

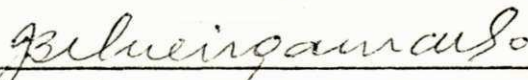
UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAIBA
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

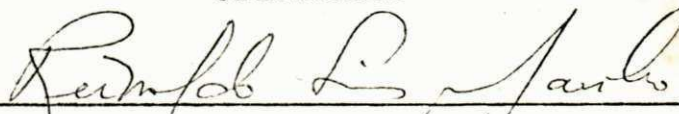
+ INFLUÊNCIA DAS ENERGIAS TÉRMICA E MECÂNICA EM PROPRIEDADES DE ENGENHARIA SELECIONADAS DE ALGUNS SOLOS LATERÍTICOS DO NORTE E NORDESTE DO BRASIL

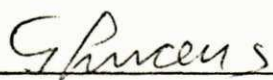
JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO
Engenheiro Civil

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

Aprovada por:


Prof. JOÃO B.Q. DE CARVALHO, Ph.D.
Orientador


Prof. REINALDO LINS MARINHO, M.Sc.
Examinador Externo


Prof. FRANCISCO B. DE LUCENA, M.Sc.
Examinador Interno

CAMPINA GRANDE - PARAÍBA
JUNHO - 1981



C331i Carvalho, José Camapum de.
Influência das energias térmica e mecânica em propriedades de engenharia selecionadas de alguns solos lateríticos do norte e nordeste do Brasil / José Camapum de Carvalho. - Campina Grande, 1981.
184 f.

Dissertação (Mestrado em Ciências) - Universidade Federal da Paraíba, Centro de Ciências e Tecnologia, 1981.
"Orientação : Prof. Dr. João B. Q. de Carvalho".
Referências.

1. Mecânica dos Solos. 2. Solos Lateríticos. 3. Energia Térmica. 4. Dissertação - Ciências. I. Carvalho, João B. Q. de. II. Universidade Federal da Paraíba - Campina Grande (PB). III. Título

CDU 624.131(812/813)(043)

Dedico este trabalho:

À memória de minha afilhada, Lara.

À minha esposa, Rosângela.

Aos meus pais, Octaciano e Cleomar.

À minha família.

AGRADECIMENTO

O autor expressa sua gratidão ao Professor João Batista Queiroz de Carvalho, M.Sc., Ph.D., do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal da Paraíba, pelo estímulo e dedicação com que orientou este trabalho.

Agradece ainda:

- Aos Professores Francisco Barbosa de Lucena, M.Sc., e Heber Carlos Ferreira, M.Sc., Dr. Eng., do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal da Paraíba pelas sugestões e incentivo.
- Aos Acadêmicos de Engenharia Vanildo Fernandes do Amarante e Jeconias Dantas Costa, pelos serviços de laboratório e de datilografia respectivamente.
- À Coordenação do Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo suporte financeiro.
- A todos que contribuíram direta ou indiretamente para a realização deste trabalho.

RESUMO

Esta dissertação apresenta o estudo da influência das energias térmica e mecânica nas propriedades elásticas e de resistência ao cisalhamento de alguns solos lateríticos do Norte e Nordeste do Brasil. Complementarmente apresenta um estudo sobre a influência da energia térmica em algumas propriedades químicas e de engenharia selecionadas e uma avaliação da metodologia para o ensaio de cisalhamento direto.

Os resultados obtidos permitiram concluir que o módulo de elasticidade, a coesão e o ângulo de atrito interno (ϕ_i , $i = 1$ e 2) tenderam a aumentar com o aumento da energia mecânica de compactação.

Quanto ao efeito da energia térmica nas propriedades dos solos estudados observou-se que o aumento da temperatura de secagem afetou o módulo de elasticidade, sem no entanto definir uma tendência. O aumento da temperatura de secagem tendeu a diminuir a coesão e a aumentar o ângulo de atrito dos solos. Este comportamento, no entanto, tendeu para alguns solos a se inverter para o ângulo de atrito interno (ϕ_1) no ramo seco da curva de compactação.

Os resultados obtidos mostraram ainda que o aumento da temperatura de secagem causou um aumento no teor dos cátions ácidos e sais solúveis e uma redução no teor dos cátions alcalinos, do pH e das frações tamanho argila.

Os limites de plasticidade dos solos não foram afetados pelo aumento da temperatura de secagem, no entanto, os limites de liquidez diminuíram com este aumento.

Com relação à metodologia de ensaio de cisalhamento direto, incluindo-se a moldagem dos corpos de prova, observou-se que a mesma foi satisfatória.

ABSTRACT

This thesis presents a study concerning the influence of thermal and mechanical energies on the elastic and shear strength properties of some lateritic soils from North and North East Brazil. A study on the influence of thermal energy on selected chemical and engineering properties is also presented and an assessment is made of the methodology for the direct shear test.

The results obtained revealed that the modulus of elasticity (E_s), cohesion (c), and the friction angle (ϕ_i , $i = 1$ and 2) tended to increase with the increase of compaction energy.

In regard to the effect of thermal energy, it was observed that the increase in temperature affected E_s (without defining a trend), tended to reduce c and increase ϕ_i . However, it must be stated that for certain soils ϕ_1 showed an opposite behaviour for the dry side of the compaction curve. The results also revealed that the increase in temperature increased the content of acid cations and soluble salts, but decreased the content of alkaline cation, pH and clay size content. The plasticity limits were not affected by the increase in temperature, but none-the-less the liquid limits were reduced.

The methodology used for the direct shear test, including the sample preparation, proved to be satisfactory.

LISTA DE SÍMBOLOS

		UNIDADE
A	- Índice de Atividade de Skempton	
A.E.	- Área Específica	m ² /g
Al	- Alumínio	
Al ³⁺	- Cátion Alumínio	meq/100g
AN	- Atividade Normal	
C	- Concentração Normal	g/l
c	- Coesão	t/m ²
Ca ²⁺	- Cátion Cálcio	meq/100g
CBR	- Índice de Suporte Califórnia (California Bearing Ratio)	%
Cc	- Carga de Compactação Estática	kg
Cd	- Carga de Desmoldagem Estática	kg
CP	- Corpo de Prova	
Cv	- Coeficiente de Adensamento	cm ² /min
d	- Diâmetro das Partículas de Solo	mm
EA	- Equivalente de Areia	%
Es	- Módulo de Elasticidade Secante	kg/cm ²
$\bar{E}s$	- Módulo de Elasticidade Secante Médio	kg/cm ²
FTA	- Fração Tamanho Argila	%
Fe	- Ferro	
H ⁺	- Cátion Hidrogênio	meq/100g
Ho	- Altura Inicial do Corpo de Prova	cm
H ₁	- Altura Final do Corpo de Prova	cm
ho	- Metade da Altura Inicial do Corpo de Prova	cm
h ₁	- Metade da Altura Final do Corpo de Prova	cm

I	- Inativo	
IA	- Índice de Agregação	
IP	- Índice de Plasticidade	%
K ⁺	- Cátion Potássio	meq/100g
L	- Comprimento do Corpo de Prova	cm
LL	- Limite de Liquidez	%
LP	- Limite de Plasticidade	%
Mg ²⁺	- Cátion Magnésio	meq/100g
n	- Fator Função das Condições de Drenagem	
Na ⁺	- Cátion Sódio	meq/100g
ND	- Não Determinado	
NL	- Não Permitiu Ensaio de Limite de Liquidez	
NP	- Não Permitiu Ensaio de Limite de Plasticidade	
P	- Pressão de Moldagem	kg/cm ²
pH	- Potencial Hidrogeniônico	
PN	- Proctor Normal	
R	- Raio Equivalente	cm
RSS	- Relação Sílica/Sesquióxidos	
S	- Grau de Saturação	%
SC	- Areia Argilosa	
Si	- Silício	
SL	- Solo Laterítico	
SM	- Areia Siltosa	
SNL	- Solo não Laterítico	
STMA	- Solo sem Tratamento Térmico e Mecânico	
t100	- Tempo Necessário para que Ocorra 100% de Adensamento	min

tf	- Tempo de Ruptura	min
tf ₉₀	- Tempo de Ruptura à 90% de Dissipação das Poro-pressões	min
tf ₉₅	- Tempo de Ruptura à 95% de Dissipação das Poro-Pressões	min
T.S.	- Temperatura de Secagem	°C
T.U.	- Tempo de Umedecimento	horas
\bar{U}	- Grau de Adensamento Médio	%
u	- Umidade	%
uf	- Umidade do Solo no Final do Ensaio	%
ui	- Umidade do Solo no Início do Ensaio	%
V	- Volume Total	ml
v	- Velocidade do Ensaio de Cisalhamento <u>Di</u> reto	cm/min
v ₉₀	- Velocidade do Ensaio de Cisalhamento <u>Di</u> reto para que Ocorra 90% de Dissipação das Poro-Pressões	cm/min
v ₉₅	- Velocidade do Ensaio de Cisalhamento <u>Di</u> reto para que Ocorra 95% de Dissipação das Poro-Pressões	cm/min
γ_s	- Massa Específica Aparente Seca	kg/m ³
ΔH	- Adensamento do Corpo de Prova	cm
Δh	- Metade do Adensamento do Corpo de Prova	cm
δ	- Massa Específica Real	g/cm ³
ϵ_h	- Deformação Específica Horizontal	%
ϵ_v	- Deformação Específica Vertical	%
σ_v	- Tensão Vertical de Confinamento	kg/cm ²
τ	- Tensão Cisalhante	kg/cm ²
ϕ	- Ângulo de Atrito Interno	Grau

Í N D I C E

	Página	
DEDICATÓRIA	ii	
AGRADECIMENTO	iii	
RESUMO	iv	
ABSTRACT	v	
LISTA DE SÍMBOLOS	vi	
ÍNDICE	ix	
CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO	1	
CAPÍTULO II - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	2	
2.1	Introdução	2
2.2	Influência da Energia Térmica na Resistência e em Outros Parâmetros dos Solos	2
2.3	Influência da Energia Mecânica na Resistência e em Outros Parâmetros dos Solos	8
2.4	Metodologia de Ensaio (Cisalhamento Direto)	10
2.4.1	Introdução	10
2.4.2	Metodologia de Preparação de Amostras	10
2.4.3	Metodologia de Moldagem de Corpos de Prova	11
2.4.4	Metodologia do Ensaio de Cisalhamento Direto	12
2.5	Conclusão	12
CAPÍTULO III - MATERIAIS E MÉTODOS	14	

3.1	Introdução	14
3.2	Materiais	14
3.2.1	Seleção e Identificação	14
3.2.2	Características dos Solos Seleccionados para a Pesquisa	17
3.3	Métodos	17
3.3.1	Constituintes Amorfos	17
3.3.2	Composição Mineralógica	23
3.3.3	Matéria Orgânica	23
3.3.4	Cátions Trocáveis	23
3.3.5	Potencial Hidrogeniônico, pH	23
3.3.6	Sais Solúveis	23
3.3.7	Área Específica	24
3.3.8	Equivalente de Areia	24
3.3.9	Granulometria	24
3.3.10	Massa Específica Real	24
3.3.11	Limites de Atterberg	24
3.3.12	Compactação Dinâmica	25
3.3.13	Compactação Estática	25
3.3.14	Ensaio de Adensamento	30
3.3.15	Ensaio de Cisalhamento Direto	30
3.3.16	Escolha de um Critério de Ruptura	35
CAPÍTULO IV - RESULTADOS OBTIDOS E DISCUSSÃO		36
4.1	Introdução	36
4.2	Características Complementares dos Solos Estudados	36
4.2.1	Composição Química e Mineralógica	36
4.2.2	Teor de Matéria Orgânica	44

4.2.3	Influência da Energia Térmica nos Cátions Trocáveis, Sais Solúveis, pH e Área Específica	44
4.2.4	Massa Específica Real, Granulometria e Equivalente de Areia	49
4.2.5	Características de Plasticidade	53
4.2.5.1	Fatores que Afetaram os Limites de Atterberg dos Solos Quando Sujeitos a Diferentes Níveis de Energia Térmica e Tempos de Umedecimento	55
4.2.6	Classificação dos Solos	56
4.3	Efeito das Energias Térmica e Mecânica na Resistência ao Cisalhamento	59
4.3.1	Comportamento Massa Específica Aparente Seca (γ_s) x Teor de Umidade (u)	60
4.3.2	Cálculo da Velocidade do Ensaio de Cisalhamento Direto	68
4.3.3	Gradiente de Resistência ao Longo do Corpo de Prova (CP)	71
4.3.4	Efeito das Energias Térmica e Mecânica no Módulo de Elasticidade Secante (E_s) e nos Parâmetros de Resistência: Coesão (c) e Ângulo de Atrito Interno do Solo (ϕ_i , $i = 1$ e 2)	86
4.3.4.1	Introdução	86
4.3.4.2	Comportamento dos Solos Estudados	86
4.3.4.3	Efeito das Energias Térmica e Mecânica no Módulo de Elasticidade Secante (E_s)	90
4.3.4.4	Efeito das Energias Térmica e Mecânica na Coesão (c)	125

4.3.4.5	Efeito das Energias Térmica e Mecânica no Ângulo de Atrito Interno (ϕ_i , $i = 1$ e 2)	138
4.3.4.5.1	Introdução	138
4.3.4.5.2	Resultados Obtidos	141
4.3.4.6	Fatores que Afetam as Propriedades Elásticas e de Resistência dos Solos Sujeitos a Diferentes Níveis de Energias Térmica e Mecânica	161
4.3.4.7	Análise da Metodologia Adotada	164
4.3.4.7.1	Com Relação a Metodologia de Moldagem dos Corpos de Prova	164
4.3.4.7.2	Com Relação ao Ensaio de Cisalhamento Direto	165
CAPÍTULO V	CONCLUSÃO	166
5.1	Com Relação ao Efeito da Energia Térmica nas Propriedades Elásticas e de Resistência	166
5.2	Com Relação ao Efeito da Energia Mecânica nas Propriedades Elásticas e de Resistência	166
5.3	Com Relação a Metodologia de Ensaio Utilizada	166
5.4	Com Relação ao Efeito da Energia Térmica em Outras Propriedades dos Solos	167
CAPÍTULO VI	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	168
APÊNDICE I		169
APÊNDICE II		172

APÊNDICE III

174

BIBLIOGRAFIA

176

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

A grande ocorrência dos solos vermelhos tropicais, também conhecidos como solos lateríticos e o seu crescente uso na Engenharia Civil tem motivado estudos mais amplos de suas propriedades a fim de garantir sua utilização racional.

Sabe-se que esses solos característicos das regiões tropicais e sub-tropicais são produtos de um intenso e complexo intemperismo físico e/ou mecânico e/ou químico o qual é significativamente influenciado pelas mudanças de energia térmica e de energia mecânica. Como consequência, têm-se observado que esses solos apresentam as principais propriedades de engenharia influenciadas pelos processos e estágios de formação. Com isso, torna-se necessário estudos detalhados de suas propriedades em função do modo de formação. Neste aspecto o estudo da influência das energias térmica e mecânica nas propriedades dos solos lateríticos se baseia no fato de que estas duas energias são de fundamental importância na formação desses solos.

Na determinação das propriedades dos solos lateríticos, os pesquisadores enfrentam a "situação adversa" de metodologias de ensaios inadequadas uma vez que os métodos de ensaios geralmente empregados foram desenvolvidos para solos de regiões temperadas e, quando aplicados aos solos de regiões tropicais apresentam resultados, em muitos casos, questionáveis.

Portanto necessário se faz estudos específicos que permitam avaliar a influência das energias térmica e mecânica nas propriedades de engenharia. Necessário também se faz avaliar as metodologias de ensaios adotadas para a determinação de algumas das propriedades em estudo.

CAPÍTULO II

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - Introdução

Como se sabe existe uma vasta bibliografia sobre solos vermelhos tropicais, também conhecidos por solos lateríticos⁽¹⁾, e de problemas associados aos mesmos. Esta revisão bibliográfica no entanto, se limitará aos objetivos desta pesquisa.

2.2 - Influência da Energia Térmica na Resistência e em Outros Parâmetros dos Solos

Sabe-se que existem diversos estudos sobre a influência da energia térmica na resistência ao cisalhamento dos solos de regiões temperadas, no entanto, pouco se conhece sobre este mesmo efeito nos solos de regiões tropicais e subtropicais. Neste caso, o limitado número de estudos se restringe a analisar a influência da energia térmica em características distintas, tais como granulometria e plasticidade.

A influência da energia térmica nos parâmetros de engenharia se encontra quase sempre relacionada à formação e composição mineralógica do solo. Assim, solos oriundos de regiões

(1) - ALEXANDER E CADY (1962) definiram a laterita como um solo altamente intemperizado, rico em óxidos secundários de ferro e alumínio ou em ambos, quase isento de bases e silicatos primários, mesmo assim, podendo conter grandes quantidades de quartzo e caulinita.

úmidas são mais susceptíveis à variação nas propriedades com a secagem, que solos de regiões onde as estações seca e úmida se alternam (Lyon Associates Inc., 1975). Por outro lado, as propriedades de solos ricos em haloisita hidratada, goetita, gibsita e alofano, podem ser significativamente alterados pela secagem.

Ensaio efetuados em 30 amostras de Lourenço Marques, após submetê-las à secagem ao ar e em estufa a 60°C e 100°C permitiram concluir que os limites de liquidez diminuíram com o aumento da temperatura de secagem, não sendo o mesmo observado para o limite de plasticidade (LNEC et alii, 1959). Este mesmo efeito foi verificado por Gidigasú e Yeboá (1972) ao estudar um solo da floresta de Ghana. No entanto, estudos realizados paralelamente em solos da savana de Ghana não apresentaram idêntico comportamento. Isto mostra o efeito do clima sobre as propriedades dos solos lateríticos, uma vez que, certas condições ambientais, como é o caso do solo de Savana estudado por Gidigasú e Yeboá (1972), podem provocar "in situ" a desidratação e alteração das formas hidratadas dos argilo-minerais e elementos amorfos presentes.

Apesar da quase totalidade dos estudos existentes comprovarem ser o limite de plasticidade praticamente invariável com a secagem, é possível que solos ricos em argilo-minerais hidratados e alofano possuam este parâmetro susceptível à variação com a secagem. Birrell (1952) como mostra a Tabela 2.2.A, estudando solos de origem vulcânica de Nova Zelândia, encontrou que além do limite de liquidez o limite de plasticidade também varia com a secagem, dependendo da mineralogia do solo. Semelhante verificação foi obtida por Newill (1961) ao estudar um solo contendo haloisita (Susumua, Kenya) e outro contendo meta-haloisita (Kabete, Kenya) como apresenta a Tabela 2.2.B.

