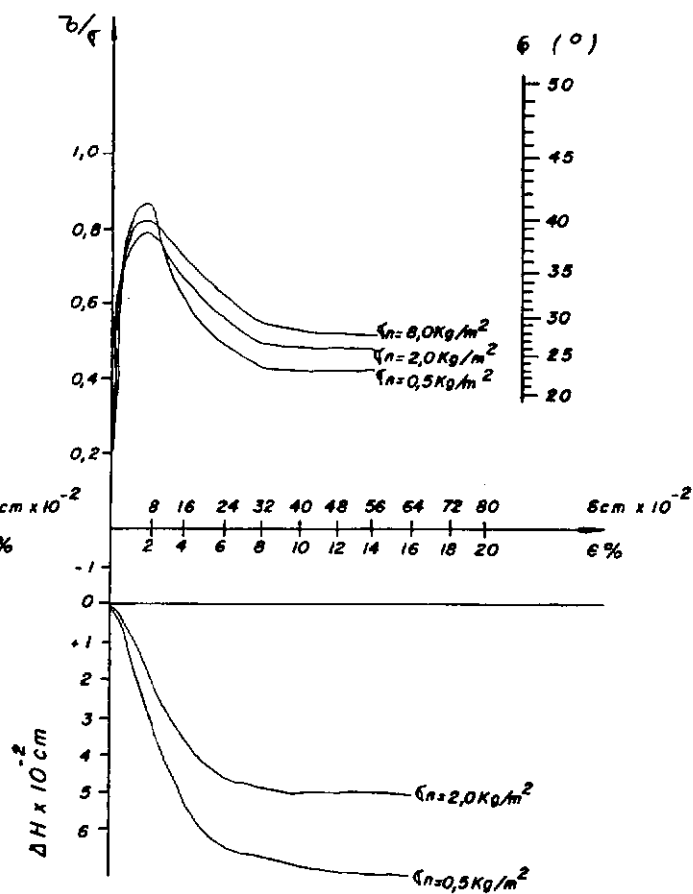
AREIA - J

 $e=0,67$ DR=50% DRS=45,7%

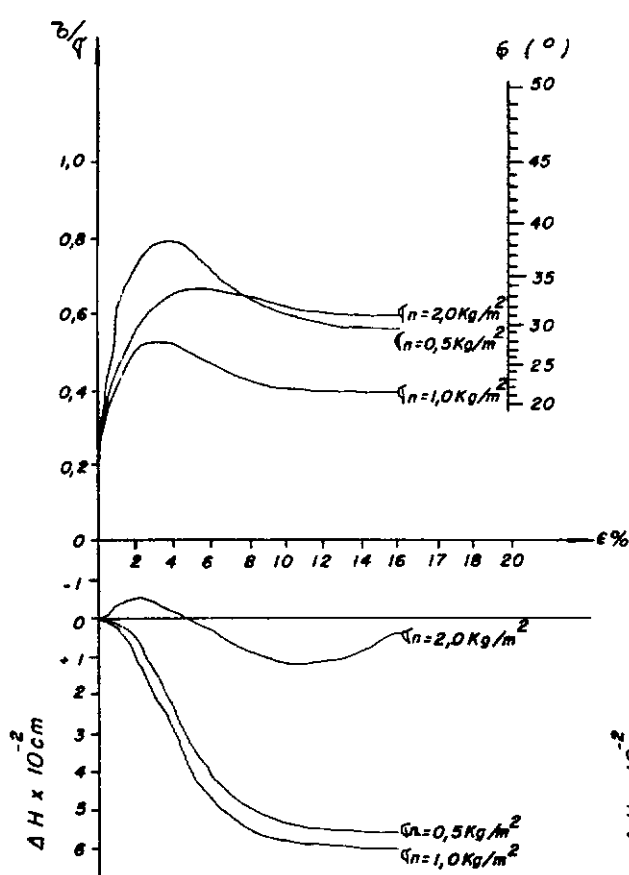
AREIA - J

 $e=0,61$ DR=70% DRS=66,4%

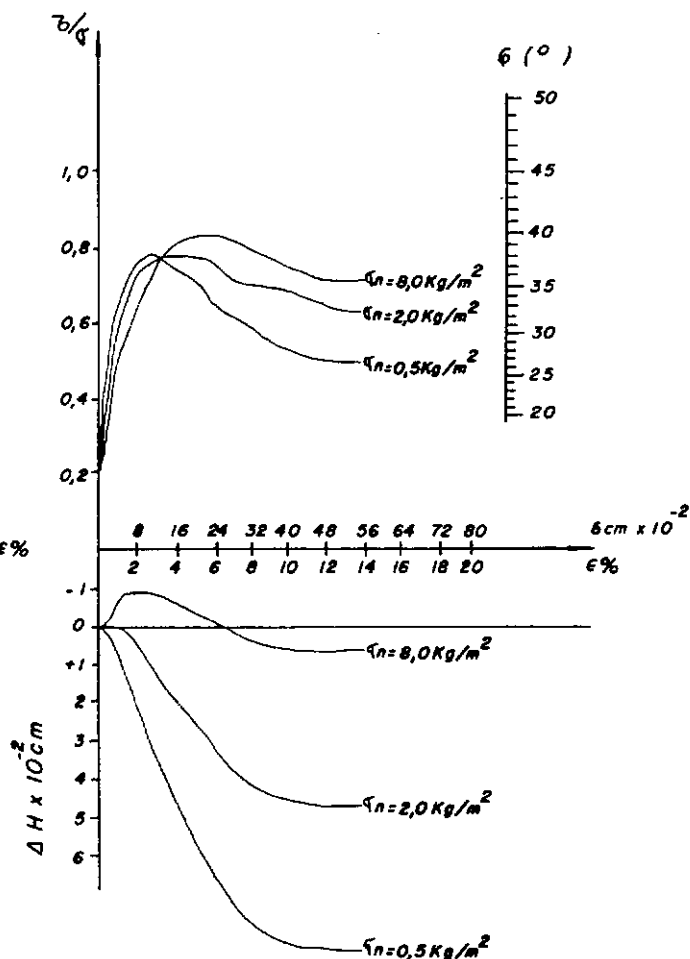
AREIA - J

 $e=0,55$ DR=90% DRS=88,4%

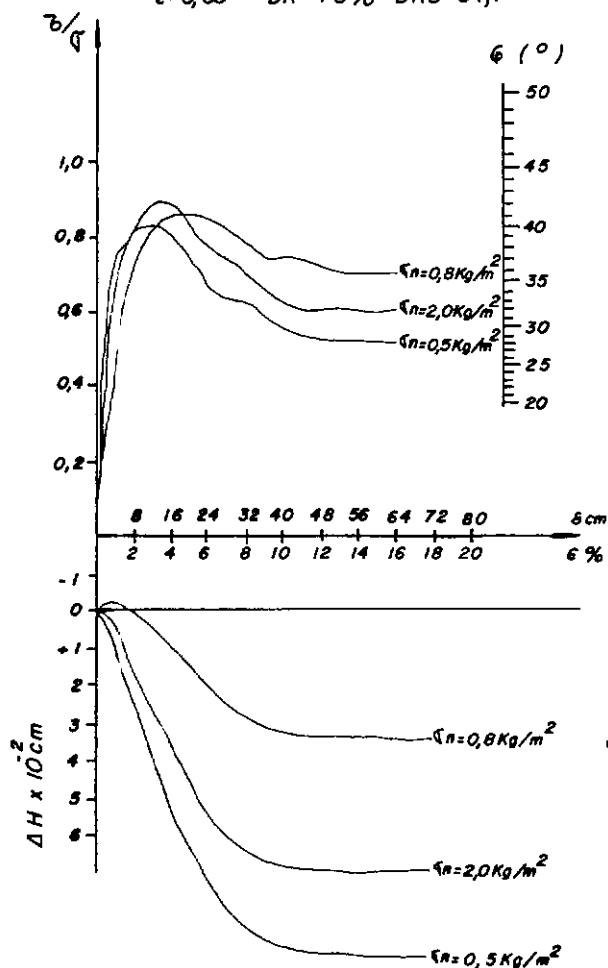
AREIA-K

 $e=0,83$ DR=80% DRS=25%

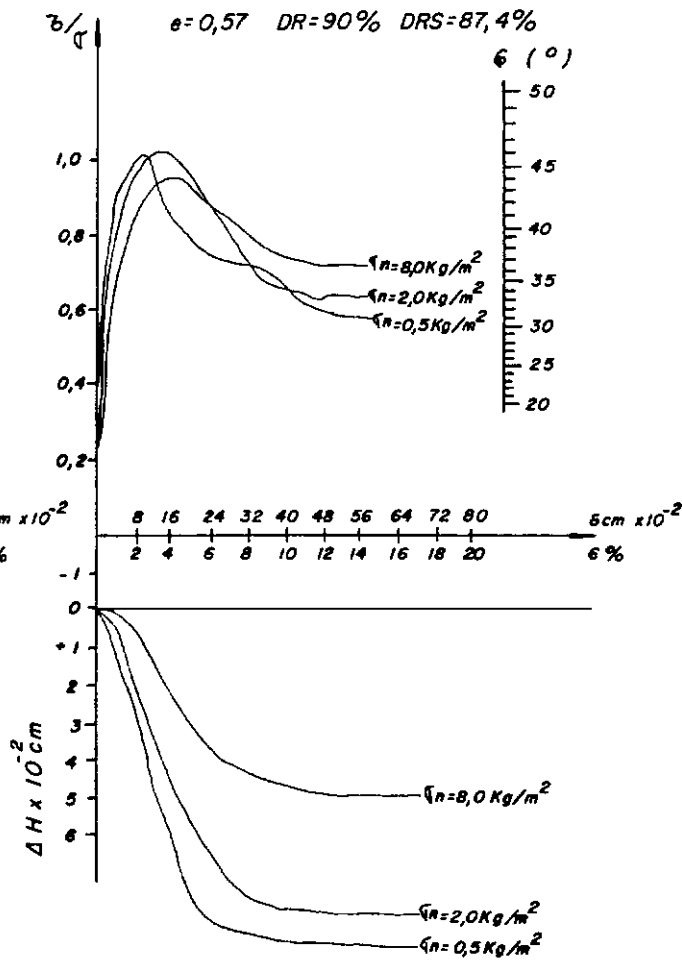
AREIA-K

 $e=0,74$ DR=50% DRS=44,0%

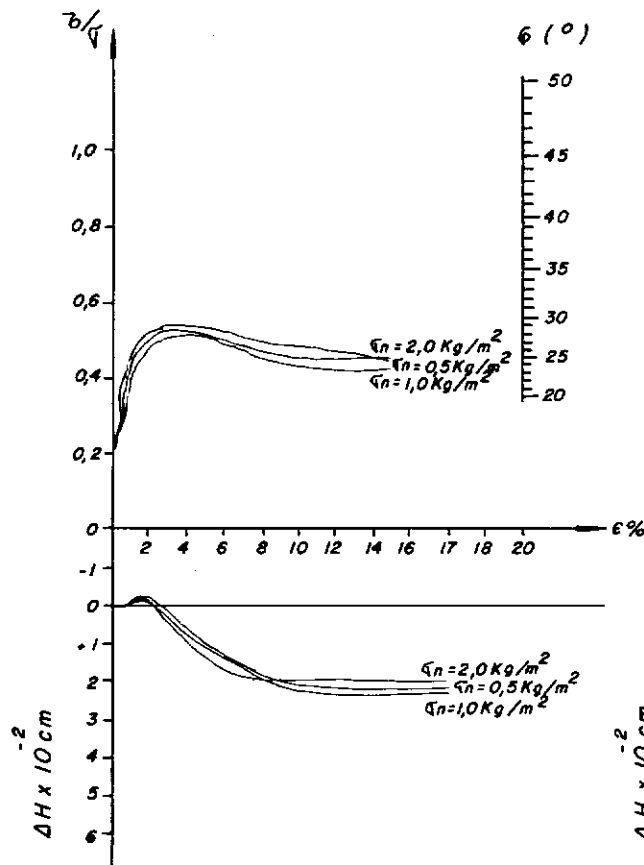
AREIA-K

 $e=0,65$ DR=70% DRS=64,7

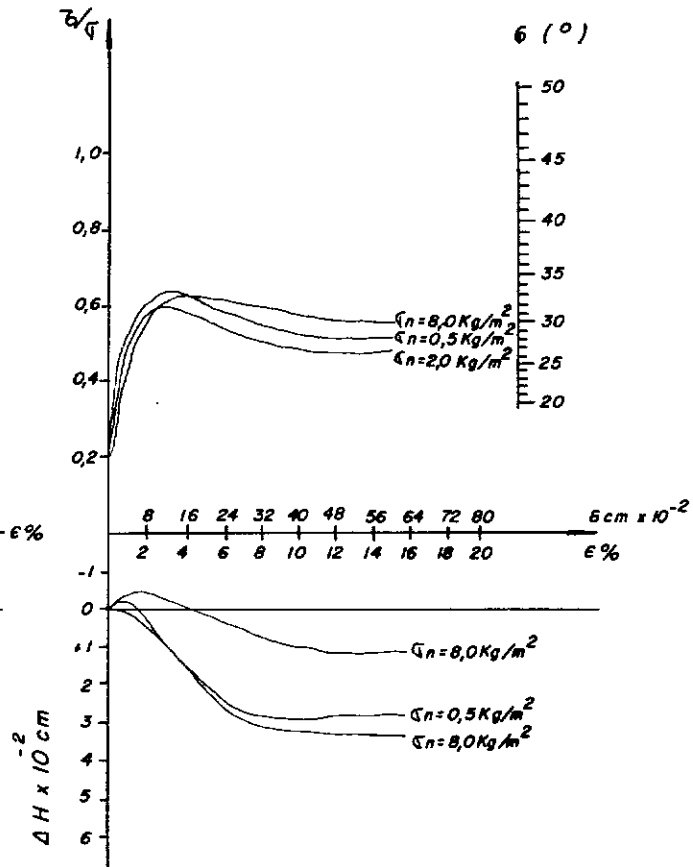
AREIA-K

 $e=0,57$ DR=90% DRS=87,4%

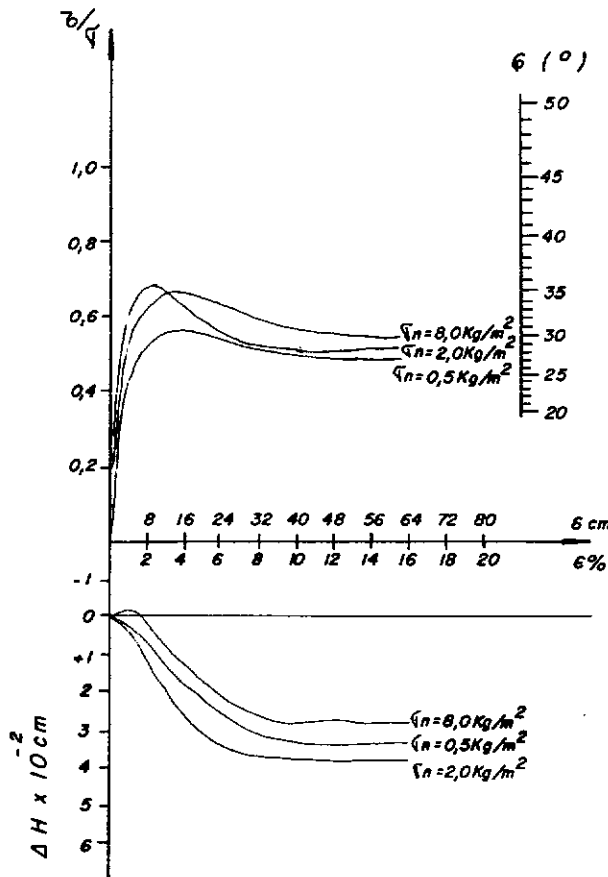