A Tabela 2.2.C apresentada por Frost (1967) mostra resultados dos estudos conduzidos pelo "Research and Materials Section of the Department of Public Works" em solos de Papua e Nova Guiné, onde se verifica o efeito do tratamento térmico nos limites de liquidez e plasticidade e na granulometria dos solos. Estudos feitos por Haantjens (1964a, 1964b, 1965 e 1966) em solos destas regiões mostram que eles são ricos em alofano, gibsita

argilo mineral	umidade natural (%)	natural		seca ao ar		seca em estufa		% < 2 μ m solo natural
		LL	LP	LL	LP	LL	LP	
Alofano	200	207	131	85	78	-	-	63
Alofano-Gibsita	280	350	183	108	-	-	-	-
Haloisita - Caulin	117	110	37	70	54	-	-	46
Caulin - Alguma Montmorilonita	120	250	191	-	-	-	210	91

TABELA 2.2.A - Birrell (1952) - Influência da Secagem nos Limites de Liquidez e Plasticidade dos Solos de Nova Zelândia.

argilo mineral	natural			seco ao ar			seco em estufa		
	LL	LP	% < 2 μ m	LL	LP	% < 2 μ m	LL	LP	% < 2 μ m
Haloisita	101	70	79	77	61	-	65	47	47
Meta-Haloisita	56	-	-	74	-	-	65	-	-

TABELA 2.2.B - Newill (1961) - Influência da Secagem nos Limites de Liquidez e Plasticidade e na Granulometria dos Solos do Kenya.

LOCALIZAÇÃO	PROFUN- DIDADE (m)	NATURAL			SECO AO AR			SECO EM ESTUFA			UMIDADE NATURAL %
		LL	LP	% < 2 μ m	LL	LP	% < 2 μ m	LL	LP	% < 2 μ m	
BAGEMA	-	99	33	49	84	36	48	59	38	48	46
MATI	-	123	51	52	76	50	37	55	43	46	72
MINJ	-	114	62	-	55	52	-	-	-	-	69
GOROKA	0,30	97	42	-	73	42	-	-	-	-	44
GOROKA	1,22	95	54	-	70	59	-	-	-	-	60
MENDI	0,01	NP ⁽²⁾	NP	20	NP	NP	3	NP	NP	3	52
MENDI	0,23	133	79	36	NP	NP	2	NP	NP	3	89
MENDI	0,41	81	66	28	NP	NP	1	NP	NP	3	102
MENDI	0,64	130	63	34	NP	NP	3	NP	NP	3	107
MENDI	0,86	137	76	50	NP	NP	4	NP	NP	-	136
MENDI	1,07	143	83	51	NP	NP	8	NP	NP	-	135
MENDI	1,27	142	75	42	NP	NP	6	NP	NP	-	135
MENDI	1,52	155	79	45	NP	NP	6	NP	NP	5	131

TABELA 2.2.C - Frost (1967) - Influência da Secagem nos Limites de Liquidez e Plasticidade e Granulometria dos Solos de Papua e Nova Guiné.

(2) - NP - Não Plástico.

ta e haloisita. Segundo Frost (1967) os solos Bagema, Mati, Minj e Gorota apresentados na Tabela 2.2.C, que perdem apenas parcialmente a plasticidade com o tratamento térmico, contêm haloisita. Já o solo Mendi que torna-se não plástico com o tratamento térmico (secagem ao ar), contêm gibsita ou alofano ou ambos.

A alteração na granulometria dos solos lateríticos com a secagem, especialmente nas frações tamanho silte e tamanho argila, é devida ao fenômeno da agregação. Newill (1961) (Tabela 2.2.B) e Frost (1967) (Tabela 2.2.C) mostraram que a variação na granulometria com a secagem é acentuada nos solos ricos em haloisita. Moh e Mazhar (1969) ao estudar 11 solos lateríticos da Tailândia, ricos em caulinita e com ausência de haloisita e meta-haloisita, verificaram apenas pequenas variações na granulometria com a secagem. O fenômeno da agregação, no entanto, parece depender não só dos argilo-minerais presentes, como também dos agentes cimentícios. Terzaghi (1958), estudando a argila de Sasumua, atribuiu a redução na fração tamanho argila, à coagulação das partículas por óxido de ferro. Moh e Mazhar (1969) concordaram com Terzaghi (1958) e usaram o efeito da secagem no teor de óxido de ferro livre para explicar as variações observadas na granulometria dos solos da Tailândia, quando sujeitos a secagem. Lambe (1960) é, no entanto, mais extensivo e admitiu que a secagem ajuda a cimentação das partículas, não só por torná-las mais próximas umas das outras, mas também por fazer com que precipitem materiais cimentantes dissolvidos na água dos poros, tais como: carbonatos, óxidos de ferro, silicatos, aluminatos e certas matérias orgânicas. É importante salientar que se o óxido de ferro está presente como cristal discreto ele não cimenta as partículas de solo (Deshpande et alii 1964).

Como se observa os diversos estudos mostraram que a secagem do solo tende a diminuir o limite de liquidez (LL), o limite de plasticidade (LP) e a fração tamanho argila (FTA) dos solos lateríticos. Todavia não se pode caracterizar definitivamente o efeito da secagem em um solo utilizando apenas os parâmetros LL, LP e FTA. Na necessidade de uma avaliação mais generalizada do efeito da energia térmica de secagem nas propriedades dos solos lateríticos, Tateishi (1967) sugeriu a adoção do

índice de agregação como forma de medir o potencial de sensibilidade do solo à secagem. Este índice, corresponde à relação entre o equivalente de areia do solo seco em estufa e o equivalente de areia do solo natural. Os solos com índice de agregação superior à 2, são solos cujas propriedades são facilmente afetadas pela secagem.

O efeito da energia térmica na resistência dos solos lateríticos, tem comumente sido avaliado através da determinação do Índice de Suporte California (CBR).

Novais-Ferreira e Meireles (1969) ao estudarem duas amostras de solos lateríticos de Angola, contendo os minerais caulinita, goetita e gibsitita, verificaram que o CBR aumentou com o aumento da temperatura de secagem. Este mesmo efeito foi verificado por Frost (1967) para o solo Mendi de Papua, que o considerou como provocado pela presença do mineral gibsitita. Para o Lyon Associates Inc. (1975) é suposto que as variações apresentadas por Frost (1967) não são devidas somente à gibsitita, mas também à haloisita hidratada e ao alofano. Estudo do Lyon Associates Inc. (1975), indicou que a secagem ao ar de um solo da Costa Rica não afetou o CBR, embora, grande aumento na máxima massa específica aparente seca e redução na umidade ótima de compactação tenham sido observadas.

Ferreira (1976), realizando ensaios triaxiais consolidados não drenados no solo laterítico de Sapê-Mari (Paraíba), em corpos de prova saturados, verificou que a secagem à 60°C aumentou a coesão e reduziu o ângulo de atrito quando comparados aos resultados obtidos para o solo seco ao ar. Tal comportamento foi atribuído à transformação de materiais amorfos em cristalinos que poderiam ter cimentado de maneira mais eficiente as partículas de solo.

Brand e Hongsnoi (1969), no entanto, ao estudar 11 solos da Tailândia, verificaram que alguns destes solos apresentavam CBR (sem imersão) para o solo seco em estufa, maior que para o solo natural. Outros solos apresentaram comportamento inverso a este. Quando da imersão, o CBR para o solo seco em estufa apresentou uma "forte tendência" de ser maior que para o solo natural. Tal comportamento para o CBR imerso foi atribuído a menor absorção de água e menor expansão apresentados para o solo

lo seco em estufa. Moh e Mazhar (1969) ao estudar o efeito da secagem na mineralogia destes 11 solos, verificou que esta não era significativamente afetada pela secagem devido aos tipos de argilo minerais presentes. A fração inferior a 0,002mm era predominantemente composta de caulinita e alguma ilita e montmorilonita ou a mistura dos 3. Nenhum dos 11 solos possuía haloisita ou meta-haloisita. Brand e Hongsnoi (1969) concluíram ser difícil prever a variação de resistência nos solos compactados provocada pela secagem.

Portanto pode-se observar que a secagem pode alterar a característica de resistência dos solos lateríticos, no entanto, o limitado número de estudos não permite uma conclusão definida.

2.3 - Influência da Energia Mecânica na Resistência e em Outros Parâmetros dos Solos

Observou-se da literatura que as propriedades dos solos lateríticos tais como granulometria, plasticidade e resistência são susceptíveis de variações, quando estes são sujeitos à diferentes formas/intensidades de energia mecânica (Winterkorn 1951, Evans 1957, De Graft-Johnson e Bhatia 1969, Little 1969, Baldovin 1969, LNEC 1969, Townsend et alii 1969, Townsend et alii 1971, Gidigasú 1976). Nesta seção, no entanto, serão revistos apenas aspectos relacionados à energia mecânica de compactação.

A resistência dos solos compactados é influenciada por vários fatores, tais como: energia de compactação, teor de umidade, estrutura e tipo de argilo mineral presente (Seed e Chan 1959). Estes fatores se encontram quase sempre intimamente relacionados.

A estrutura granular comumente apresentada pelos solos lateríticos in situ ou em amostras não trabalhadas é a responsável pela sua baixa plasticidade, alta resistência e alta permeabilidade. Tais propriedades, são no entanto, afetadas com o processo de remoldagem ou degradação da estrutura granu

lar sob tensões mecânicas, como é o caso da compactação (De Graft-Johnson e Bhatia 1969, Townsend et alii 1969). Hammond (1970), estudando as propriedades de engenharia de alguns cascalhos lateríticos de Ghana, observou que a quebra das partículas concrecionárias quando submetidas a uma energia de compactação é uma função de sua resistência. Por outro lado, Bhatia e Hammond (1970) verificaram que quanto maior o teor de óxido de ferro e mais desidratadas as partículas concrecionárias, mais resistentes serão. Portanto, é de se esperar que estes solos não sejam susceptíveis de variarem suas resistências com a energia de compactação.

Meireles (1971) ao estudar dois solos da região do Catofe em Angola, observou que o aumento na energia de compactação dinâmica parece reduzir o tamanho das partículas do solo, aumentar o teor da fração tamanho argila, aumentar o índice de plasticidade e reduzir o índice de contração. A fração tamanho argila originada com a quebra das agregações é geralmente pouco ativa, uma vez que, esta tem a tendência de ser recoberta parcial ou totalmente por óxido de ferro.

Newill e Dowling (1969), mostraram estudos realizados com solos de Uganda em que o aumento da energia de compactação provocou redução na umidade ótima e aumento na máxima massa específica aparente seca e no CBR. Estes mesmos pesquisadores indicaram no entanto, que a compactação do solo laterítico de Sokoto na Nigéria provavelmente não afetou as propriedades deste solo.

Segundo De Graft-Johnson e Bhatia (1969), o aumento no esforço de compactação pode aumentar ou diminuir o CBR. Este comportamento foi comprovado por Evans (1958), ao estudar cascalho laterítico de Uganda e por De Graft-Johnson et alii (1968) ao estudar cascalho laterítico de Ghana. Aumento considerável na energia de compactação diminuiu o ângulo de atrito (ϕ) do solo de Ghana no lado úmido do ótimo de compactação (De Graft-Johnson et alii 1968). Tais variações no CBR e ϕ foram atribuídas a presença de caulinita no solo, que é uma estrutura sensível e tende a dispersar com o aumento do esforço de compactação no lado úmido da curva de compactação.

Lucena (1976) e Borba (1976), ao estudarem o solo la

terítico Sapé-Mari teorizaram que este solo é constituído por uma estrutura meta-estável, possuindo vazios intra-agregações isolados cujo colapso sob um estado de tensões provoca o surgimento de pressões neutras negativas. Presume-se, portanto, que elevada energia de compactação pode provocar o colapso dessas estruturas.

Verifica-se portanto, que o efeito da energia mecânica de compactação na plasticidade, granulometria e resistência dos solos lateríticos não está "bem caracterizada", visto que, os resultados encontrados na literatura não definem o seu comportamento de variação.

2.4 - Metodologia de Ensaio (Cisalhamento Direto)

2.4.1 - Introdução

Não existe na literatura metodologias de ensaio específicas para os solos lateríticos. O que se tem procurado é adaptar as metodologias convencionais desenvolvidas para os solos de regiões temperadas. Tais adaptações tem sido ultimamente questionáveis, visto que os resultados na maioria dos ensaios não apresentam uma repetibilidade ou mesmo reprodutibilidade dentro dos padrões aceitáveis.

Em virtude disto, e voltado para os objetivos deste trabalho, a revisão bibliográfica apresentada neste sub-capítulo aborda aspectos relacionados à métodos convencionais para ensaios de solos lateríticos, mais precisamente os métodos para preparação das amostras e ensaio de cisalhamento.

2.4.2 - Metodologias de Preparação de Amostras

Existem nos métodos convencionais algumas recomendações para preparação de amostras, que se adotadas para os solos lateríticos podem conduzir a resultados questionáveis.

Os solos vermelhos tropicais, comumente possuem uma estrutura sensível à manipulação e ao trabalho mecânico. Tal

comportamento impõe a necessidade de cuidados especiais na extração e quarteamento dos solos (LNEC 1969), bem como na preparação das amostras para ensaios de caracterização, químicos e mineralógicos. Assim, por exemplo, o uso da mão de gral recoberta de borracha para reduzir o solo à granulometria natural, embora recomendado em métodos convencionais (BS 1377:1975; DNER-ME 41-63), apresenta validade limitada para a maioria dos solos lateríticos, isto devido a estrutura sensitiva destes solos.

A sensibilidade da estrutura dos solos lateríticos à manipulação e trabalho mecânico tem frequentemente sido comprovada através de ensaios de caracterização (Frost 1967, Winterkorn e Chandrasekharan 1951, LNEC 1959, LNEC 1969, Townsend et alii 1969, Townsend et alii 1971, Wesley 1973).

Sabe-se também, que a secagem pode alterar as características dos solos lateríticos (Mello et alii 1958, Grim 1962). Observa-se contudo, que os métodos convencionais de ensaio comumente admitem a secagem do solo à temperaturas que não excedam 60°C (DNER ME 41-63), o que torna necessário o estudo mais detalhado deste comportamento afim de se fixar uma metodologia de preparação de amostras mais adequada para os solos lateríticos.

Outro fator por vezes contraditório nas metodologias convencionais (DNER ME 41-63, BSI1975) é o que se refere ao tempo de umedecimento antecedendo os ensaios. Pesquisas realizadas para estudar tal efeito tem mostrado resultados distintos. (Acroyd 1959, Alexander e Cady 1962), o que conduz à necessidade de um estudo mais amplo para os solos lateríticos.

Portanto necessário se faz que o processo de preparação de amostras de solos lateríticos seja compatível com as características destes solos.

2.4.3 - Metodologia de Moldagem de Corpos de Prova

É importante que se adote na moldagem de corpos de prova, o tipo de compactação que melhor se adapta ao solo. Tem sido observado que a compactação por impacto, por vibração e estática fornece para um mesmo solo, diferentes curvas de compactação e propriedades de resistência (Foster 1955, Lambe 1969,

Seed et alii 1960). Seed et alii (1960) indicaram que o método de compactação para o lado seco da curva de compactação não afeta a estrutura do solo, visto que nenhum dos métodos induzem deformação cisalhante para teores de umidades inferiores a ótima de compactação. No lado úmido da ótima, contudo, a deformação cisalhante e conseqüentemente a estrutura do solo são afetadas pelo método de compactação. A compactação estática é a que menos aumenta a dispersão do solo. Nos solos onde predominam as forças inter-partículas (atração/repulsão) a deformação cisalhante e o tipo de compactação tem pouca influência na estrutura do solo.

Segundo Barata (1958) o tipo de deformação na compactação estática depende da velocidade de aplicação da carga e do tempo em que seu valor máximo é mantido. Portanto, necessário se faz fixar as condições ideais de moldagem dos corpos de prova afim de se reduzir a interferência da metodologia de moldagem nas propriedades de resistência dos solos.

2.4.4 - Metodologia do Ensaio de Cisalhamento Direto

Não existe metodologia específica de ensaio de cisalhamento direto para solos lateríticos. O que existem são recomendações gerais, como é o caso da apresentada por Van Aunken (1963) que aconselha o uso de caixas de cisalhamento quadradas, por estas fornecerem distribuição de tensões menos complexa e por apresentarem uma taxa de variação de área constante.

Mesmo sabendo-se da simplicidade do ensaio de cisalhamento direto, é necessário que se normalize um método de ensaio que satisfaça o comportamento dos solos lateríticos visto que estes muitas vezes apresentam comportamento diferenciado dos solos de regiões frias e temperadas.

2.5 - Conclusão

A revisão bibliográfica apresentada mostrou a escassez de informações existentes sobre a influência das energias tér

mica e mecânica na resistência ao cisalhamento de solos lateríticos. Observou-se ainda que o emprego das metodologias de ensaios convencionais podem fornecer resultados de validade limitada. Portanto o objetivo desta pesquisa será:

1. Avaliar o efeito de diferentes níveis de energia térmica na resistência ao cisalhamento e em outras propriedades de 5 solos lateríticos do Norte e Nordeste do Brasil.
2. O efeito de diferentes níveis de energia mecânica na resistência ao cisalhamento destes solos.
3. Avaliar a metodologia recomendada para o ensaio de cisalhamento direto.

CAPÍTULO III

MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 - Introdução

Este capítulo descreve os materiais (solos) e métodos utilizados na pesquisa. Quando se tratar de um método normalizado somente referência será feita, no entanto, quando alguma modificação for introduzida em qualquer método ou quando do desenvolvimento de um procedimento para um ensaio, os detalhes serão fornecidos.

Friza-se que em toda a pesquisa usou-se água de pH 7 e 1,3 ppm de sais solúveis.

A Figura 3.1 apresenta o fluxograma das atividades/ensaios desenvolvidos nesta pesquisa.

3.2 - Materiais

3.2.1 - Seleção e Identificação

A escolha dos solos foi baseada em critérios de formação procurando-se assim selecionar solos de características diferentes. Considerou-se também, como critério de seleção, a viabilidade de utilização desses solos.