AREIA - D

 $e=0,73$ DR=30% DRS=26,7%

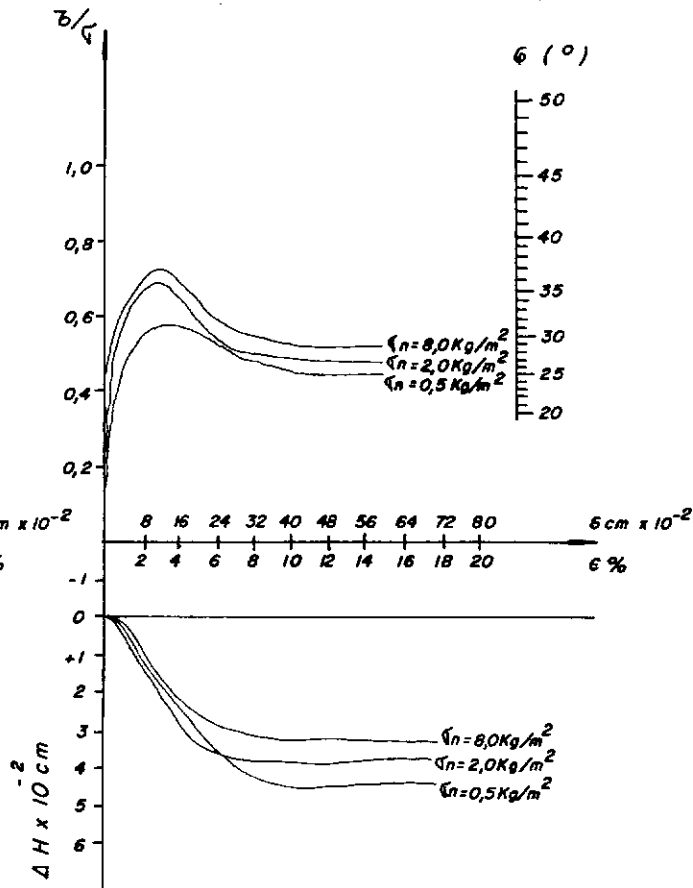
AREIA - D

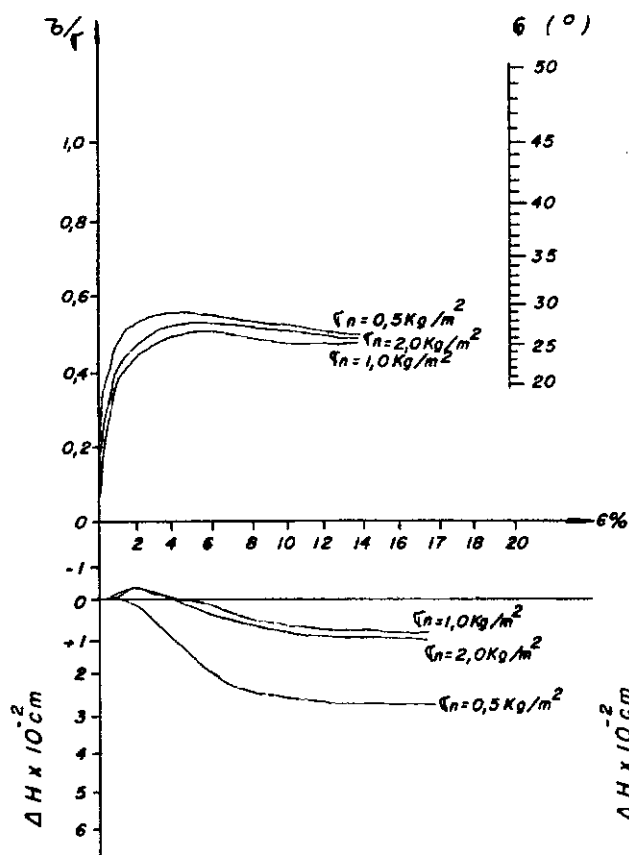
 $e=0,67$ DR=50% DRS=46%

AREIA - D

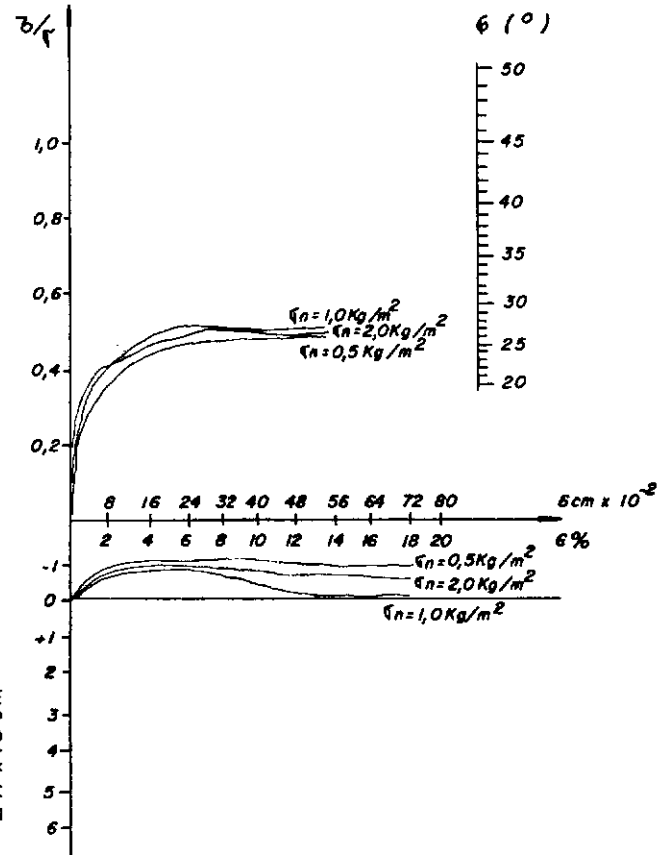
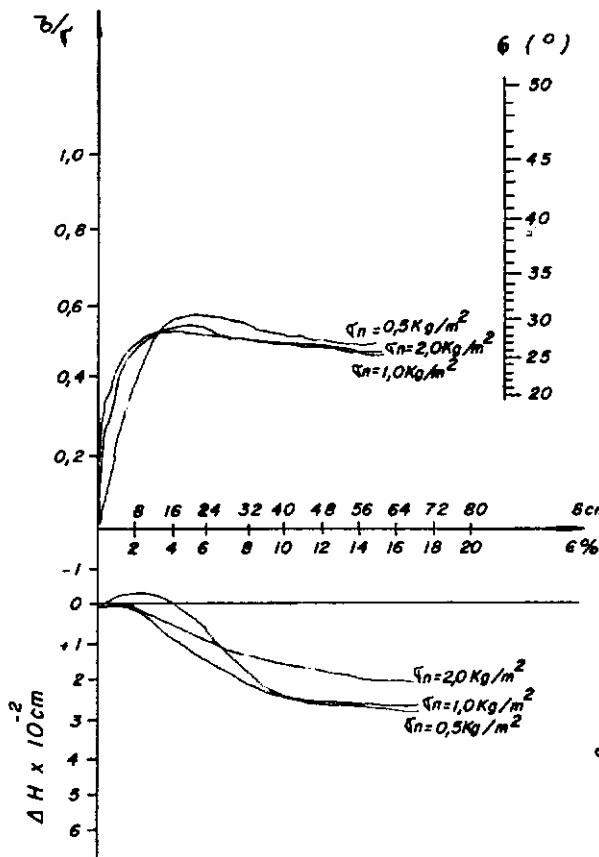
 $e=0,62$ DR=70% DRS=66,3%

AREIA - D

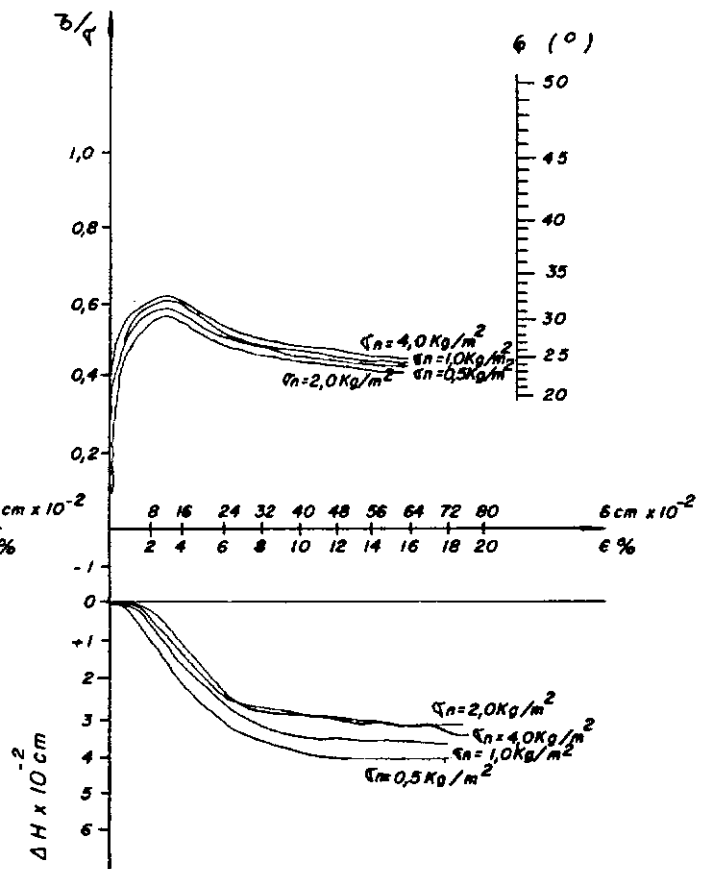
 $e=0,56$ DR=90% DRS=88,4%

$e=0,66$ DR=30% DRS=27,0% $e=0,71$ DR=10% DRS=8,8%

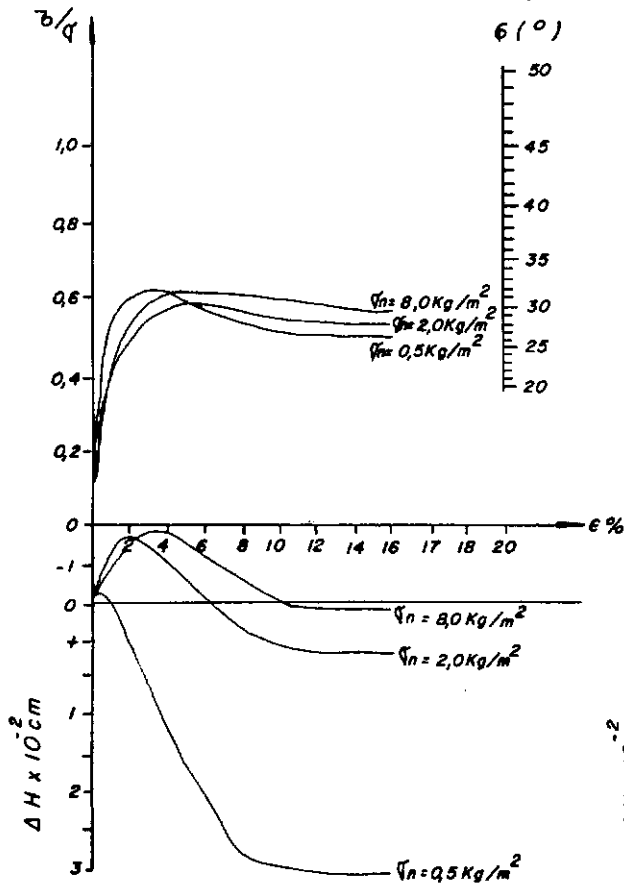
AREIA-101

 $e=0,61$ DR=50% DRS=46,4%

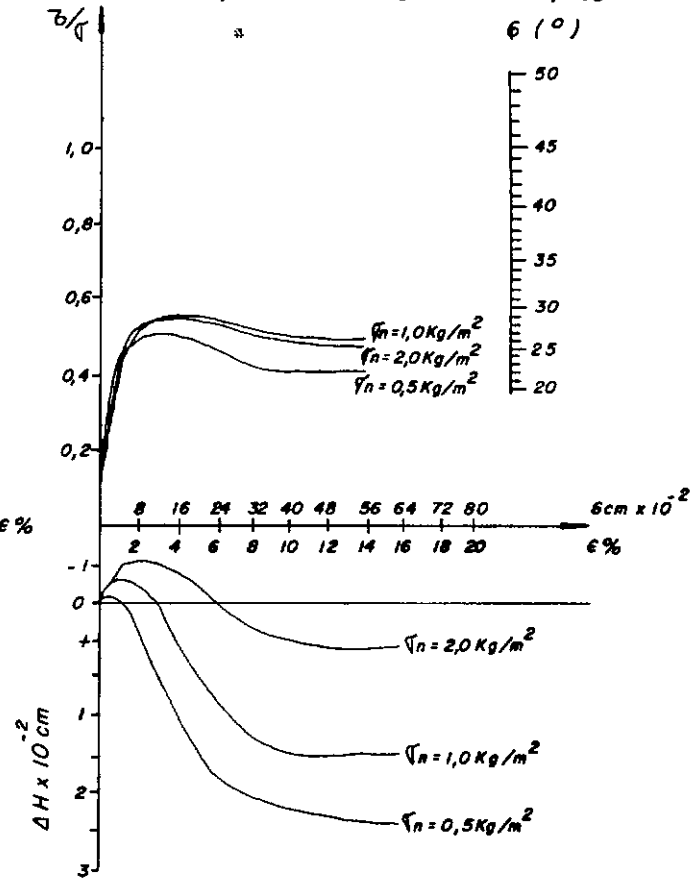
AREIA-101

 $e=0,56$ DR=70% DRS=66,8%