Foram selecionados 5 solos das regiões Norte e Nordeste, mais precisamente 2 do Estado da Paraíba, 1 do Estado do Pará, 1 do Estado do Piauí e 1 do Estado do Maranhão. A localização das jazidas é mostrada na Figura 3.2.1. As jazidas receberam a denominação da cidade ou localidade mais próxima e, são a partir daqui identificadas da seguinte maneira:

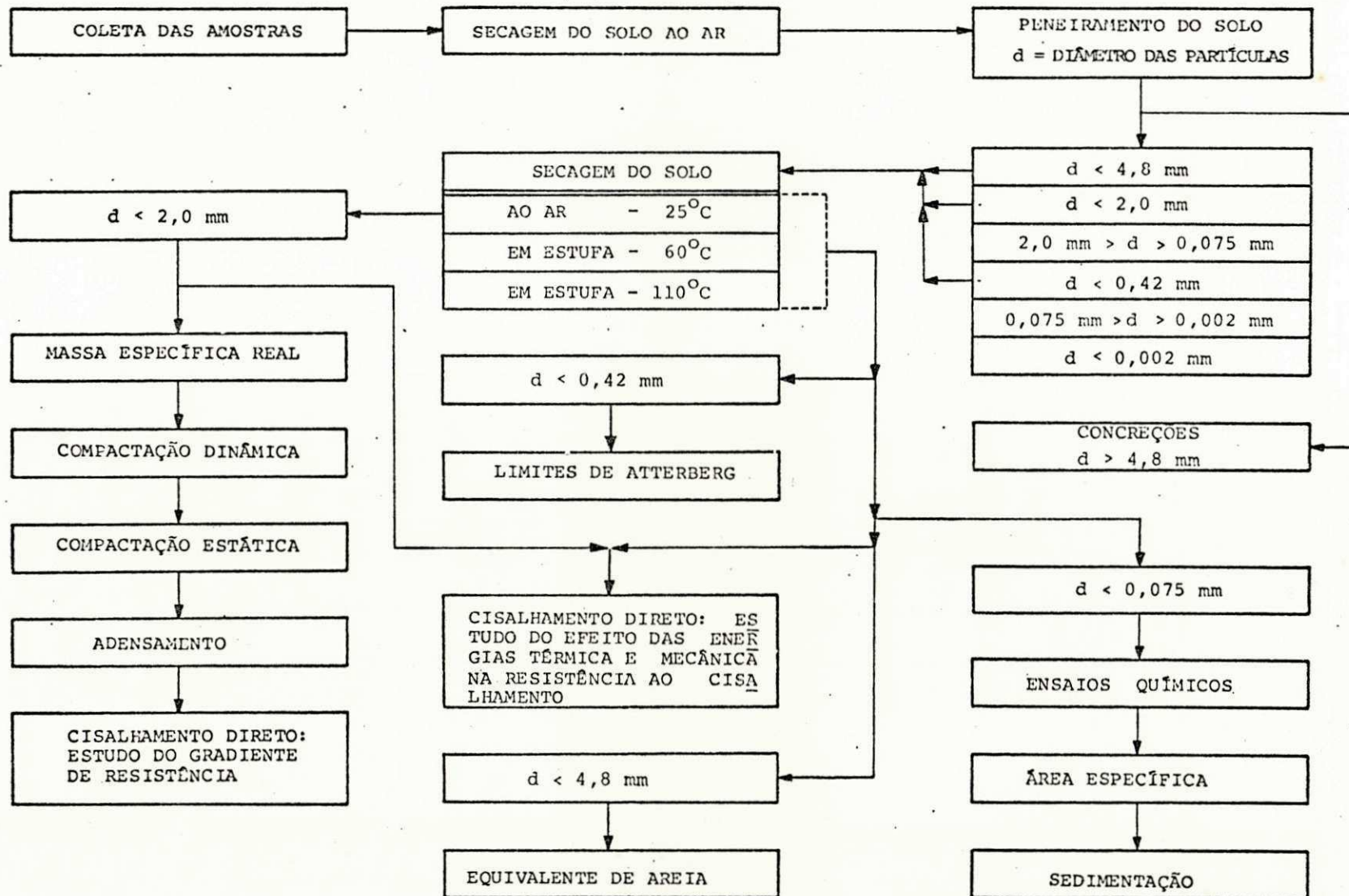


FIGURA 3.1 - Fluxograma dos Trabalhos Desenvolvidos nesta Pesquisa.



● - Localização das Jazidas Seleccionadas

ESCALA 1:10.000.000

FIGURA 3.2.1 - Localização das Jazidas Seleccionadas para a Pesquisa.

JAZIDA/CIDADE (ESTADO)	IDENTIFICAÇÃO
Areia/Areia (Paraíba)	ARPB
Castelo/Castelo (Piauí)	CAPI
João Pessoa/João Pessoa (Paraíba)	JPPB
Maguari/Belém (Pará)	MAPA
São Luiz/São Luiz (Maranhão)	SLMA

3.2.2 - Características dos Solos Selecionados para a Pesquisa

A Tabela 3.2.2 apresenta as características dos solos estudados quanto a localização, formação geológica, pedologia e condições climáticas da região (Edt. Globo 1966, Ministério da Agricultura 1972, Departamento Nacional da Produção Mineral 1974, SUDENE 1974 e SUDENE 1977). Os perfis são mostrados nas Figuras 3.2.2.A à 3.2.2.E.

3.3 - Métodos

A Tabela 3.3 apresenta para cada ensaio o diâmetro máximo das partículas, o tempo e a temperatura de secagem do solo.

Como se sabe os solos lateríticos são sensíveis à manipulação, por isso os ensaios foram efetuados com amostras não repetidas.

3.3.1 - Constituintes Amorfos

A determinação do elemento amorfo ferro (Fe) foi feita segundo o método proposto por Queiroz de Carvalho (1979) e a dos amorfos silício (Si) e alumínio (Al) segundo o método de Hashimoto e Jackson (1960). Ambas as determinações foram por Carvalho Borba (1981) que estuda as propriedades químicas e mineralógicas dos solos desta pesquisa.

SOLO	LOCALIZAÇÃO	FORMAÇÃO GEOLÓGICA	CLASSIFICAÇÃO		PRECIPITAÇÃO MÉDIA ANUAL mm	TEMPERATURA ANUAL °C	PERFIL
			PEDOLÓGICA	GAUSSEN			
ARPB	À 5 km da cidade de Remígio-Pb, à margem esquerda da Rodovia PB-079	Inserida no Pré-Cambriano. Apresentando na Paraíba gnaisses e migmatitos	Classificado como PEL3 (textura argilosa e solos litólicos Eutróficos de textura média)	Xerotérica (Submediterrânea 3bth) Índice Xerotérmico - 0 a 40	1000	T.MÉDIA = 22 T.MÍNIMA = 19	FIGURA 3.2.2.A
CAPI	À 5 km da cidade de Castelo-Pi	Inserida no Denoviano Médio, na formação denominada Cabeças, constituída de arenito	Classificado como AQ5 (Areias Quartzosas e Solos Litólicos).	Xeroquimênica (Termoxeroquimênica, 4bth) Índice Xerotérmico - 100 a 150	1200	T. MÉDIA = 29,1 T. MÍNIMA = 22,5	FIGURA 3.2.2.B
JPPB	Próxima ao Campus Universitário, Conjunto dos Bancários, cidade de João Pessoa-Pb	Inserida no terciário na formação denominada Barreiras	Classificado como PV5 (Podzólico Vermelho Amarelo Latossólico, de textura arenosa)	Xerotérica (mesomediterrânea, 3cth) Índice Xerotérmico 40 a 100	1720	T.MÉDIA = 25 T.MÍNIMA = 21	FIGURA 3.2.2-C
MAPA	Município de Anápolis-Pa, à 3,7 km da margem direita da BR-316	Inserida no terciário na formação denominada Barreiras	Classificado como CL2 (Solos Concrecionários Lateríticos)	Termoxérica (Entermoxérica, 6a) Índice xerotérmico - zero	2760	T.MÉDIA = 27,3 T.MÍNIMA = 22,8	Figura 3.2.2.D
SLMA	Mapaura, Ilha de São Luiz-Ma a 0,6 km da margem direita da BR-135 e à 1,3 km do Porto do Itaquí	Inserida na formação Itapecuru datada como Cretáceo inferior	Classificado como CL6 (Solos concrecionários lateríticos, latossolo vermelho-amarelo e areias quartzosas)	Xeroquimênica (Termoxeroquimênica, 4cTh) Índice xerotérmico - 40 a 100	1900	T.MÉDIA = 26,5 T.MÍNIMA = 23,5	FIGURA 3.2.2.E

TABELA 3.2.2 - Características dos Solos Seleccionados.

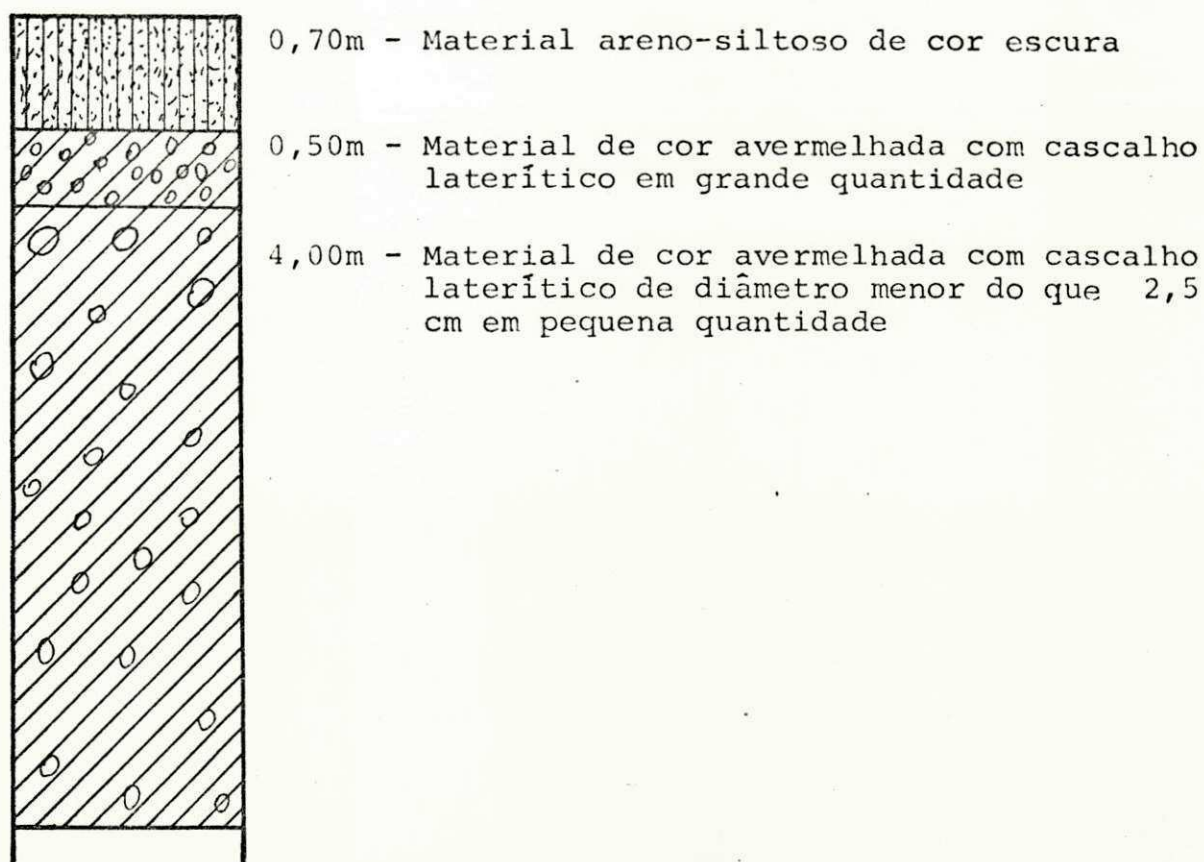


FIGURA 3.2.2.A - Perfil da Jazida ARPB.

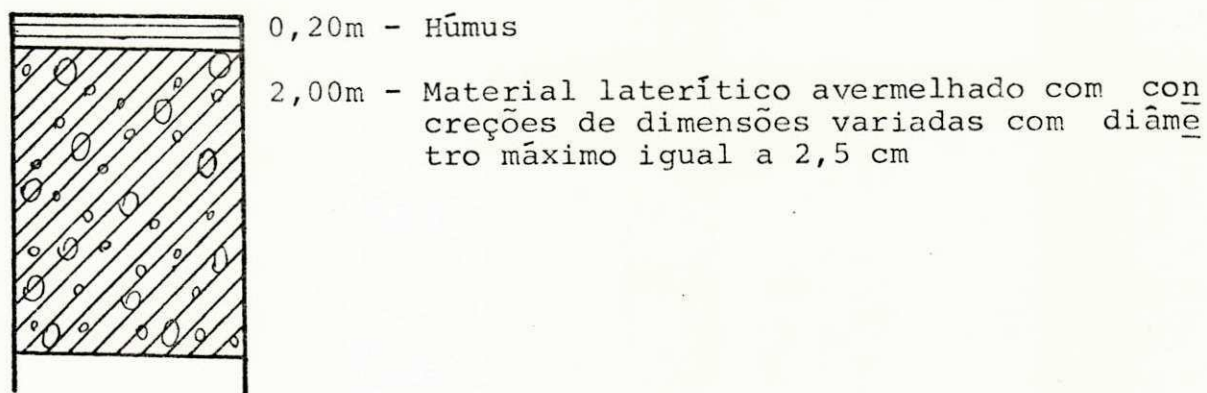


FIGURA 3.2.2.B - Perfil da Jazida CAPI.

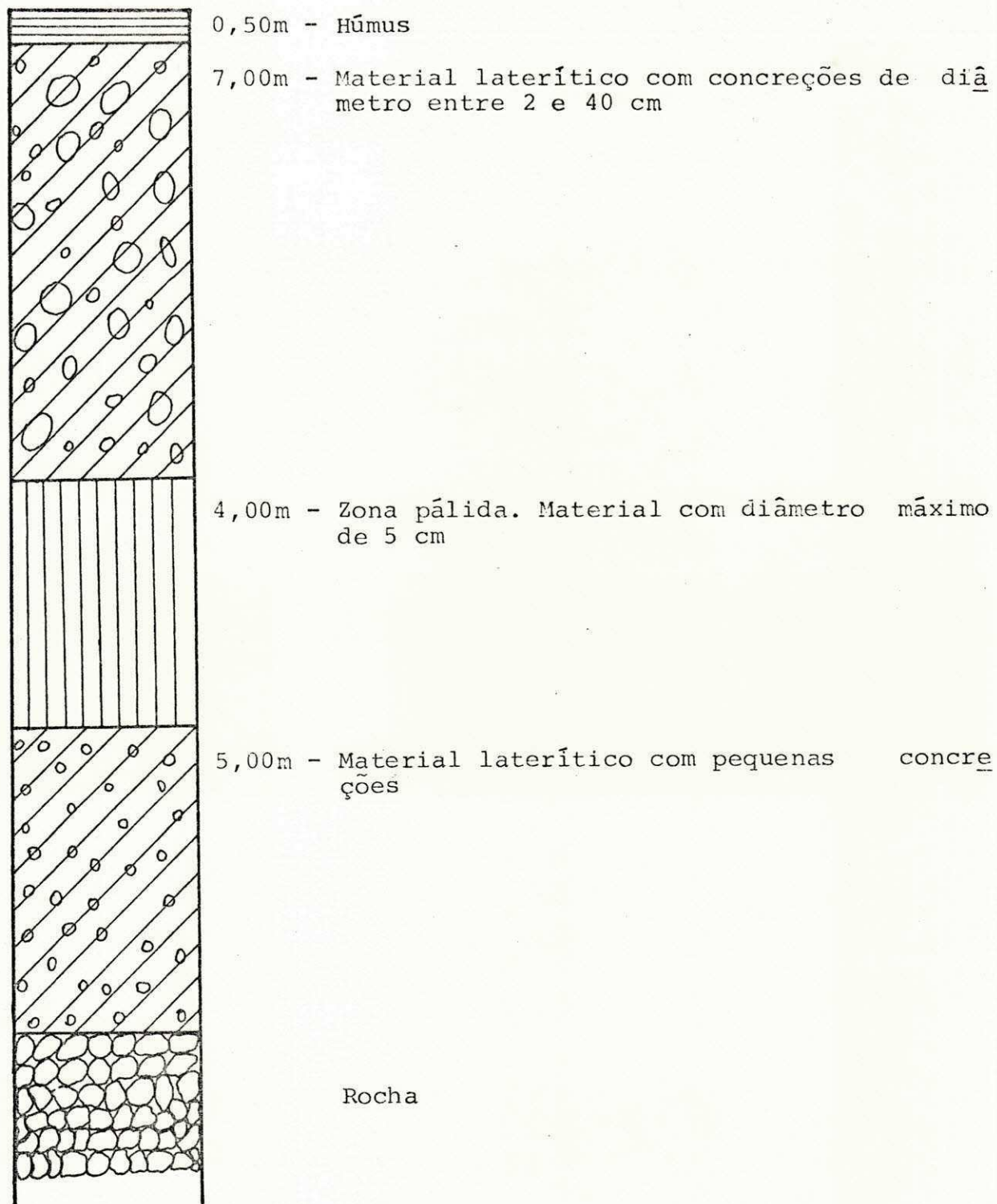


FIGURA 3.2.2.C - Perfil da Jazida JPPB.

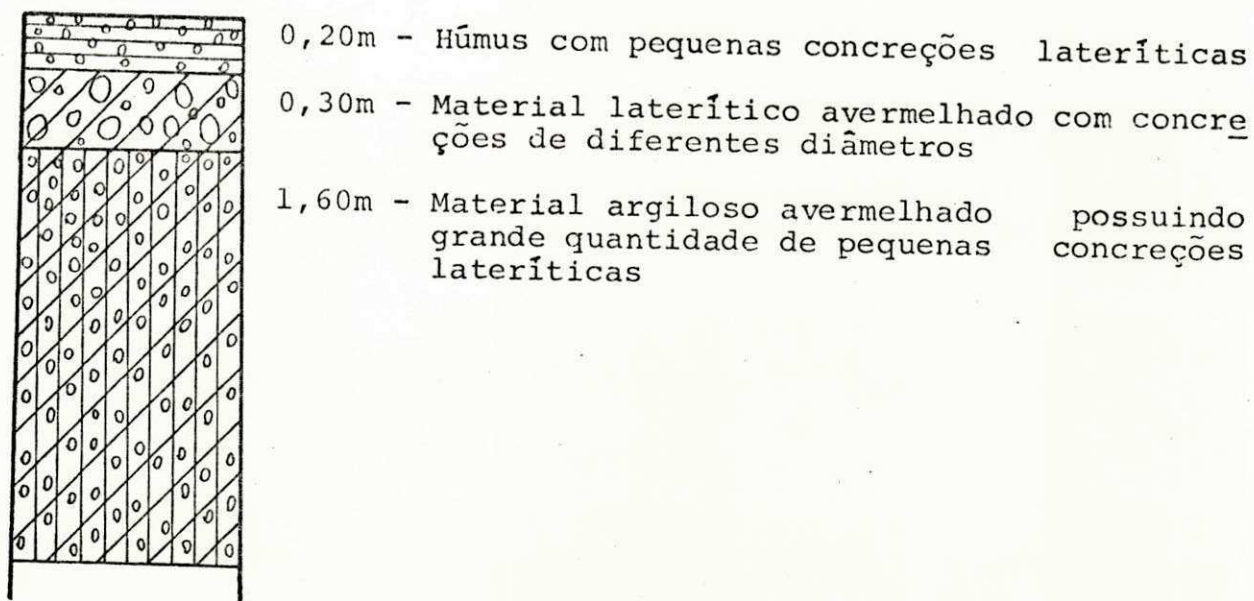


FIGURA 3.2.2.D - Perfil da Jazida MAPA.

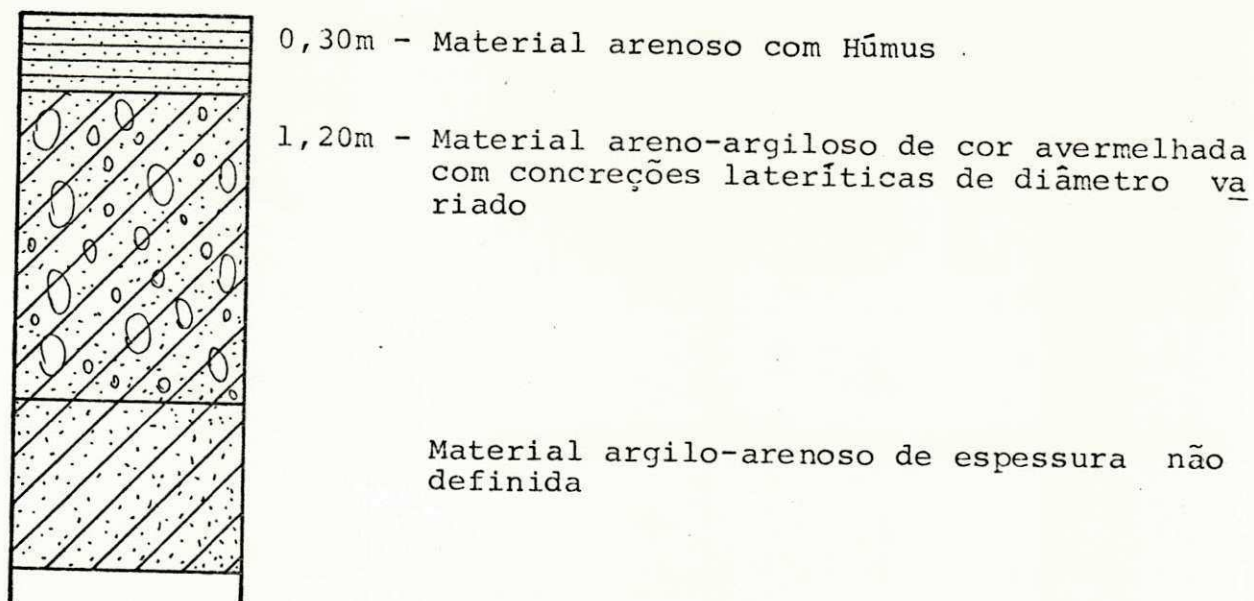


FIGURA 3.2.2.E - Perfil da Jazida SLMA.

ENSAIO	d _{máx} (mm)	TEMPO DE SECAGEM (horas)	TEMPERATURAS DE SECAGEM (°C)		
			25 (1)	60	110
Constituintes amorfos	0,002	-		X	
Raios-X	2,0	-		X	
Microscopia eletrônica de transmissão	0,002			X	
Matéria orgânica	0,075			X	
Cátions trocáveis	0,075	40	X	X	X
Sais solúveis/Condutividade	2,0	40	X	X	X
pH	2,0	40	X	X	X
Área específica	0,075	40	X	X	X
Equivalente de areia	4,8	40	X	X	X
Peneiramento	19,0	40	X	X	X
Sedimentação	0,075	40	X	X	X
Massa específica real	2,0	40	X		
	0,075	40	X		
Limites de Atterberg	0,42	40	X	X	X
Compactação dinâmica	2,0	40	X		
Compactação estática	2,0	40	X	X	X
Adensamento	2,0	40	X		
Cisalhamento direto, es <u>re</u> tudo do gradiente de sistência	2,0	40	X		
Cisalhamento direto, estu <u>do</u> da resistência	2,0	40	X	X	X

TABELA 3.3 - Características do Solo Usado em Cada Ensaio.

(1) - temperatura de secagem ao ar.

3.3.2 - Composição Mineralógica

A composição mineralógica dos solos estudados foi de terminada qualitativamente por difração de raios-X. Utilizou-se microscopia eletrônica de transmissão para se conhecer a es trutura da fração menor do que 0.002 mm (Carvalho Borba 1981). Na determinação da composição mineralógica por difrações de ra ios-X usou-se o difratômetro de raios-X marca Philips com as seguintes características:

- velocidade do papel - 0,2 mm/min
- velocidade de varredura - 0,5 °/min
- filtro de níquel
- tubo de cobre com espectro $CuK\alpha$, gerado a 45 KV e 55 mA.

Quanto à microscopia, usou-se o microscópio eletrôni co de transmissão, marca Siemens Elmeskop 101, 100 KV.

3.3.3 - Matéria Orgânica

O teor de matéria orgânica foi determinado segundo o método do bicromato de potássio da BS 1377 - 1975.

3.3.4 - Cátions Trocáveis

Os cátions hidrogênio, alumínio, cálcio e magnésio fo ram determinados por titulação e os cátions sódio e potássio por um fotômetro de chama TECNOW 4000 L.

3.3.5 - Potencial Hidrogeniônico, pH

A determinação do pH foi efetuada segundo o método re comendado pela BS 1377 - 1975. Foi usado um medidor de pH E520 Metrohm Herisau.

3.3.6 - Sais Solúveis

A determinação dos sais solúveis foi feita pelo mêto

do da condutividade (Black et alii 1965), usando-se a suspensão da mistura solo-água (1:2,5) preparada para a determinação do pH. Usou-se o condutivímetro E525 Metrohm Herisau.

3.3.7 - Área Específica

A área específica foi determinada por adsorção de azul de metileno segundo o método exposto por Chen et alii (1974) (Apêndice I).

3.3.8 - Equivalente de Areia

O equivalente de areia foi determinado segundo o método do DNER-DPTM 54-63.

3.3.9 - Granulometria

Os ensaios de granulometria foram efetuados segundo a BS 1377-1975 com peneiramento por via úmida. Na sedimentação usou-se hexametáfosfato de sódio como defloculante (Lima 1981).

3.3.10 - Massa Específica Real

Seguiu-se para esse ensaio a norma DNER-ME 93-64, sendo, no entanto, usada bomba de vácuo em substituição ao processo de aquecimento para a retirada do ar da mistura solo-água.

3.3.11 - Limites de Atterberg

Os limites de liquidez (LL) e plasticidade (LP) foram determinados de acordo com os métodos DNER-ME 44-71 e DNER-ME 82-63, respectivamente. A fase de preparação da amostra seguiu o método DNER-ME 41-63 com exceção do tratamento térmico, uma vez que os solos foram submetidos à secagem ao ar (25°C) e em estufa (60°C e 110°C). Quanto ao tempo de umedecimento do material (T.U.) precedendo a efetuação dos ensaios, seguiu-se a norma DNER-ME 44-71 e a British Standards BS 1377:1975, afim de se observar a influência do T.U. nos resultados.

3.3.12 - Compactação Dinâmica

Cada solo foi compactado com três níveis de energia mecânica:

DESCRIÇÃO	NÍVEL DE ENERGIA kg. cm/cm ²
Proctor Normal	6,0
Proctor Intermediário	12,5
Proctor Modificado	25,0

Os ensaios foram realizados em cilindros pequenos (volume = 1.000 cm³) obedecendo a recomendação de Caputo (1975) para solos com diâmetro máximo de 5 mm.

No ensaio de Proctor Normal o material foi compactado em três camadas usando-se soquete de 2,5 kg e 30 cm de altura de queda livre. O material foi compactado em três camadas no Proctor intermediário e em 5 camadas no modificado, sendo usado para ambos soquete de 4,5 kg e 45 cm de altura de queda livre.

O material foi homogeneizado em misturador elétrico de eixo vertical e hélice rotativa durante cinco minutos. Cada ponto da curva de compactação foi repetido duas vezes, com o material homogeneizado conjuntamente (igual teor de umidade), admitindo-se uma variação máxima de 5% na massa específica aparente seca. O resultado final foi a média das duas determinações. Quando um valor diferia da média em mais de 5% o mesmo era rejeitado e outro ensaio repetido.

3.3.13 - Compactação Estática

Os corpos de prova usados nos ensaios de adensamento e de cisalhamento direto foram compactados estaticamente com uma energia de compactação que fosse equivalente as condições de massa específica aparente seca e teor de umidade obtidos da curva de compactação dinâmica. Usou-se uma velocidade de compactação igual à 0,8 cm/min.

Foram moldados corpos de prova em duas condições:

- i) Corpos de prova para os ensaios de adensamento e de cisalhamento direto (usados no estudo do efei

to das energias térmica e mecânica na resistência ao cisalhamento), com seção transversal de 6,1cm x 6,1cm e 5cm de altura.

- ii) Corpos de prova para os ensaios de cisalhamento direto (usados no estudo do gradiente de resistência) com seção transversal de 6,1cm x 6,1cm e 14cm de altura.

As etapas referentes à compactação estática foram as seguintes:

- 1 - Homogeneizou-se manualmente o material.
- 2 - Colocou-se o material homogeneizado nos moldes. Usou-se moldes com 11 cm de altura (nos ensaios de adensamento e de cisalhamento direto para o estudo do efeito das energias térmica e mecânica na resistência ao cisalhamento) e 23 cm de altura (nos ensaios de cisalhamento direto para estudo do gradiente de resistência) tendo ambos seção transversal quadrada interna de 6,1cm x 6,1cm (Figura 3.3.13.A).
- 3 - Compactou-se com um êmbolo de seção transversal quadrada de 6,08cm x 6,08cm, 3,0cm (molde com 11cm de altura)/4,5cm (molde com 23cm de altura) de um dos lados (lado 1 - onde é menor a carga de compactação), mantendo-se um "fundo falso" do outro. A Figura 3.3.13.B mostra detalhes desta etapa da compactação.
- 4 - Manteve-se a carga de compactação por 2 minutos.
- 5 - Inverteu-se o molde, colocou-se uma base de alumínio com 3 cm/4,5 cm de altura em contato com o lado compactado do corpo de prova (Figura 3.3.13.C) e compactou-se em seguida 3 cm/4,5 cm do outro lado (lado 2 - onde é maior a carga de compactação) do corpo de prova.
- 6 - Manteve-se a carga máxima de compactação por 2 minutos.

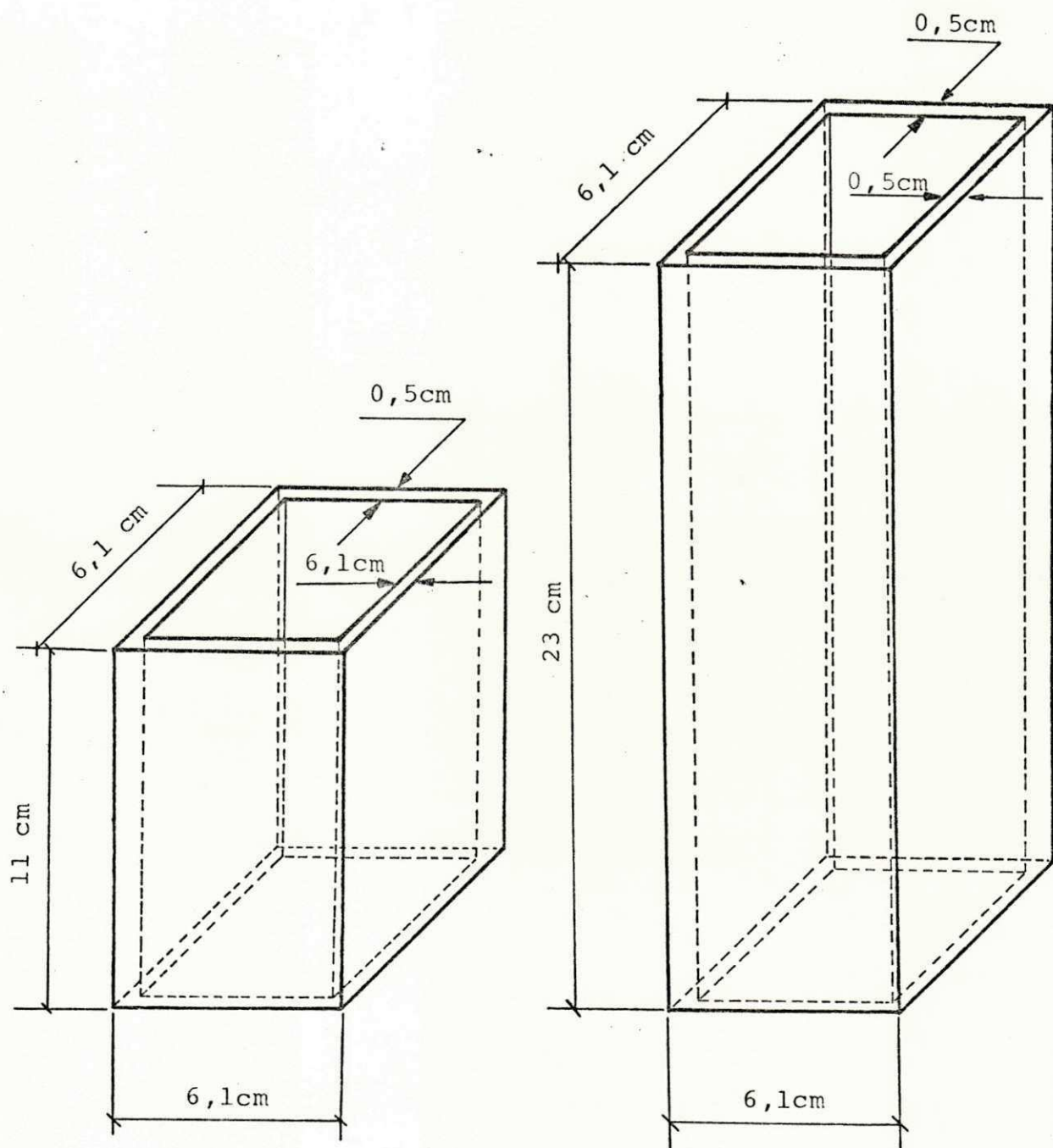


FIGURA 3.3.13.A - Moldes para a Compactação Estática.

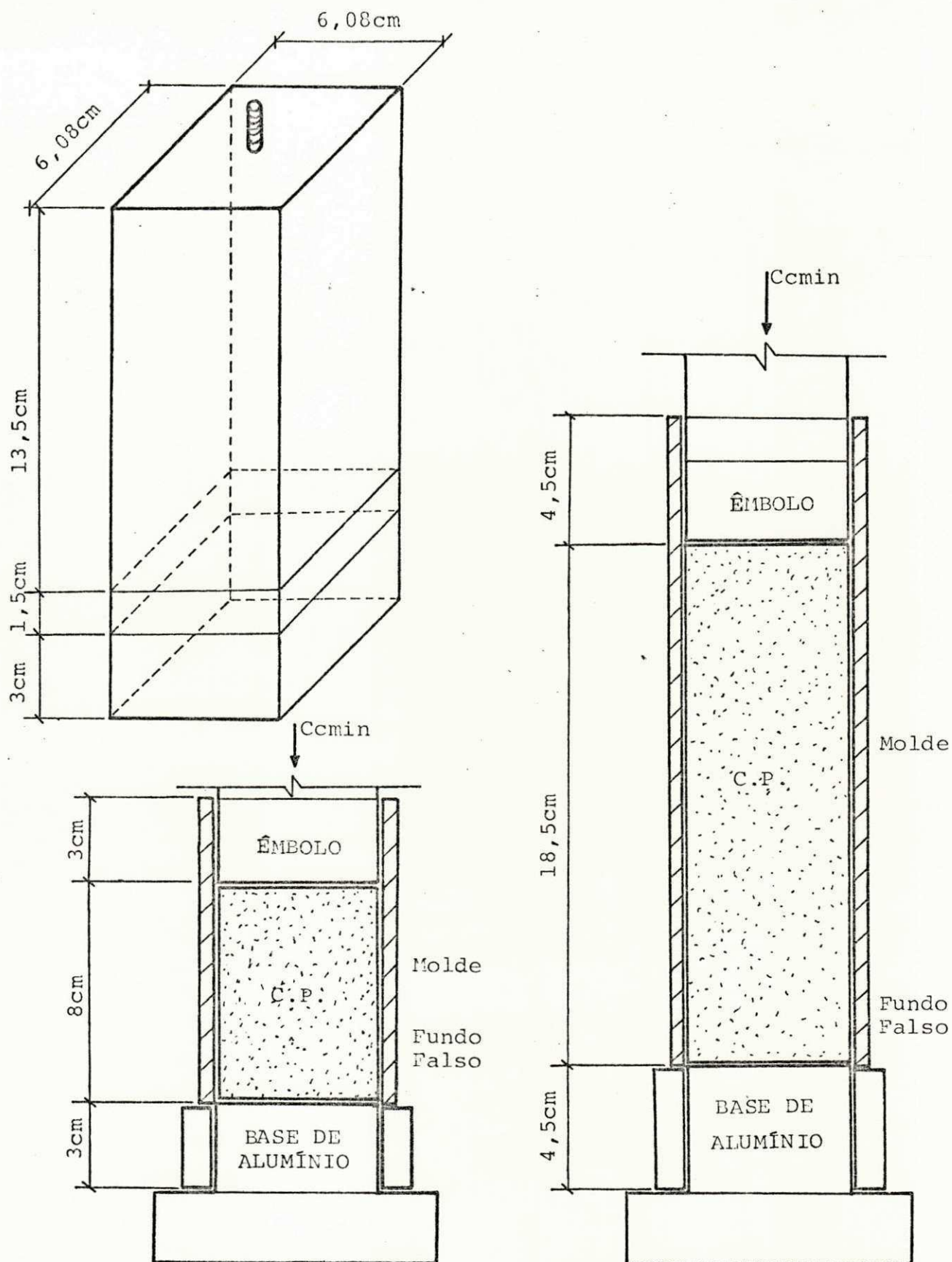


FIGURA 3.3.13.B - Êmbolo e Etapa de Compactação do Lado 1
(Etapa nº 3).