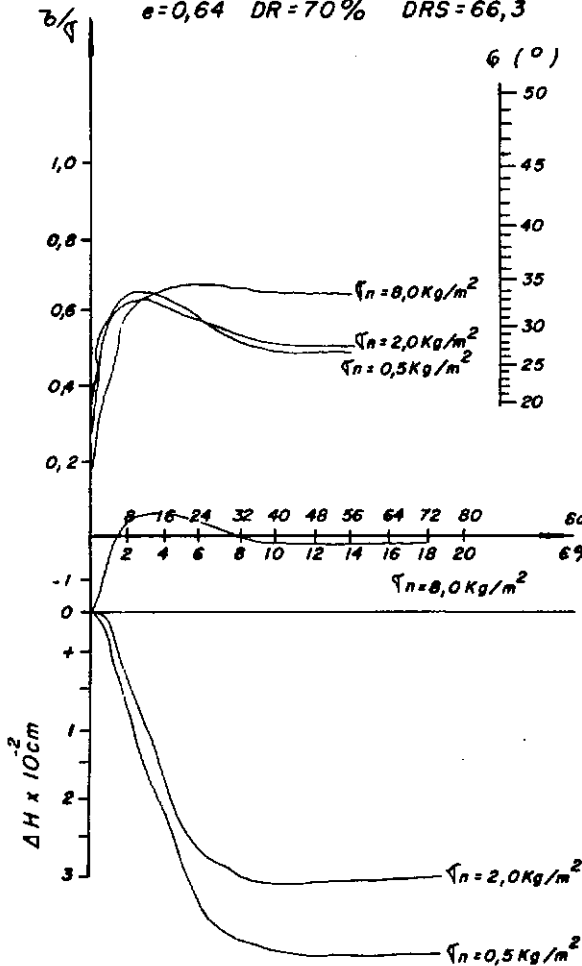
AREIA - B

 $e = 0,71$ $DR = 50\%$ $DRS = 45,6\%$ 

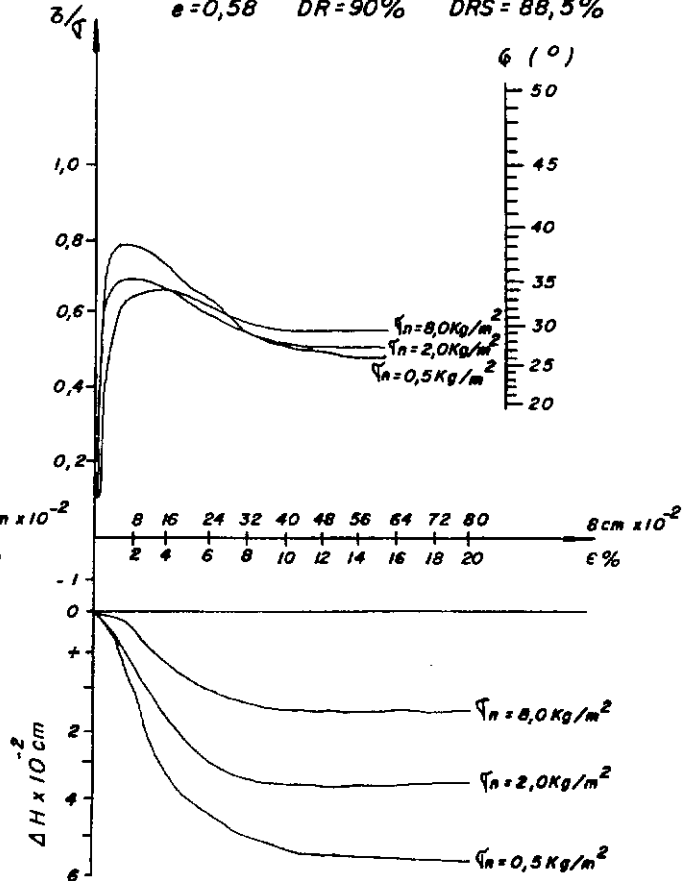
AREIA - B

 $e = 0,77$ $DR = 30\%$ $DRS = 26,3\%$ 

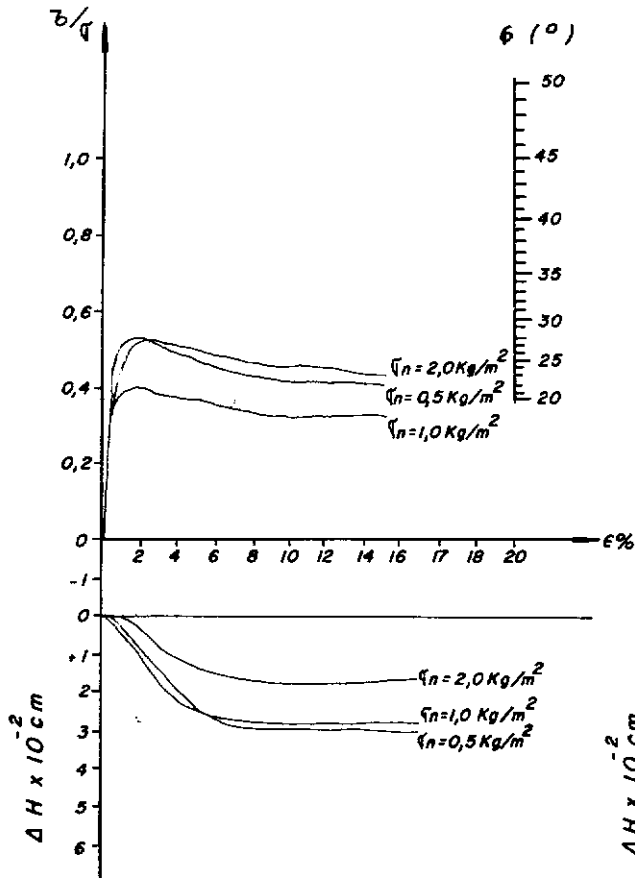
AREIA - B

 $e = 0,64$ $DR = 70\%$ $DRS = 66,3$ 

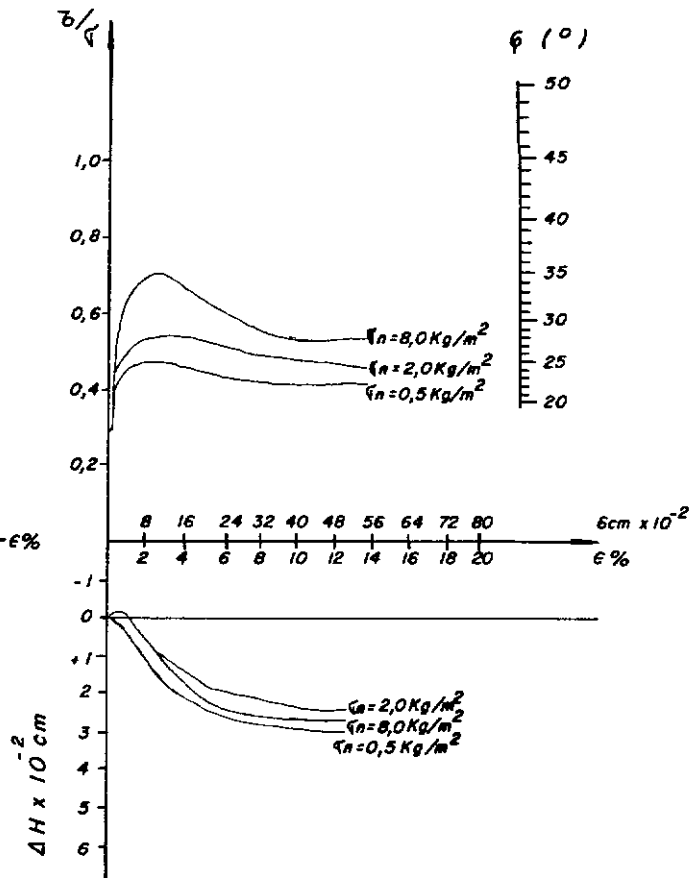
AREIA - B