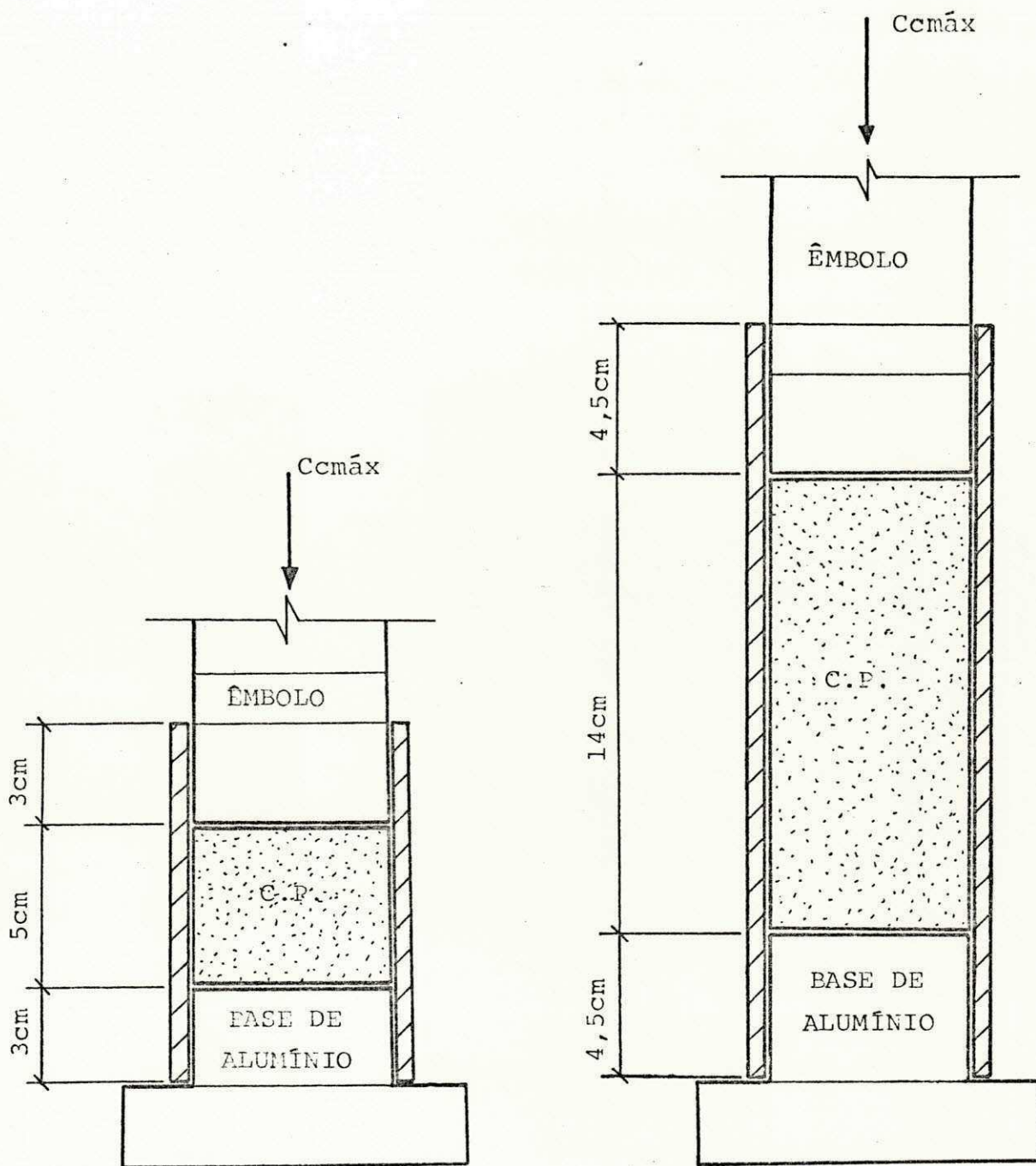


FIGURA 3.3.13.C - Compactação do Lado 2 do Corpo de Prova (CP)

- 7 - Substituiu-se a base maciça de alumínio por um colarinho e fêz-se a retirada do corpo de prova estaticamente na velocidade de moldagem (0,8 cm/min) (Figura 3.3.13.D).

Como critério de repetibilidade adotou-se para a compactação estática uma variação máxima de 5% nos valores de massa específica aparente seca e teor de umidade entre si; para a compactação dinâmica a variação máxima foi de 10% para a massa específica aparente seca e para o teor de umidade. Valores que diferiram dos critérios acima foram rejeitados e outros valores foram obtidos através de repetição dos ensaios respectivos.

3.3.14 - Ensaio de Adensamento

Adotou-se a norma DNER-IE 05-71, onde foram introduzidas as modificações apresentadas a seguir:

- i) Este ensaio foi efetuado em amostra não saturada, compactada estaticamente (seção 3.3.13) nas condições de massa específica aparente seca e teor de umidade obtidas da curva de compactação dinâmica. O Apêndice II mostra estas condições de massa específica aparente seca e teor de umidade em que foram moldados os corpos de prova para o ensaio de adensamento.
- ii) Foram utilizados corpos de prova de seção transversal quadrada (6cm x 6cm) com 4cm de altura. Aplicou-se tensão vertical de 1,0 kg/cm², 2,5 kg/cm² e 4,0 kg/cm² atuando durante 24 horas. As células de adensamento usadas, apresentaram drenagem radial e nas faces.

3.3.15 - Ensaio de Cisalhamento Direto

Este ensaio seguiu a metodologia exposta pelo Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (1970). Foi efetuado em corpos de prova com as mesmas dimensões dos usados no ensaio de adensamento (6cm x 6cm x 4cm). A moldagem foi estática em 5

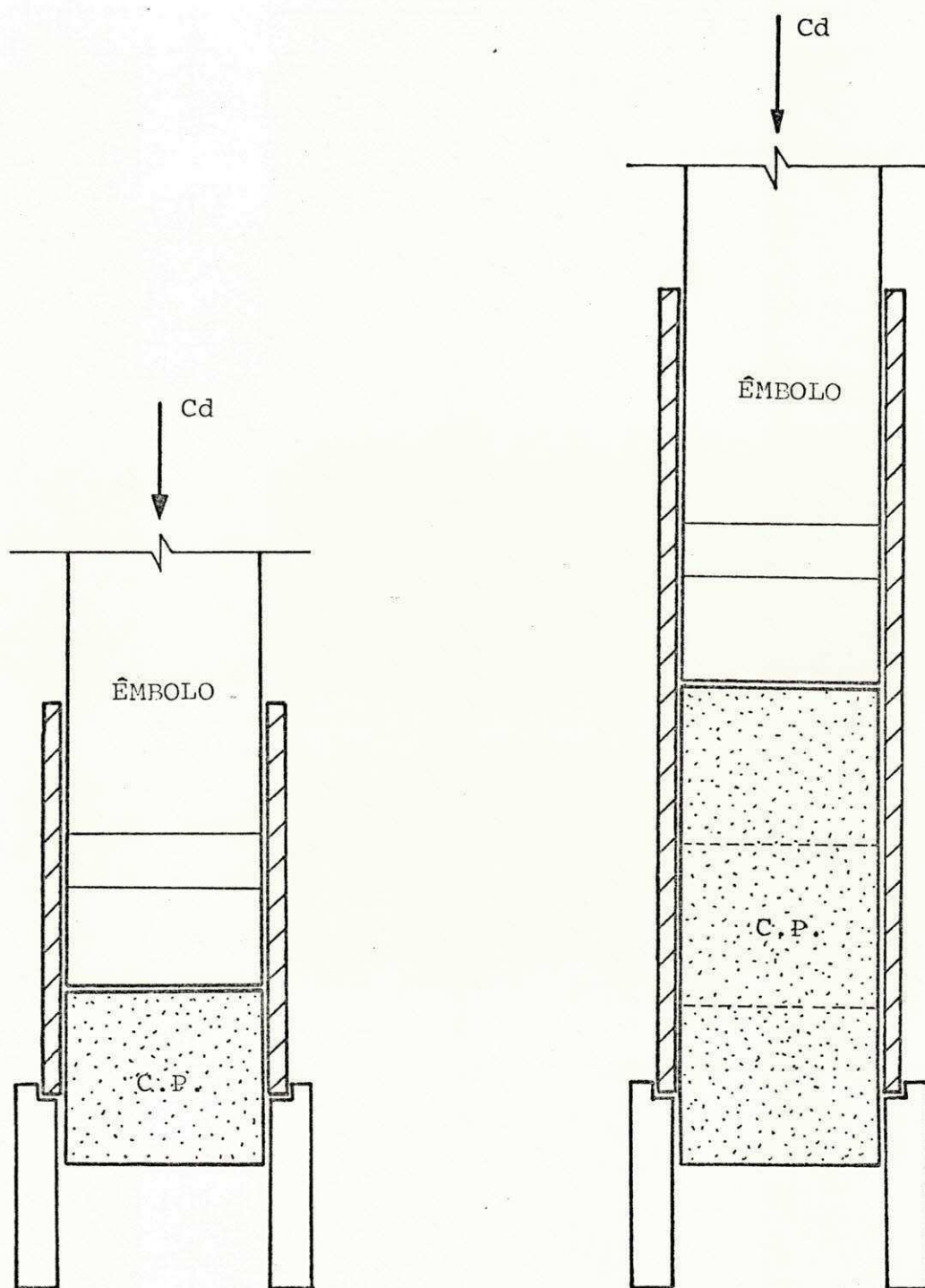


FIGURA 3.3.13.D - Desmoldagem dos Corpos de Prova.

condições distintas de massa específica aparente seca e teor de umidade, obtidos ao longo das curvas de compactação dinâmica. No estudo do gradiente de resistência usou-se a condição de massa específica aparente seca máxima e teor de umidade ótimo da curva de compactação dinâmica obtida para a energia do Proctor normal. Neste estudo os corpos de prova moldados com 14cm de altura (corpos de prova matriz), foram divididos em três (como mostra a Figura 3.3.15), e submetidos isoladamente ao ensaio de cisalhamento direto.

Aplicou-se durante os ensaios de cisalhamento direto, em corpos de prova distintos, tensões verticais de confinamento (σ_v) de 1,0 kg/cm², 2,5 kg/cm² e 4,0 kg/cm². Em termos práticos estes níveis de tensões aplicados equivalem a uma sobrecarga de aterro de até 20 m de altura.

Fêz-se ensaios do tipo adensado drenado à taxa de deformação constante. Dos resultados do ensaio de adensamento (mostrados na Tabela 4.3.2) adotou-se 1,5 horas como tempo de adensamento, sendo este suficiente para se obter 100% de adensamento teórico estimado. Quanto a velocidade de deslocamento da caixa de cisalhamento, esta foi estimada pelo método proposto por Bishop e Henkel (1974), descrito a seguir:

$$t_{100} = \frac{\pi h_o^2}{4C_v} \left| \frac{1}{(1 + 2h_o/R)^2} \right| \quad \text{Eq. (3.3.15.A)}$$

onde:

h_o = $H_o/2$ = 2cm = metade da altura do corpo de prova

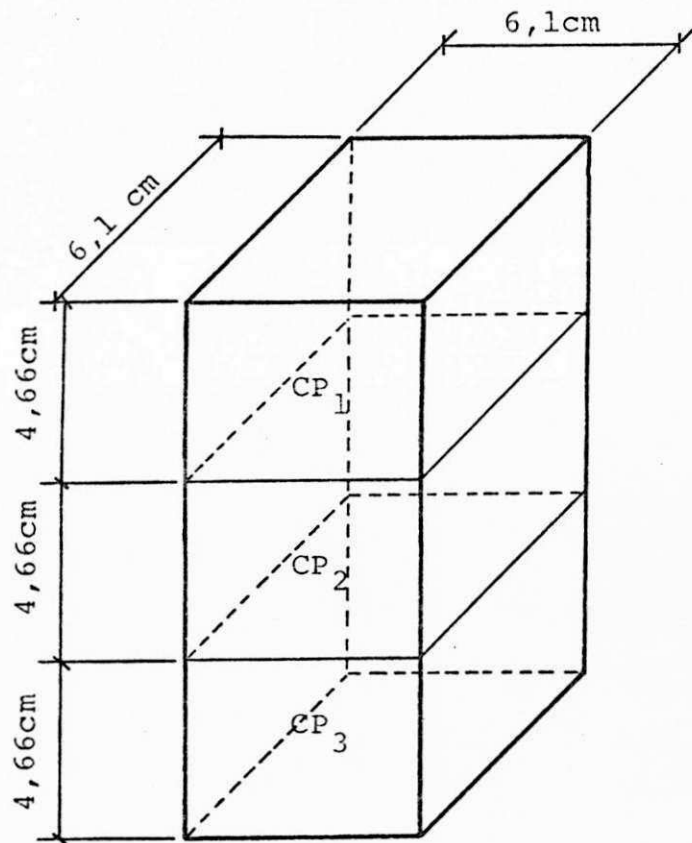
C_v = Coeficiente de adensamento (cm²/min)

R = 3,4cm = raio equivalente

t_{100} = tempo de adensamento correspondente a 100% de adensamento obtido dos gráficos de Taylor (deformação axial $\times \sqrt{t}$, Figuras 4.3.2.A e B), (min)

$$\therefore R = 1,7 h_o \quad (\text{cm}) \quad \text{Eq. (3.3.15.B)}$$

substituindo-se a equação 3.3.15.B na equação 3.3.15.A, têm-se:



CP₁ - Obtido do lado correspondente a face de aplicação da carga máxima

CP₂ - Obtido da parte central do corpo de prova matriz

CP₃ - Obtido do lado correspondente a face de aplicação da carga mínima

FIGURA 3.3.15. - Corpo de Prova Moldado para Estudo do Gradiente de Resistência.

$$C_v = \frac{\pi h_o^2}{18,95 t_{100}} \quad \text{Eq. (3.3.15.C)}$$

O grau médio de consolidação (\bar{U}) é expresso como:

$$\bar{U} = 1 - \frac{\pi h_o^2}{n \cdot C_v \cdot t_f} \quad \text{Eq. (3.3.15.D)}$$

onde:

$n = 40,4$ (adimensional) = fator função das condições de drenagem

t_f = tempo necessário para que ocorra a ruptura (min)

De acordo com os autores (Bishop e Henkel, 1974) pode ser considerado 95% de dissipação de pressão neutra. Portanto, da equação 3.3.15.D têm-se:

$$t_f = \frac{20 h_1^2}{n C_v} \quad \text{Eq. (3.3.15.E)}$$

onde:

$h_1 = h_o - \Delta h$ (cm)

ΔH = adensamento prévio do corpo de prova = $2\Delta h$

Considerando-se 90% de dissipação da pressão neutra têm-se:

$$t_f = \frac{10 h_1^2}{n C_v} \quad \text{Eq. (3.3.15.F)}$$

Considerando-se a ocorrência de ruptura do corpo de prova à 15% de deformação (corpo de prova nas condições do ensaio de adensamento), calculou-se a velocidade (v) necessária ao ensaio adensado drenado, como mostra a equação 3.3.15.G.

$$v = \frac{0,15L}{t_f} = \frac{0,9}{t_f} \quad (\text{cm/min}) \quad \text{Eq. (3.3.15.G)}$$

onde:

$L = 6\text{cm}$ = comprimento do corpo de prova

3.3.16 - Escolha de um Critério de Ruptura

Devido à predominância de comportamento estável (não ocorrência de pico) nas curvas tensão cisalhante-deformação específica, fêz-se necessário definir um critério de ruptura que melhor se adaptasse às condições de ensaio e aos solos estudados.

Newmark (1960), conceituou 2 critérios de ruptura bastante simples. Um toma como tensão de ruptura o valor correspondente ao início da ação inelástica o outro considera a ruptura de fato, isto é a tensão a partir da qual ocorre constância ou redução em seu valor. Os solos de comportamento instável que apresentam um pico no gráfico tensão-deformação geralmente à baixas taxas de deformação, indicam o uso do critério de ruptura de fato. Observa-se, no entanto, que no ensaio de cisalhamento direto este valor de pico é inferior à tensão de ruptura do solo devido ao fenômeno da ruptura progressiva (Aunken, 1963). Por isto, Badillo (1976) recomenda o uso do ensaio de cisalhamento direto apenas para os solos de comportamento estável. Entretanto, nestes solos a ruptura de fato só ocorre a elevadas taxas de deformação, tornando a escolha do critério de ruptura mais complexa. É comum a escolha da taxa de deformação específica entre 3% e 4%, como critério de ruptura uma vez que grandes deformações não são permitidas nos problemas reais. Quintans (1979), estudando o comportamento mecânico de um solo laterítico em ensaios triaxiais, considerou como tensão "deviator" de ruptura a ocorrente a 3% de deformação axial. Observou-se no decorrer dos ensaios uma rotação considerável na face de aplicação da tensão vertical de confinamento (σ_v), para deformações de 6% a 8%. Diante do exposto optou-se por considerar nas análises tensões de ruptura tomadas a taxa arbitrária de 4% de deformação específica.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS OBTIDOS E DISCUSSÃO

4.1 - Introdução

No momento diversas pesquisas estão sendo desenvolvidas no Departamento de Engenharia Civil no Centro de Ciências e Tecnologia da UFPB, com os mesmos solos. Estas pesquisas constituem o estudo global sobre as propriedades dos solos lateríticos de vários Estados do Nordeste. Em virtude disso se dispõe de dados referentes a outras propriedades dos solos estudados. Apresentar-se-á aqui como complemento alguns dados determinados por outros investigadores.

4.2 - Características Complementares dos Solos Estudados

4.2.1 - Composição Química e Mineralógica

As percentagens de Fe, Si e Al, expressas em termos de óxidos, presentes na fração tamanho argila, são apresentadas na Tabela 4.2.1.A. Como se observa as percentagens de Fe_2O_3 , SiO_2 e Al_2O_3 amorfos variaram de 1,01% à 3,78%, 10,30% à 13,91% e 4,32% à 8,0% respectivamente. Comparações destes dados com outros disponíveis na literatura (Queiroz de Carvalho, 1979 e 1981) mostraram que estes elementos amorfos existem nos solos estudados em quantidade considerável. Desta maneira é de se esperar que constituintes amorfos contribua para a agregação/cimentação de partículas de solo. Esta agregação, segundo Moh e Mazhar (1969), produz alterações nas propriedades dos solos.

A Tabela 4.2.1.B apresenta os constituintes mineralógicos dos solos ARPB, CAPI, JPPB, MAPA e SLMA determinados atra

SOLO	CONSTITUINTES AMORFOS/TOTAIS, %		
	Fe ₂ O ₃	SiO ₂	Al ₂ O ₃
ARPB	3,78/6,88	10,30/58,14	4,32/21,61
CAPI	1,01/8,74	10,90/38,06	5,17/32,75
JPPB	1,10/7,55	11,60/37,31	7,15/33,44
MAPA	1,25/10,30	13,91/39,27	8,00/30,16
SLMA	1,48/8,66	11,34/36,19	5,58/32,01

TABELA 4.2.1.A - Carvalho Borba (1981) - Constituintes Amorfos e Totais na Fração Tamanho Argila dos Solos ARPB, CAPI, JPPB, MAPA e SLMA.

vés da difração de raios-X. Verifica-se desta determinação qualitativa que os solos estudados são constituídos principalmente por caulinita, quartzo, goetita/hematita. Nota-se, também, a presença reduzida de anatásio.

As Figuras 4.2.1.A à 4.2.1.E apresentam o "aspecto mineralógico" da fração menor que 0,002mm determinadas por microscopia eletrônica de transmissão para os solos ARPB, CAPI, JPPB, MAPA e SLMA. Estas figuras revelaram que basicamente os solos estudados são constituídos por partículas polidimensionais do argilo mineral caulinita, com predominância de partículas finamente divididas em alguns casos "mal definidas" em forma o que sugere neste caso que possuem baixo índice de cristalinidade conforme Carvalho Borba (1981) conclue em seu estudo. Observa-se ainda destas figuras a presença de bastões em diferentes graus indicativos da presença de goetita naquela fração estudada.

Verifica-se portanto, dos resultados de microscopia eletrônica de transmissão e das análises de raios-X que os solos estudados têm fração tamanho argila predominantemente formada pelo argilo mineral caulinita com partículas de dimensões variadas. Observa-se ainda a presença de goetita.

		CONSTITUINTES MINERALÓGICOS		
SOLO	FRAÇÃO	DEFINIDO	FRACO	INDEFINIDO
ARPB	Nº 10	CAULINITA, QUARTZO, HEMATITA	-	GOETITA
	Nº 40	CAULINITA, QUARTZO, HEMATITA	GOETITA	ANATASIO
	Nº 200	CAULINITA, QUARTZO	GOETITA, ANATASIO	HEMATITA
	SILTE	CAULINITA, QUARTZO	GOETITA	HEMATITA, ANATASIO
	ARGILA	CAULINITA, QUARTZO	ANATASIO	HEMATITA, GOETITA
CAPI	Nº 10	CAULINITA, QUARTZO, GOETITA, ANATASIO	HEMATITA	-
	Nº 40	CAULINITA, QUARTZO, GOETITA	-	HEMATITA
	Nº 200	CAULINITA, QUARTZO, ANATASIO	GOETITA	HEMATITA
	SILTE	CAULINITA, QUARTZO, ANATASIO, GOETITA	-	HEMATITA
	ARGILA	CAULINITA, ANATASIO, GOETITA	QUARTZO	HEMATITA
JPPB	Nº 10	CAULINITA, QUARTZO, HEMATITA	ANATASIO	GOETITA
	Nº 40	CAULINITA, QUARTZO, HEMATITA	ANATASIO	GOETITA
	Nº 200	CAULINITA, QUARTZO, HEMATITA	ANATASIO	GOETITA
	SILTE	CAULINITA, QUARTZO, GOETITA, ANATASIO	-	HEMATITA
	ARGILA	CAULINITA, GOETITA, ANATASIO	-	HEMATITA
MAPA	Nº 10	CAULINITA, QUARTZO, HEMATITA	ANATASIO	GOETITA
	Nº 40	CAULINITA, QUARTZO, HEMATITA	ANATASIO	GOETITA
	Nº 200	CAULINITA, QUARTZO	ANATASIO	HEMATITA, GOETITA
	SILTE	ND	ND	ND
	ARGILA	CAULINITA, QUARTZO	-	-
SLMA	Nº 10	CAULINITA, QUARTZO, HEMATITA, GOETITA	ANATASIO	-
	Nº 40	CAULINITA, QUARTZO, HEMATITA	-	GOETITA
	Nº 200	QUARTZO	CAULINITA	-
	SILTE	CAULINITA, QUARTZO, ANATASIO	-	GOETITA, HEMATITA
	ARGILA	CAULINITA, GIBSITA	-	GOETITA, HEMATITA

TABELA 4.2.1.B - Carvalho Borba (1981) - Composição Mineralógica por Difração de Raios-X dos Solos ARPB, CAPI, JPPB, MAPA e SLMA.

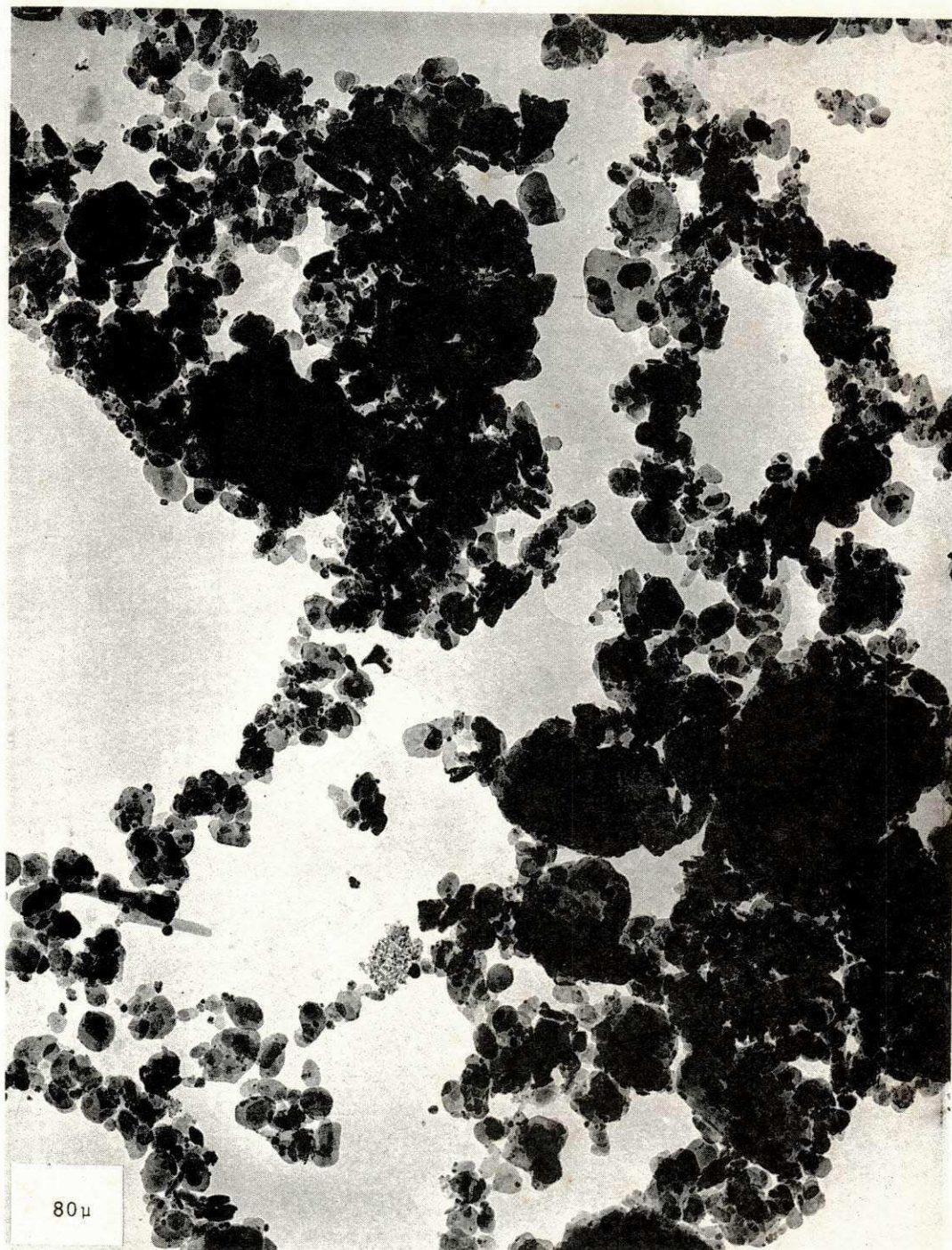


FIGURA 4.2.1.A - Microscopia Eletrônica de Transmissão do Solo ARPB
Mostrando a Presença Predominante de Partículas Po-
lidimensionais do Argilo Mineral Caulinita.

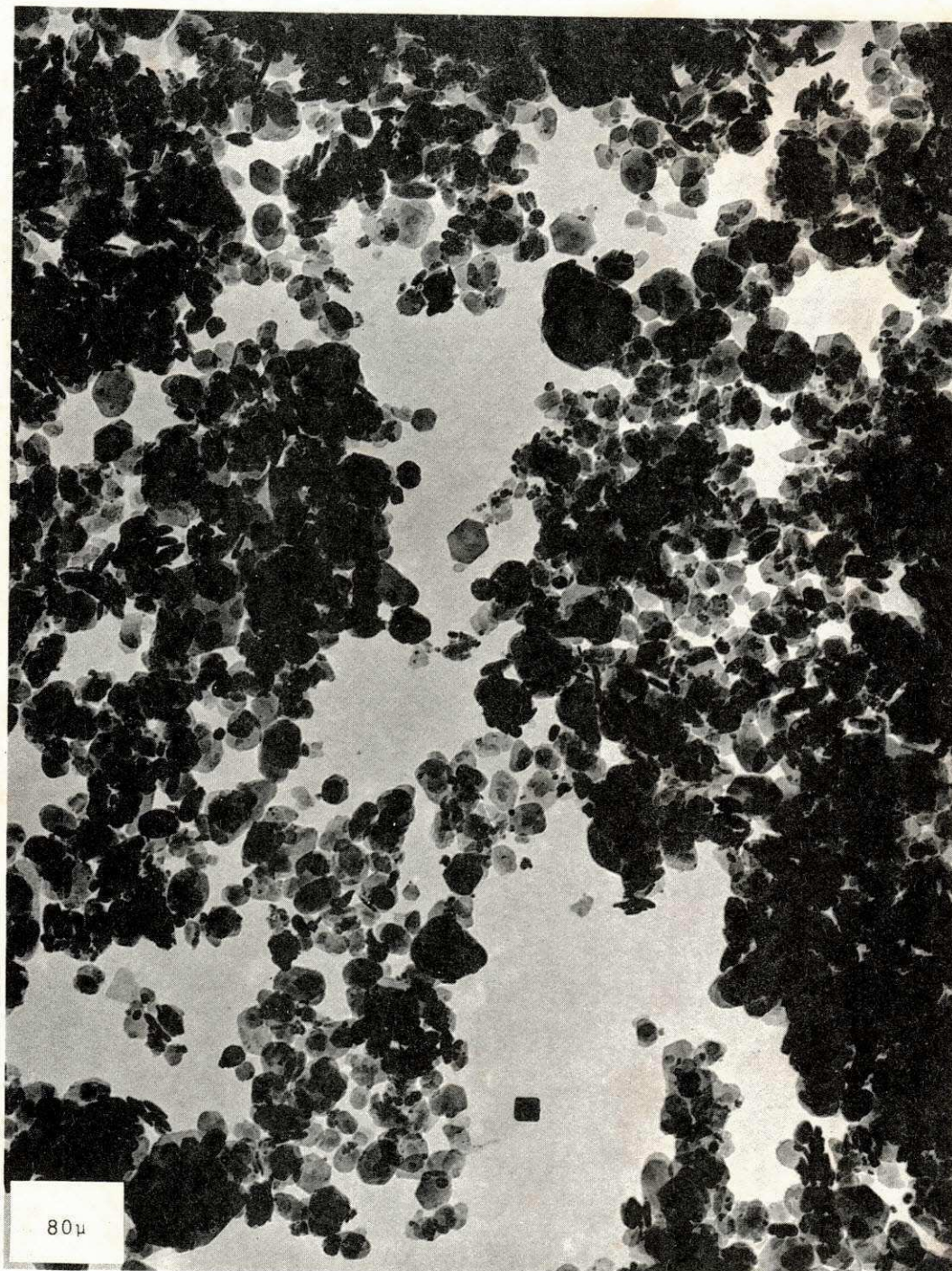


FIGURA 4.2.1.B - Microscopia Eletrônica de Transmissão do Solo CAPI
Mostrando a Presença Predominante de Partículas Po-
lidimensionais do Argilo Mineral Caulinita.

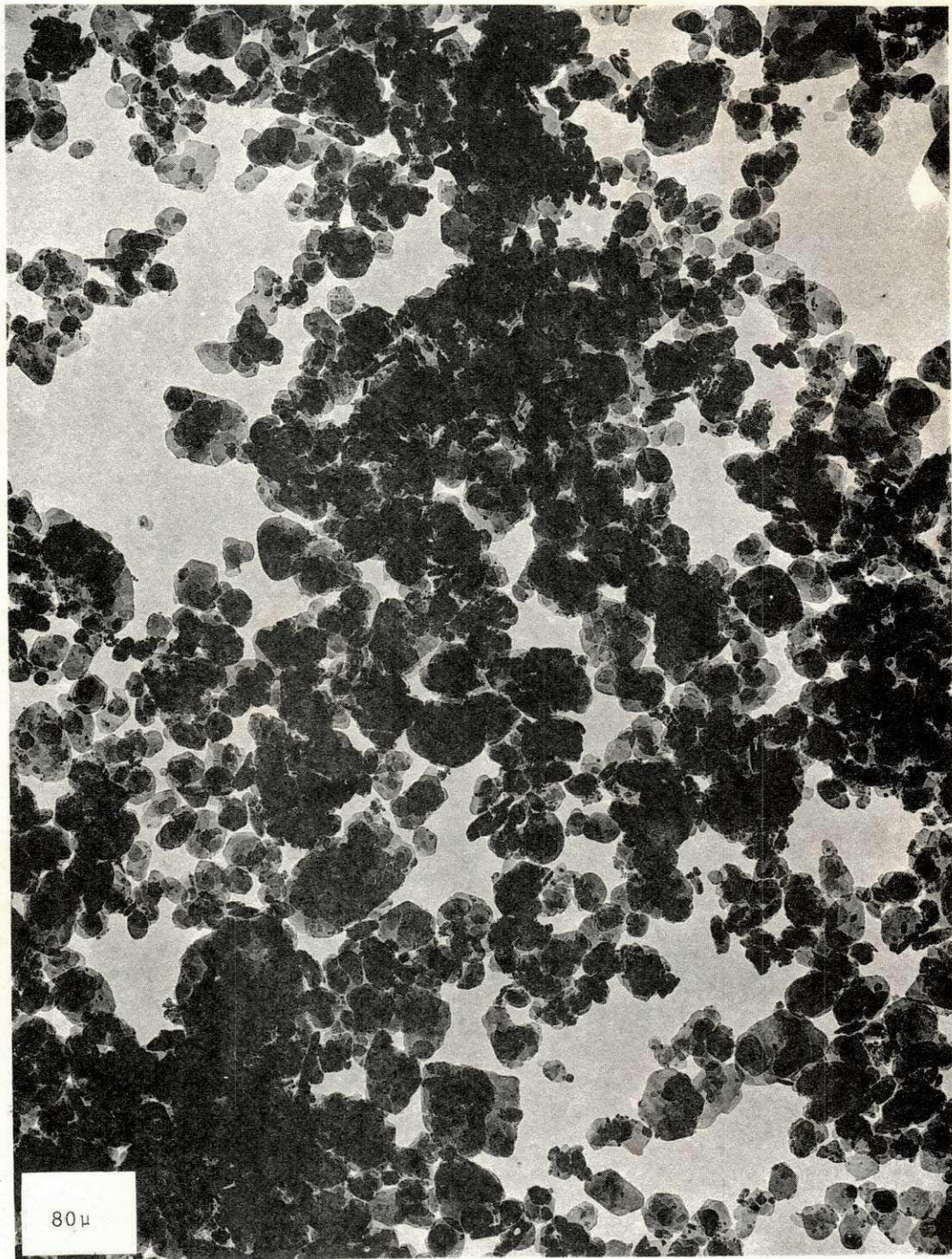


FIGURA 4.2.1.C - Microscopia Eletrônica de Transmissão do Solo JPPB
Mostrando a Presença Predominante de Partículas Po
lidimensionais do Argilo Mineral Caulinita.

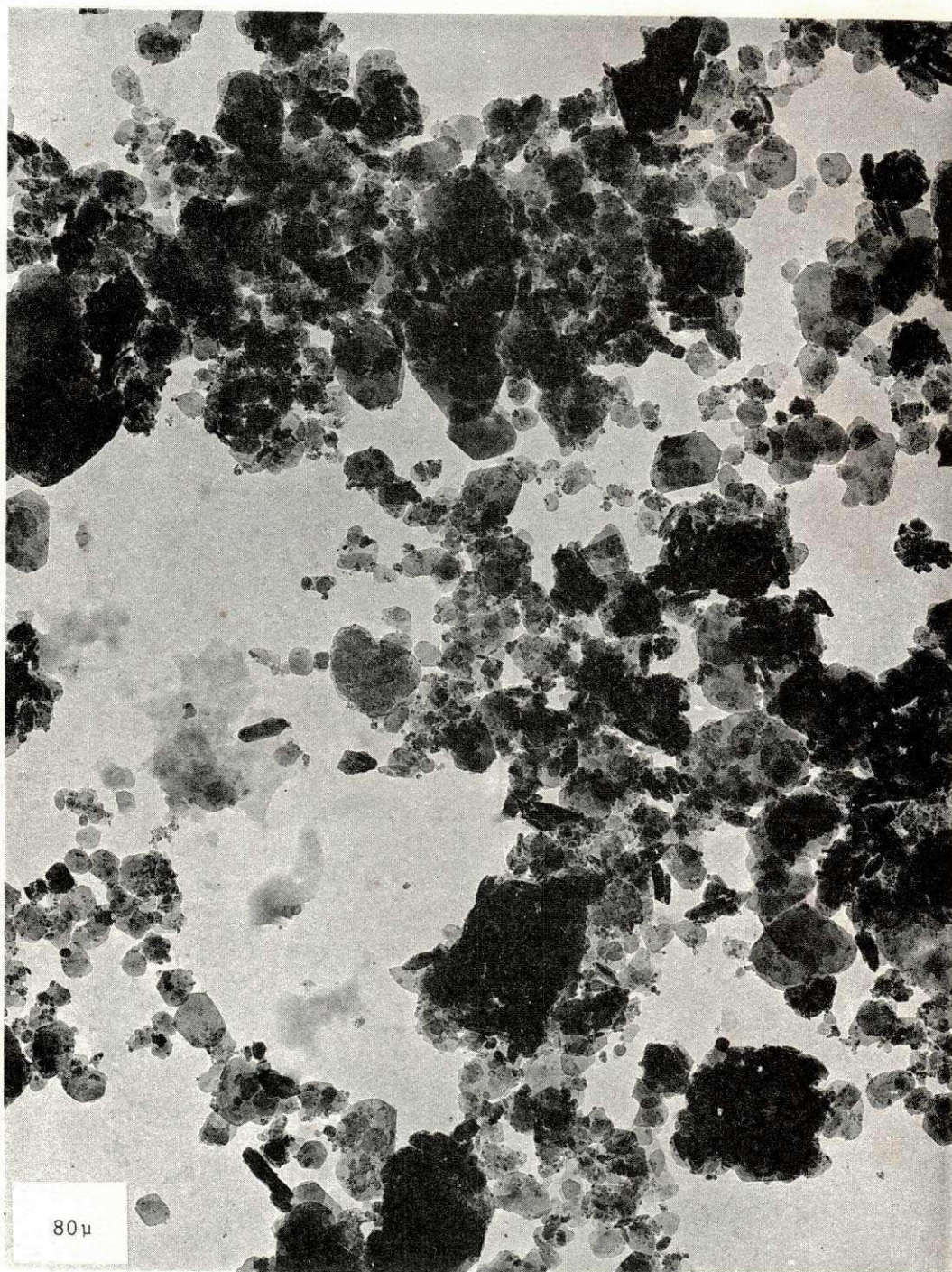


FIGURA 4.2.1.D - Microscopia Eletrônica de Transmissão do Solo MAPA Mostrando a Presença Predominante de Partículas Polidimensionais do Argilo Mineral Caulinita.



FIGURA 4.2.1.E - Microscopia Eletrônica de Transmissão do Solo SLMA
Mostrando a Presença Predominante de Partículas Po-
lidimensionais do Argilo Mineral Caulinita.

4.2.2 - Teor de Matéria Orgânica

A Tabela 4.2.2 apresenta os teores de matéria orgânica dos solos ARPB, CAPI, JPPB, MAPA e SLMA. Como se observa estes teores variaram de 0,90% a 1,39%. Estes valores podem ser considerados como sendo baixos. Na realidade não foi surpresa encontrar-se baixos teores de matéria orgânica pois, como se sabe, isto é uma característica de solos lateríticos.