 $e = 0,58$ $DR = 90\%$ $DRS = 88,5\%$ 

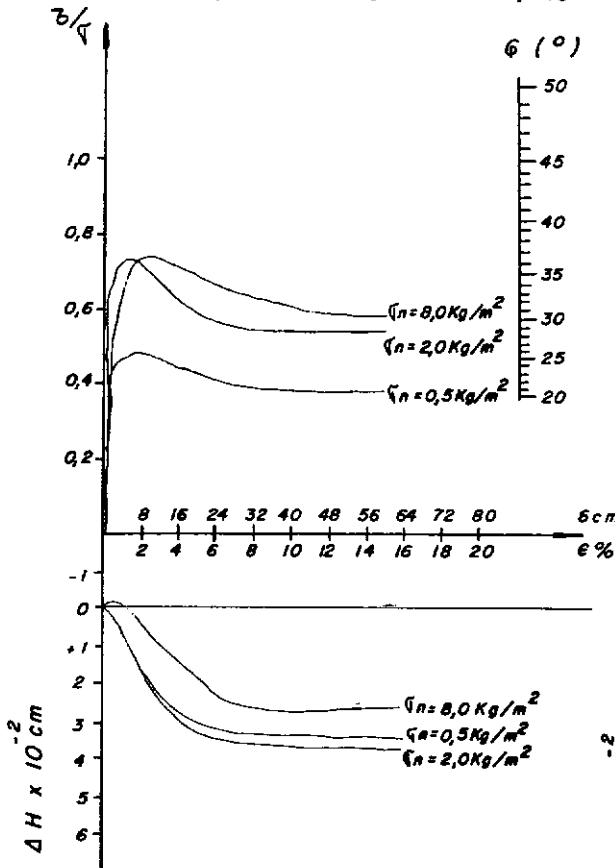
AREIA-I

 $e=0,70$ DR=30% DRS=27%

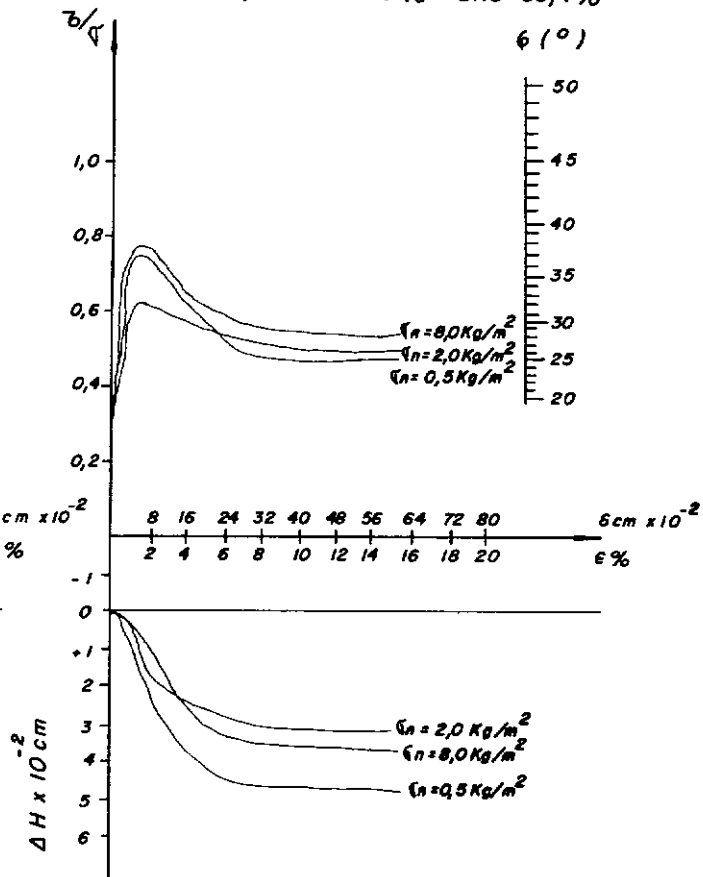
AREIA-I

 $e=0,66$ DR=50% DRS=46%

AREIA-I

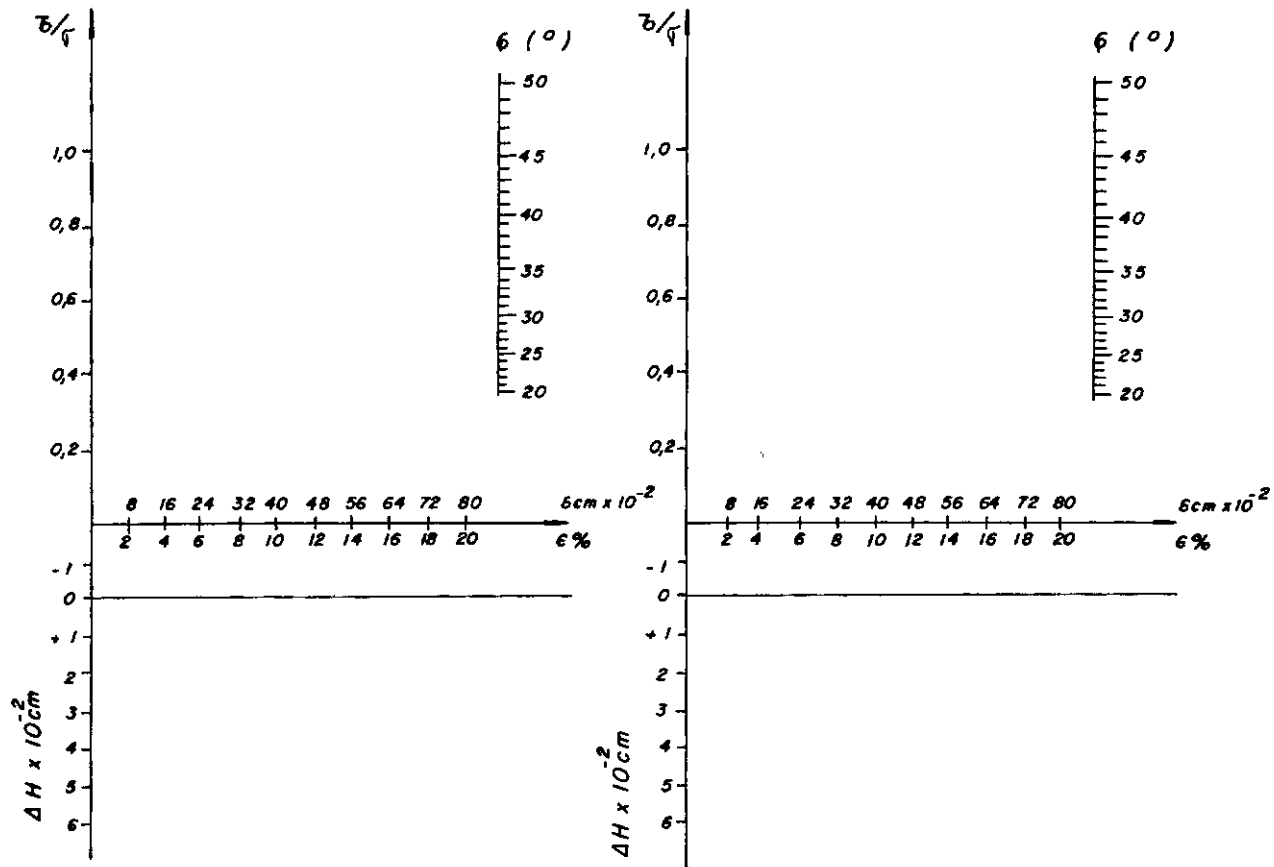
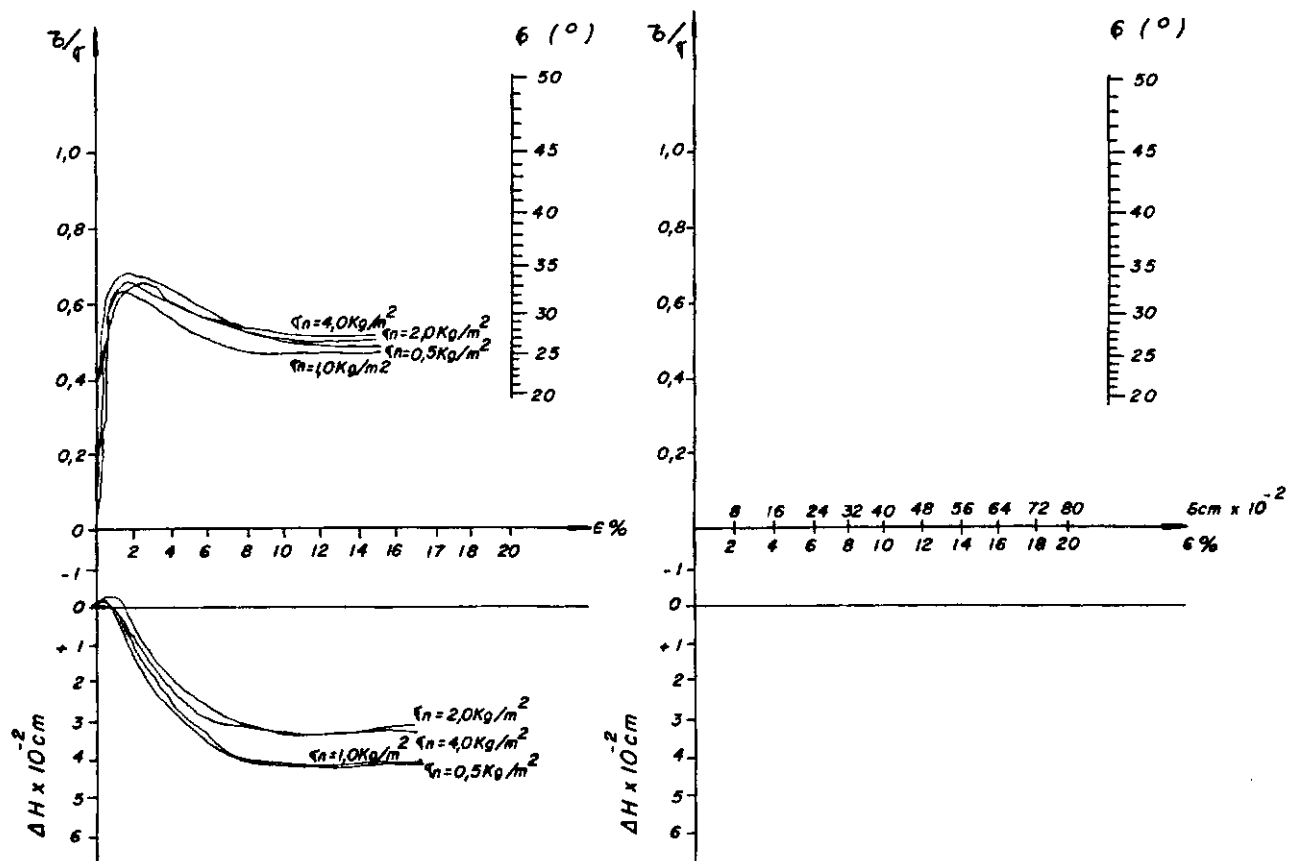
 $e=0,61$ DR=70% DRS=66,4%

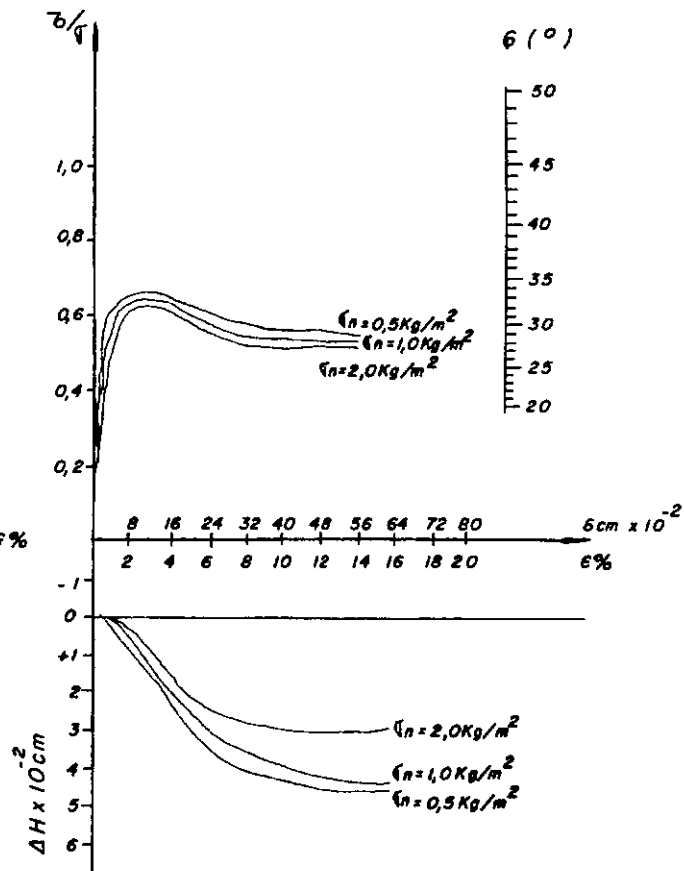
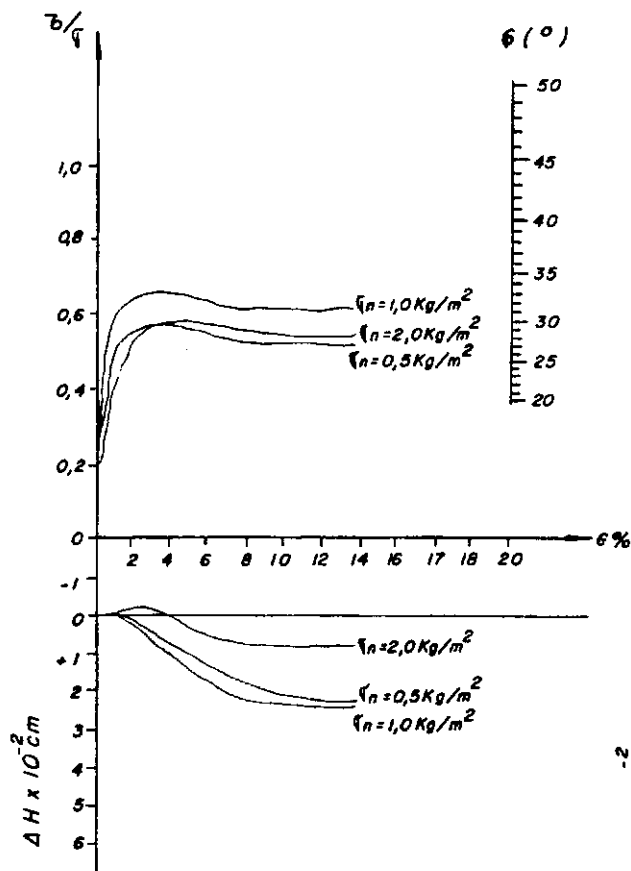
AREIA-I

 $e=0,55$ DR=90% DRS=88,4%

AREIA-101

$e=0,52$ $DR=90\%$ $DRS=88,5\%$

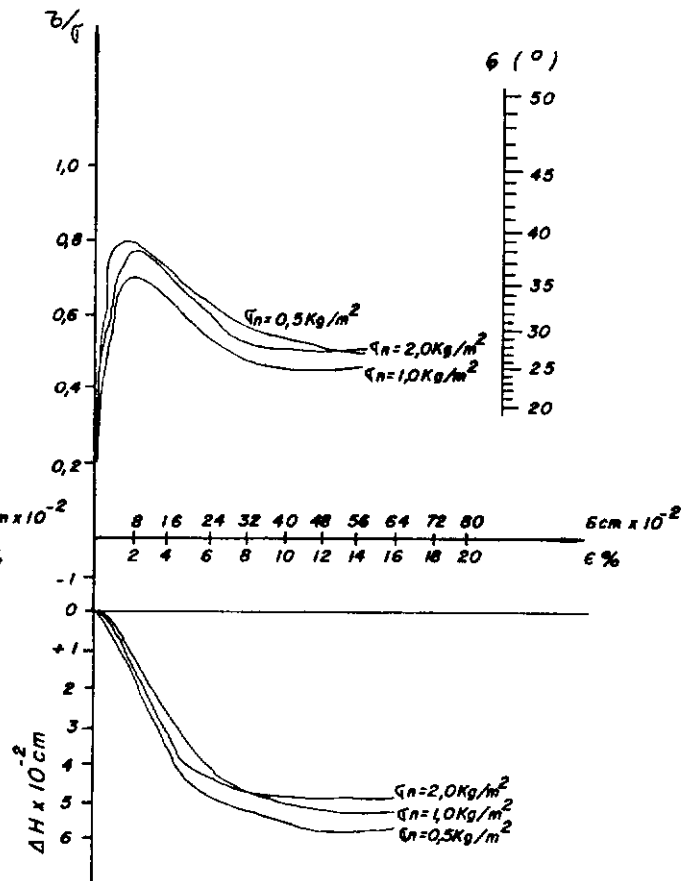
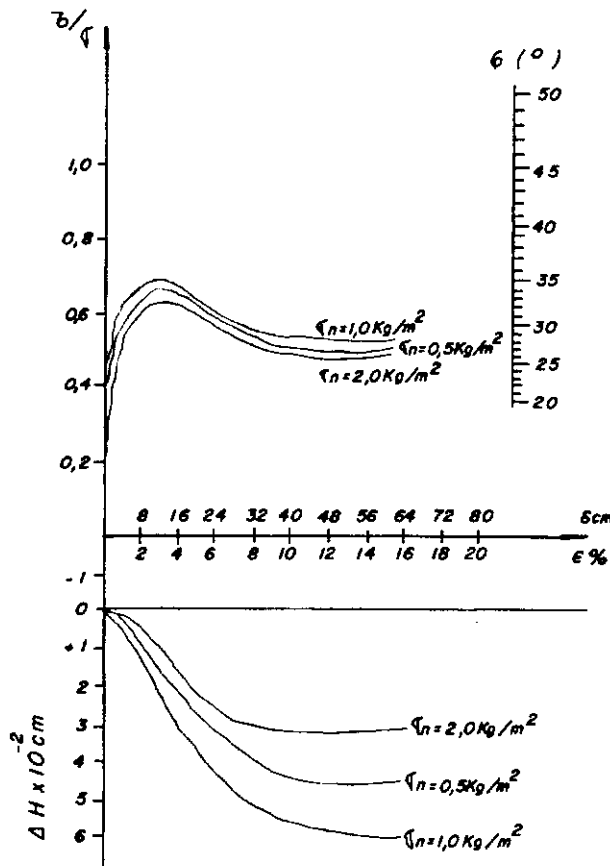