SOLOS	ARPB	CAPI	JPPB	MAPA	SLMA
% de matéria orgânica	1,39	1,32	0,90	1,33	1,10

TABELA 4.2.2 - Carvalho Borba (1981) - Teor de Matéria Orgânica dos Solos ARPB, CAPI, JPPB, MAPA e SLMA.

4.2.3 - Influência da Energia Térmica nos Cátions Trocáveis, Sais Solúveis, pH e Área Específica

É conhecido da literatura (Grim 1968, Moh e Mazhar 1969, Mitchell 1976, Brady 1979) que a secagem prévia pode afetar as propriedades intrínsecas do solo, tais como: cátions trocáveis, sais solúveis, pH e Área específica. Sabe-se ainda que muitas vezes tais propriedades são relacionadas ao comportamento de engenharia dos solos tais como plasticidade e resistência (Grim 1962, Souza Santos 1975), daí a importância de seu estudo.

A Tabela 4.2.3.A apresenta os cátions trocáveis Al^{3+} , H^+ , Ca^{2+} , Mg^{2+} , Na^+ e K^+ , para os solos ARPB, CAPI, JPPB, MAPA e SLMA quando sujeitos a diferentes níveis de energia térmica de secagem. Observa-se destes resultados que a secagem provocou aumento nos cations Al^{3+} e H^+ e redução nos alcalinos trocáveis Ca^{2+} , Mg^{2+} , Na^+ e K^+ . A redução nestes alcalinos trocáveis com o aumento da temperatura de secagem provavelmente se deve a sua fixação na estrutura dos argilo minerais (Grim 1968).

Estudo da variação no teor total de sais solúveis com a secagem do solo (determinada pelo ensaio de condutividade), indicou como apresenta a Tabela 4.2.3.B um aumento no total destes sais com o crescimento da temperatura de secagem. No momen

SOLO	T.S. °C	CÁTIONS TROCÁVEIS, meq/100g					
		Al ³⁺	H ⁺	Ca ²⁺	Mg ²⁺	Na ⁺	K ⁺
ARPB	25	0,35	2,46	0,68	1,39	0,09	0,423
	60	0,43	2,38	0,52	1,38	0,08	0,338
	110	0,53	3,10	0,47	1,37	0,06	0,246
CAPI	25	TRAÇOS	1,32	4,36	0,92	0,12	0,645
	60	TRAÇOS	1,49	4,16	0,99	0,09	0,514
	110	TRAÇOS	2,15	3,91	0,95	0,08	0,428
JPPB	25	0,25	1,90	1,52	1,01	0,08	0,328
	60	0,33	2,31	1,26	1,09	0,06	0,314
	110	0,35	2,13	1,07	1,00	0,04	0,237
MAPA	25	0,15	2,49	1,61	0,66	0,06	0,602
	60	0,70	1,94	0,64	0,61	0,06	0,465
	110	0,80	2,50	0,79	0,40	0,06	0,430
SLMA	25	0,08	2,89	1,71	0,69	0,09	0,470
	60	0,13	3,17	1,72	0,66	0,08	0,423
	110	0,28	3,68	1,67	0,50	0,08	0,410

TABELA 4.2.3.A - Cátions Trocáveis dos Solos Estudados (Determinados na Fração Tamanho < 0,075mm).

SOLO	TEOR TOTAL DE SAIS SOLÚVEIS (ppm) COM O SOLO SECO Æ		
	25°C	60°C	110°C
ARPB	19,1	20,9	71,7
CAPI	54,8	54,1	93,4
JPPB	26,2	30,5	62,3
MAPA	48,3	52,1	71,3
SLMA	36,4	41,1	90,3

TABELA 4.2.3.B - Teor Total de Sais Solúveis Determinado pelo Método da Condutividade na Fração de Tamanho < 2,0 mm.

to ainda não se conhece as causas para tal variação e somente com estudos específicos é que se poderá avaliar estas causas.

Moh e Mazhar (1969) estudando solos lateríticos da Tailândia observaram uma redução no pH do solo com a secagem, e apontaram como prováveis causas deste comportamento uma possível variação no teor de matéria orgânica e nos sais solúveis. Idêntico comportamento de redução no pH com o aumento da temperatura de secagem foi no momento verificado para os solos ARPB, CAPI, JPPB, MAPA e SLMA como mostrado a seguir na Tabela 4.2.3.C.

SOLO	TEMPO DE IMERSÃO, DIAS	pH DO SOLO SECO \bar{A}		
		25°C	60°C	110°C
ARPB	1	5,10	5,04	4,61
	2	5,08	5,04	4,90
	7	5,10	5,10	4,99
CAPI	1	6,49	6,42	6,07
	2	6,55	6,51	6,34
	7	6,70	6,65	6,59
JPPB	1	5,05	5,07	4,71
	2	5,07	5,08	4,98
	7	5,10	5,09	5,09
MAPA	1	5,21	5,12	4,98
	2	5,22	5,16	5,14
	7	5,20	5,17	5,14
SLMA	1	5,84	5,74	5,18
	2	5,88	5,78	5,46
	7	5,91	5,88	5,91

TABELA 4.2.3.C - pH Determinado Variando-se a Temperatura de Secagem e o Tempo de Imersão do Solo (Determinado na Fração < 2,0 mm).

A redução no pH com a secagem pode ter sido provocada por algumas (ou todas) das seguintes causas:

- i) o aumento nos cátions trocáveis Al^{3+} e H^+ com o au

- mento da temperatura de secagem do solo;
- ii) a redução nos alcalinos trocáveis Ca^{+2} , Mg^{+2} , Na^{+} e K^{+} com o aumento da temperatura de secagem do solo;
 - iii) o aumento no teor de sais solúveis com o aumento da temperatura de secagem do solo. Black et alii (1965) e Moh e Mazhar (1969) afirmam ser o pH dos solos afetado pelo teor de sais solúveis;
 - iv) a oxidação da matéria orgânica com o aumento da temperatura de secagem do solo (Moh e Mazhar 1969). Observa-se no entanto, que com os níveis de energia térmica de secagem adotados (25°C , 60°C e 110°C) e, os baixos teores de matéria orgânica presentes nestes solos (ARPB 1,39%, CAPI 1,32%, JPPB 0,90%, MAPA 1,33% e SLMA 1,10%) não se possa induzir variações nos valores de pH, portanto a última causa pode ser eliminada.

O retorno do pH a sua condição original (pH do solo seco ao ar) com o envelhecimento da dispersão provavelmente se deve à inversão dos fenômenos ocorridos durante a secagem, ou seja, uma tendência à fixação de Al^{+} e H^{+} juntamente com uma liberação dos alcalinos Ca^{2+} , Mg^{2+} , Na^{+} e K^{+} . O aumento no pH dos solos CAPI e SLMA secos ao ar com o envelhecimento da dispersão faz supor que a simples secagem ao ar pode afetar as propriedades destes solos.

A presença do pH ácido aliada a liberação dos cátions Al^{3+} e H^{+} conduz à floculação do sistema, nos argilo minerais não expansivos como é o caso da caulinita (Mitchell 1976), predominante nos solos estudados (ARPB 74,30%, CAPI 72,34%, JPPB 77,30%, MAPA ND e SLMA 64,76; Carvalho Borba 1981).

Os resultados de área específica mostrados na Tabela 4.2.3.D confirmam este comportamento para os solos ARPB, CAPI, JPPB e MAPA. A granulometria dos solos ARPB, CAPI, JPPB e MAPA, usados nestes ensaios (cátions trocáveis, sais solúveis, pH e área específica), mostraram que o teor das frações mais finas ($< 0,005 \text{ mm}$ e $0,002 \text{ mm}$) diminuíram com a secagem a 110°C . Os valores obtidos para o solo seco ao ar (25°C) e a 60°C tenderam a

SOLO	ÁREA ESPECÍFICA (m ² /g) DOS SOLOS SECOS À		
	25°C	60°C	110°C
ARPB	14,77	9,06	6,26
CAPI	13,68	12,63	12,52
JPPB	8,09	7,89	6,26
MAPA	14,59	12,65	10,96
SLMA	6,41	6,30	6,26

TABELA 4.2.3.D - Resultados de Área Específica da Fração de Tamanho < 0,075mm Determinada por Azul de Metileno.

permanecer constantes o que indica que os grupamentos formados com o solo seco à 60°C são destruídas pela agitação mecânica e pela presença do defloculante. Para o solo SLMA a exemplo do verificado para a área específica não houve variação significativa nas frações finas deste solo. A Tabela 4.2.3.E mostra os teores das frações de tamanho menor que 0,005mm e 0,002mm em relação ao que passa na peneira nº 200 para os solos ARPB, CAPI, JPPB, MAPA e SLMA.

Salienta-se ainda, que caulinitas de "fina granulometria" como as observadas nos solos ARPB, CAPI, JPPB e MAPA podem fixar potássio (Joffe e Levine 1947) provocando um acoplamento das estruturas e uma conseqüente redução na área específica e na fração tamanho argila.

A correlação linear entre as reduções na área específica e no teor de potássio com o aumento da temperatura de secagem forneceu um coeficiente de correlação de 0,690 (nível de significância > 99%, graus de liberdade = 13, teste bilateral) o que indica haver uma interdependência entre estas variáveis.

Em síntese observou-se que a secagem altera algumas propriedades intrínsecas (cátions trocáveis, sais solúveis, pH e área específica) dos solos lateríticos propiciando a sua floculação/agregação.

SOLO	FRAÇÃO μm	GRANULOMETRIA (%) DOS SOLOS SECOS À		
		25°C	60°C	110°C
ARPB	5	56,20	47,01	17,29
	2	50,12	43,50	10,94
CAPI	5	32,09	36,70	26,95
	2	31,91	31,15	24,99
JPPB	5	39,58	37,85	28,94
	2	34,77	35,43	23,64
MAPA	5	55,67	55,60	34,14
	2	50,27	50,27	25,14
SLMA	5	5,17	2,58	1,63
	2	0,27	0,00	0,00

TABELA 4.2.3.E - Teor das Frações Menores que 5μm e 2μm em Relação ao que Passa na Peneira nº 200.

4.2.4 - Massa Específica Real, Granulometria e Equivalente de Areia

A Tabela 4.2.4.A apresenta os resultados de massa específica real (δ) das frações passando nas peneiras nº 10 e nº 200 dos solos ARPB, CAPI, JPPB, MAPA e SLMA. Observou-se destes resultados que as massas específicas reais dos solos passando na peneira nº 10 foram superiores às obtidas para a fração passando na peneira nº 200. A provável explicação para estes valores encontrados é a presença de óxido de ferro nas frações estudadas. Como se sabe a presença de ferro tende a aumentar a massa específica real do solo (Lucena 1976). A presença desses óxidos pode ocorrer como partículas discretas, ou encobrindo os argilo minerais como elementos cimentantes entre as partículas dos argilo minerais. De qualquer maneira é de se esperar, como citado antes, que um aumento no teor de Ferro ocasione um aumento na massa específica real.

SOLO	MASSA ESPECÍFICA REAL (g/cm ³) DAS FRAÇÕES	
	< 2,0 mm (nº 10)	< 0,075 mm (nº 200)
ARPB	2,69	2,61 (1)
CAPI	2,72	2,60 (1)
JPPB	2,76	2,75 (1)
MAPA	2,69	2,48 (1)
SLMA	2,69	2,58 (1)

TABELA 4.2.4.A - Massa Específica Real das Frações Passando nas Peneiras nº 10 e nº 200.

A Tabela 4.2.4.B apresenta os resultados de granulometria⁽¹⁾ obtidos por via úmida para o solo sem tratamento térmico (solo seco ao ar) e mecânico (STTM) e sem (secagem ao ar)/ com (secagem prévia do solo à 60°C e a 110°C) tratamento térmico e com tratamento mecânico (compactação dinâmica do solo com energia equivalente à do Proctor normal (PN)). Os resultados apresentados mostraram que os solos ARPB, CAPI, JPPB, MAPA e SLMA são degradáveis quando sujeitos à energia mecânica de compactação, ou seja, diminui o teor das frações de maior granulometria com um correspondente aumento no teor de finos. Observou-se ainda dos resultados obtidos para a energia mecânica de compactação equivalente à do proctor normal que o aumento da temperatura de secagem dos solos tende a provocar a agregação das partículas com uma consequente redução no teor de finos. O solo SLMA mostrou-se como exceção a este comportamento não sofrendo alteração na granulometria com a variação da temperatura de secagem. Os resultados obtidos para o equivalente de areia (EA) comprovaram este comportamento, ou seja, o teor da fração tamanho areia dos solos ARPB, CAPI, JPPB e MAPA apresentaram aumentos consideráveis com a secagem do solo. O solo SLMA apresentou EA praticamente constante com a variação da temperatura de se

(1) resultados obtidos por Lima (1981)

SOLO	FRAÇÃO, mm	TRATAMENTO MECÂNICO			
		STTM (2)	PN (3)	PN (3)	PN (3)
		TRATAMENTO TÉRMICO, °C			
		25 (4)	25 (4)	60	110
ARPB	2,000 - 0,060	70,9	46,3	64,3	69,3
	< 0,420	70,3	80,1	74,5	68,6
	0,060 - 0,002	7,6	10,8	6,2	7,7
	< 0,002	21,5	42,9	29,5	23,0
CAPI	2,000 - 0,060	66,1	72,7	52,6	66,7
	< 0,420	88,8	81,7	81,9	83,7
	0,060 - 0,002	12,1	11,3	19,1	11,9
	< 0,002	21,8	16,0	28,3	21,4
JPPB	2,000 - 0,060	72,7	63,8	66,9	70,4
	< 0,420	74,0	72,3	70,7	67,9
	0,060 - 0,002	8,8	11,1	13,9	17,2
	< 0,002	18,5	25,1	19,2	12,4
MAPA	2,000 - 0,060	55,5	54,5	62,0	64,9
	< 0,420	84,0	85,3	82,8	82,6
	0,060 - 0,002	8,7	15,4	11,9	11,7
	< 0,002	34,9	30,0	26,1	23,4
SLMA	2,000 - 0,060	74,2	81,2	78,9	80,0
	< 0,420	91,4	90,5	91,2	87,4
	0,060 - 0,002	12,9	8,8	10,5	10,4
	< 0,002	12,9	10,0	10,6	9,6

TABELA 4.2.4.B - Lima (1981) - Granulometria a Diferentes Energias Térmica e Mecânica.

(2) - STTM- Sem tratamento térmico e Mecânico

(3) - PN - Proctor normal

(4) - 25°C - Secagem ao ar

cagem. Salienda-se no entanto, que devido a característica empírica do ensaio, estes resultados de equivalente de areia (EA) fornecem apenas uma avaliação geral da sensibilidade do solo à secagem. O índice de agregação do solo (IA) proposto por Tateishi (1967) foi calculado através de uma equação modificada considerando-se este parâmetro como a relação entre o EA do solo seco à 110°C e o EA do solo seco ao ar em substituição a relação entre o EA do solo seco à 110°C e o EA do solo natural. Tal modificação tende a conduzir a uma redução no IA produzindo uma avaliação mais conservativa deste parâmetro. Para os solos estudados, constituídos predominantemente de caulinita, argilo mineral pouco sensível à secagem ao ar, a adoção desta equação modificada se mostra aceitável. O EA dos solos estudados variou de 7,81% à 19,64% enquanto o IA variou de 1,08 à 2,17. Segundo a classificação de Tateishi (1967) apenas o solo ARPB que apresentou IA = 2,17 é um solo sensível a secagem, requerendo cuidados especiais para uma aplicação prática. Os solos CAPI, JPPB e MAPA podem ser considerados como pouco sensíveis à secagem, enquanto o solo SLMA comportou-se como totalmente insensível à secagem. A Tabela 4.2.4.C apresenta os resultados de EA e IA.

Dos resultados de granulometria e equivalente de areia verificou-se portanto, que apenas o solo SLMA mostrou-se totalmente insensível a variação da energia térmica de secagem, ao mesmo tempo, os resultados de granulometria mostraram que a compactação dinâmica provoca uma degradação da estrutura do solo. Embora não se tenha verificado, espera-se que a compactação estática provoque menor degradação na estrutura do solo.

SOLO	ÍNDICE DE AGREGAÇÃO	EQUIVALENTE DE AREIA (%) DO SOLO SECO À		
		25°C	60°C	110°C
ARPB	2,17	9,07	17,39	19,64
CAPI	1,21	14,27	18,40	17,30
JPPB	1,54	7,81	9,28	12,04
MAPA	1,65	8,01	8,43	13,23
SLMA	1,08	12,48	13,04	13,54

TABELA 4.2.4.C - Índice de Agregação e Equivalente de Areia dos Solos ARPB, CAPI, JPPB, MAPA e SLMA.

4.2.5 - Características de Plasticidade

Os ensaios de Limite de Liquidez (LL) e Limite de Plasticidade (LP) foram efetuados imediatamente e 24 horas após o processo de umedecimento.

A Tabela 4.2.5.A apresenta os resultados de LL e LP e os índices de plasticidade (IP) do solo ARPB.

TEMPO DE UMIDECIMENTO, HORAS	ZERO			24		
	25	60	110	25	60	110
TEMPERATURA DE SECAGEM, °C	25	60	110	25	60	110
LIMITE DE LIQUIDEZ, %	47,33	43,71	41,32	48,73	44,75	43,98
LIMITE DE PLASTICIDADE, %	28,72	28,89	28,67	27,55	26,75	27,28
ÍNDICE DE PLASTICIDADE, %	18,61	14,82	12,65	21,18	18,00	16,70

TABELA 4.2.5.A - Limites de Atterberg e Índices de Plasticidade do Solo ARPB.

Observa-se destes resultados que os LL do solo ARPB diminuíram com o aumento da temperatura de secagem e apresentaram a tendência de aumentarem com o aumento do tempo de umedecimento. Os LP não foram afetados pela variação na temperatura de secagem do solo e no tempo de umedecimento da amostra. O IP diminuiu com o aumento da temperatura de secagem e aumentou com o aumento do tempo de umedecimento.

O solo CAPI comportou-se como "não líquido" (NL) e não plástico (NP), inviabilizando-se assim, a análise quantitativa do efeito da secagem e do tempo de umedecimento no LL, LP e IP deste solo. Observou-se no entanto, que o solo apresentou a tendência de tornar-se mais friável com o aumento da temperatura de secagem do solo, e menos friável com o aumento do tempo de umedecimento.

O solo JPPB não mostrou variação de LL, LP e IP com o aumento da energia térmica de secagem nem com o aumento do tempo de umedecimento, como indicam os resultados apresentados na Tabela 4.2.5.B.

TEMPO DE UMEDECIMENTO, HORAS	ZERO			24		
TEMPERATURA DE SECAGEM, °C	25	60	110	25	60	110
LIMITE DE LIQUIDEZ, %	39,33	38,64	38,08	38,86	39,51	37,51
LIMITE DE PLASTICIDADE, %	22,23	23,10	22,28	22,21	22,74	22,21
ÍNDICE DE PLASTICIDADE, %	17,10	15,54	15,80	16,65	16,77	15,30

TABELA 4.2.5.B - Limites de Atterberg e Índices de Plasticidade do solo JPPB.