$e=0,63$ DR=30% DRS=27% $e=0,57$ DR=50% DRS=46%

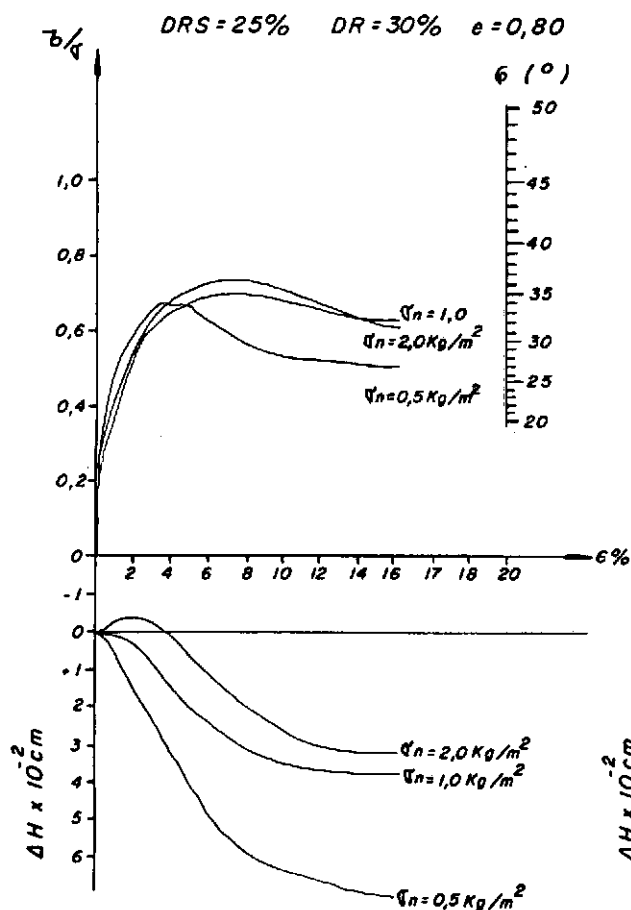
AREIA-103

 $e=0,51$ DR=70% DRS=67%

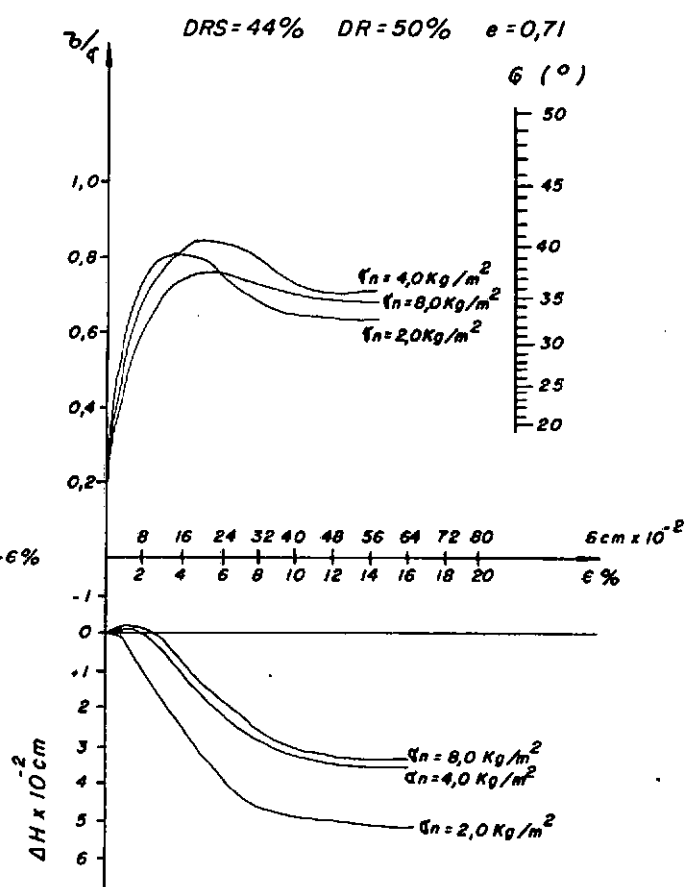
AREIA-103

 $e=0,46$ DR=90% DRS=88,5%

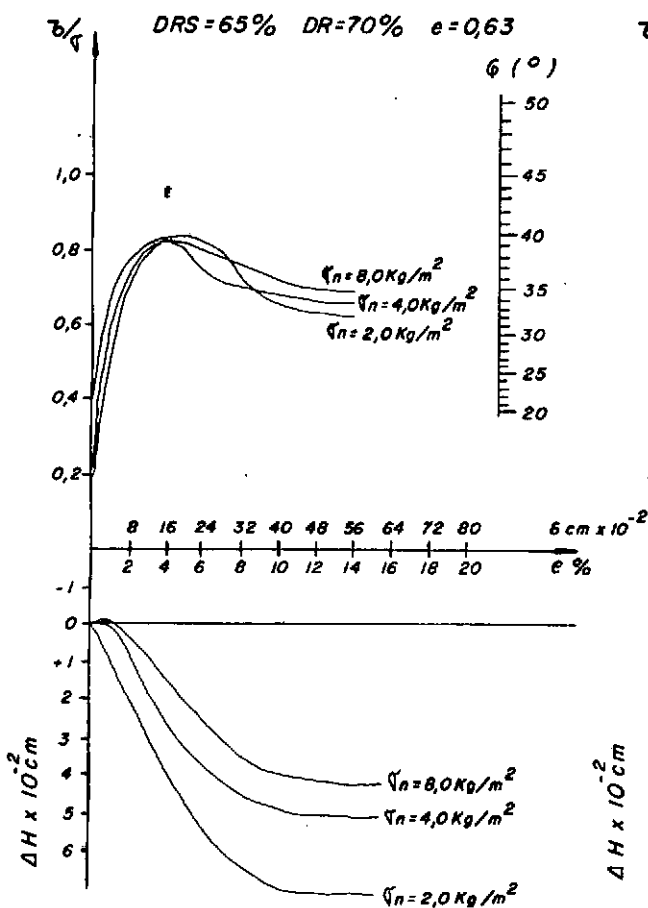
AREIA-A



AREIA-A



AREIA-A



AREIA-A