A Tabela 4.2.5.C mostra os resultados de LL, LP e IP do solo MAPA. Estes resultados indicaram que o LL e o IP diminuíram com o aumento da temperatura de secagem, no entanto, observa-se que o tempo de umedecimento praticamente não afetou aqueles parâmetros. Os LP apresentaram tendência a manterem-se constantes com a variação da temperatura de secagem e do tempo de umedecimento.

TEMPO DE UMEDECIMENTO, HORAS	ZERO			24		
TEMPERATURA DE SECAGEM, °C	25	60	110	25	60	110
LIMITE DE LIQUIDEZ, %	34,37	31,65	29,82	33,36	30,11	29,67
LIMITE DE PLASTICIDADE, %	21,62	21,48	21,48	22,10	20,51	20,62
ÍNDICE DE PLASTICIDADE, %	13,15	10,17	8,34	11,26	9,60	9,05

TABELA 4.2.5.C - Limites de Atterberg e Índices de Plasticidade do Solo MAPA.

O solo SLMA permitiu apenas a obtenção dos LL, não sendo, no entanto, caracterizado o efeito da secagem e do tempo de umedecimento neste parâmetro visto que os resultados mostraram-se repetitivos. A Tabela 4.2.5.D apresenta os resultados de LL para o solo SLMA.

TEMPO DE UMEDECIMENTO, HORAS	ZERO			24		
TEMPO DE SECAGEM, °C	25	60	110	25	60	110
LIMITE DE LIQUIDEZ, %	14,27	13,98	13,55	13,89	14,01	13,36

TABELA 4.2.5.D - Limites de Liquidez do solo SLMA.

Analisando-se os resultados de LL, LP e IP verificou-se que somente o solo ARPB caracterizou uma tendência de aumento no LL e no IP com o aumento do tempo de umedecimento. Nos demais solos (CAPI, JPPB, MAPA e SLMA) tal tendência não foi caracterizada visto que os resultados podem ser considerados dentro da repetibilidade do ensaio. Os LP mantiveram-se constantes para os 5 solos estudados.

Quanto ao efeito da energia térmica de secagem, apenas os LL e IP dos solos ARPB e MAPA podem ser considerados sensíveis à sua variação, mantendo-se os LP constantes.

4.2.5.1 - Fatores que Afetaram os Limites de Atterberg dos Solos Quando Sujeitos a Diferentes Níveis de Energia Térmica e Tempos de Umedecimento.

A ocorrência de pequena ou insignificativa variação nos limites de Atterberg, particularmente nos limites de liquidez (LL) com o aumento do tempo de umedecimento e da temperatura de secagem não causou surpresa, uma vez que o argilo mineral predominante nestes solos, a caulinita, é como se sabe pouco susceptível de ser afetada por estes tipos de tratamento nos níveis considerados (umedecimento por 24 horas e temperatura máxima de secagem igual a 110°C por 40 horas).

As reduções verificadas nos LL dos solos ARPB e MAPA com o aumento da temperatura de secagem provavelmente se devem à:

- i) floculação do sistema
- ii) agregação/cimentação das partículas de solo pelos elementos amorfos, o que reduz a área específica do solo e conseqüentemente o poder de adsorção de água.

iii) desidratação parcial da goetita e dos constituintes amorfos.

Quanto à tendência de aumento no LL do solo ARPB com o aumento do tempo de umedecimento, é provável que tal comportamento se deva a inversão dos fenômenos observados como prováveis causas de redução no LL com o aumento da temperatura de secagem.

Observou-se portanto, que alguns solos lateríticos são susceptíveis de variarem o limite de liquidez com o pré-tratamento (secagem) do solo (solos ARPB e MAPA) e com a metodologia de ensaio (tempo de umedecimento), (solo ARPB). A secagem e o tempo de umedecimento não afetaram os LP dos solos estudados, visto que os resultados obtidos mostraram-se repetitivos.

4.2.6 - Classificação dos Solos

Uma vez que esta pesquisa não tem por objetivo apresentar um estudo de classificação dos solos, estes serão apenas enquadrados dentro de algumas das classificações existentes (Unificada, Public Roads Administration - P.R.A., Relação Sílica-Sesquióxidos- $\text{SiO}_2/\text{R}_2\text{O}_3$ e Índice de Atividade (A) de Skempton). Salienta-se que tais enquadramentos foram realizados considerando-se amostras retiradas da fração de tamanho menor que 2,0 mm, seca ao ar e "sem umedecimento prévio (na determinação dos limites de Atterberg)".

A Tabela 4.2.6 apresenta o sumário das classificações obtidas usando-se os sistemas de classificação anteriormente citados. Observa-se desta Tabela, que usando-se o sistema de classificação P.R.A todos os solos classificaram-se no grupo A-2, apresentando no entanto variações nos subgrupos. No sistema de classificação unificado, os solos ARPB, CAPI e SLMA classificaram-se como SM e os solos JPPB e MAPA classificaram-se como SC. Seguindo-se a classificação através da relação sílica-sesquióxidos (RSS), todos os solos (CAPI, RSS = 1,69; JPPB, RSS = 1,66; MAPA, RSS = 1,82; SLMA, RSS = 1,64) com exceção do solo ARPB (RSS = 3,80) foram classificados como solos lateríticos. Observa-se que o solo ARPB foi classificado como não laterítico,

CLASSIFICAÇÃO	S O L O				
	ARPB	CAPI	JPPB	MAPA	SLMA
P.R.A	A2-7	A2-4	A2-6	A2-6	A2-4
UNIFICADA	SM	SM	SC	SC	SM
SiO ₂ /R ₂ O ₃	SNL (5)	SL (6)	SL (6)	SL (6)	SL (6)
SKEMPTON	AN (7)	I (8)	AN (7)	I	I (8)

TABELA 4.2.6 - Classificação dos Solos Estudados por Diferentes Critérios.

no entanto, isto foi devido a considerável presença de sílica (este solo contém Ferro e alumina em teores equivalentes aos de mais solos lateríticos estudados). Na classificação de Skempton os solos foram classificados como inativos (CAPI, A = 0,0; MAPA, A = 0,38; SLMA, A = 0,0) e de atividade normal (ARPB, A = 0,87; JPPB, A = 0,92).

Fazendo-se uso do gráfico de Casagrande (Figura 4.2.6), verificou-se que os solos JPPB e MAPA se classificam como de baixa a média plasticidade e o solo ARPB como de baixa plasticidade. Os solos CAPI e SLMA podem ser classificados como não plásticos uma vez que não permitiram a determinação dos limites de plasticidade (CAPI e SLMA) e de liquidez (CAPI).

O uso dos termos "solo plástico" e "solo não plástico" ao longo do texto se referem ao fato do solo ter ou não permitido a determinação do índice de plasticidade. Sendo assim, os solos ARPB, JPPB e MAPA serão chamados solos plásticos enquanto os solos CAPI e SLMA serão chamados solos não plásticos.

-
- (5) - SNL - Solo não laterítico
 - (6) - SL - Solo laterítico
 - (7) - AN - Solo de atividade normal
 - (8) - I - Solo inativo

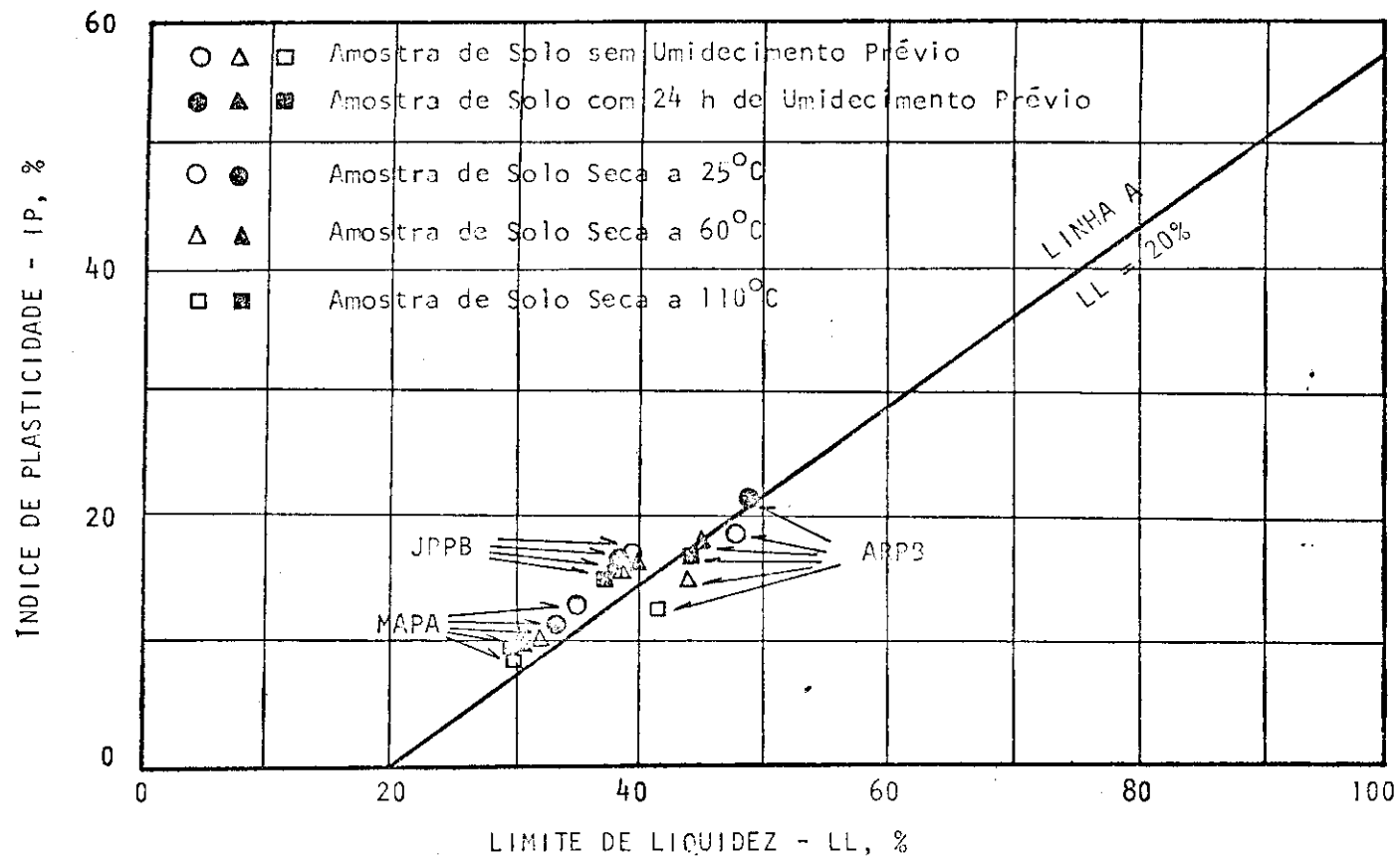


FIGURA 4.2.6 - Gráfico de Plasticidade de Casagrande Mostrando a Posição dos Solos Estudados em Relação a Linha A.

4.3 - Efeito das Energias Térmica e Mecânica na Resistência ao Cisalhamento

Como mencionado antes (Capítulo III) necessário se fez estudar o comportamento massa específica aparente seca (γ_s) - teor de umidade (u) dos solos quando submetidos a diferentes níveis de energia mecânica. Para tanto, as amostras foram compactadas dinamicamente e a partir do comportamento/definição de γ_s e u , compactou-se (estaticamente) as amostras para serem utilizadas na pesquisa. Necessário, também se fez, efetuar-se ensaios de adensamento para a determinação da velocidade do ensaio de cisalhamento direto, sendo esta calculada pelo método usual de Bishop e Henkel (1974).

Como se sabe, a compactação estática embora representando as condições de massa específica aparente seca e teor de umidade obtidos da compactação dinâmica, pode não fornecer as propriedades de resistência do modelo que propõe substituir. Com isso, além dos ensaios de cisalhamento direto para verificação do efeito das energias térmica e mecânica na resistência ao cisalhamento efetuou-se, também, ensaios de cisalhamento direto objetivando estudar o gradiente de resistência ao longo dos corpos de prova moldados estaticamente. A seguir são apresentados os resultados obtidos.

Inicialmente, apresentar-se-á os resultados referentes aos estudos preliminares para se avaliar/determinar:

- i) Comportamento massa específica aparente seca (γ_s) x teor de umidade (u)
- ii) Velocidade do ensaio de cisalhamento direto
- iii) Gradiente de resistência ao longo do corpo de prova (CP)

Em seguida são apresentados os resultados obtidos referentes ao efeito das energias térmica e mecânica na resistência ao cisalhamento dos solos.

4.3.1 - Comportamento Massa Específica Aparente Seca (γ_s) x Teor de Umidade (u)

As Figuras 4.3.1.A à 4.3.1.E mostram as relações γ_s x u obtidas para os solos ARPB, CAPI, JPPB, MAPA e SLMA respectivamente. Embora se saiba que o processo de secagem dos solos vermelhos tropicais pode alterar a relação massa específica aparente seca - teor de umidade (Fruhauf 1946, Hirashima 1948, Youssef 1961, Tateishi 1967, Brand e Hongsnoi 1969, Gidigas e Yeboa 1972, Costa 1981), os ensaios de compactação dinâmica foram realizados com o solo seco ao ar (25°C) para a partir dos seus resultados serem efetuadas compactações estáticas com o solo seco à 25°C, 60°C e 110°C.

As Figuras 4.3.1.F à 4.3.1.J apresentam a variação da tensão de moldagem com o teor de umidade para os solos ARPB, CAPI, JPPB, MAPA e SLMA respectivamente. Barata (1958) indica que a tensão estática equivalente (de moldagem) é uma função de fatores tais como: tipo de solo e teor de umidade. Para os solos estudados, ARPB, JPPB e MAPA (plásticos) e CAPI e SLMA (não plásticos), a influência do tipo de solo é indicada pelo formato das curvas tensão de moldagem x teor de umidade, enquanto que a influência do teor de umidade é mostrada pela variação na tensão de moldagem com o teor de umidade. Pinto (1979), afirma ser marcante a influência do grau de saturação e estrutura do solo na resistência dos solos parcialmente saturados. Por sua vez, a estrutura do solo compactado, depende do teor de umidade, da energia e tipo de compactação e das forças interpartículas (Seed et alii 1960, Lambe 1976). No presente estudo, iniciando-se o processo de compactação pelas porções de solo colocadas junto a face de aplicação da tensão estática, a água tende a drenar para o lado oposto do corpo de prova onde o índice de vazios é ainda elevado. Caso não existisse atrito lateral entre o molde e o corpo de prova a água tenderia a se deslocar para o centro do corpo de prova uma vez que, à reação na base do corpo de prova corresponderia a ação em seu topo. Considerando-se os corpos de prova moldados para o estudo do gradiente de resistência se observa um aumento de umidade ao longo do corpo de prova matriz, ao se distanciar da face de aplicação da carga máxima (Figura 4.3.1.L). Tal alteração é menor nos solos plásti

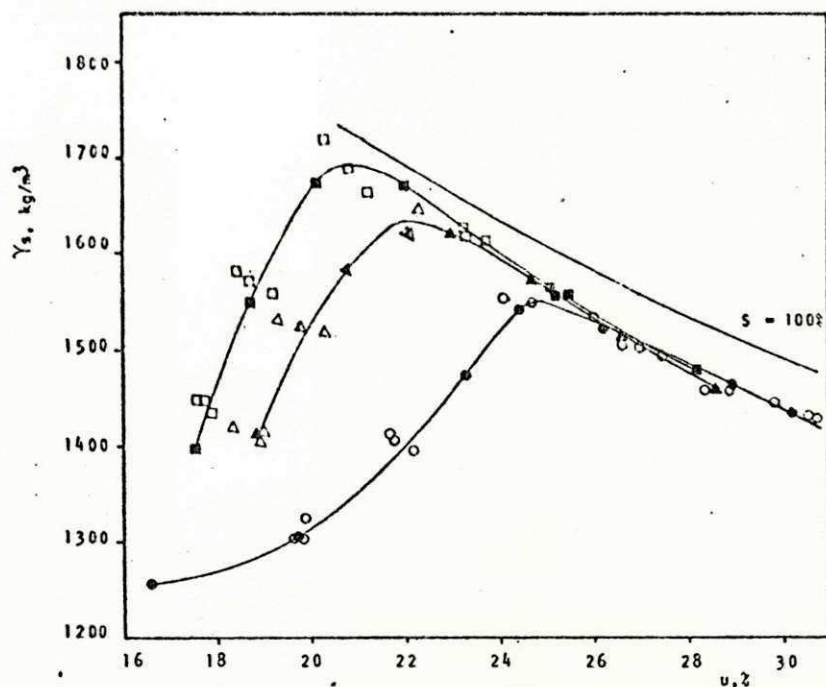


FIGURA 4.3.1.A - Massa Específica Aparente Seca (γ_s) x Teor de Umidade (u), Solo ARPB.

- - Proctor Normal (Compactação Dinâmica)
- ▲ - Proctor Intermediário (Compactação Dinâmica)
- - Proctor Modificado (Compactação Dinâmica)
- - Proctor Normal (Compactação Estática).
- △ - Proctor Intermediário (Compactação Estática)
- - Proctor Modificado (Compactação Estática)

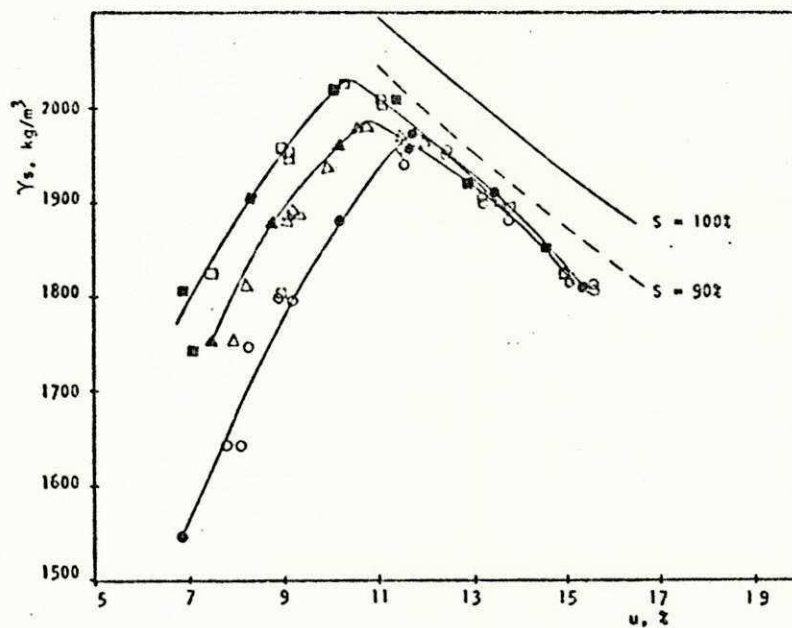


FIGURA 4.3.1.B - Massa Específica Aparente Seca (γ_s) x Teor de Umidade (u), Solo CAPI.

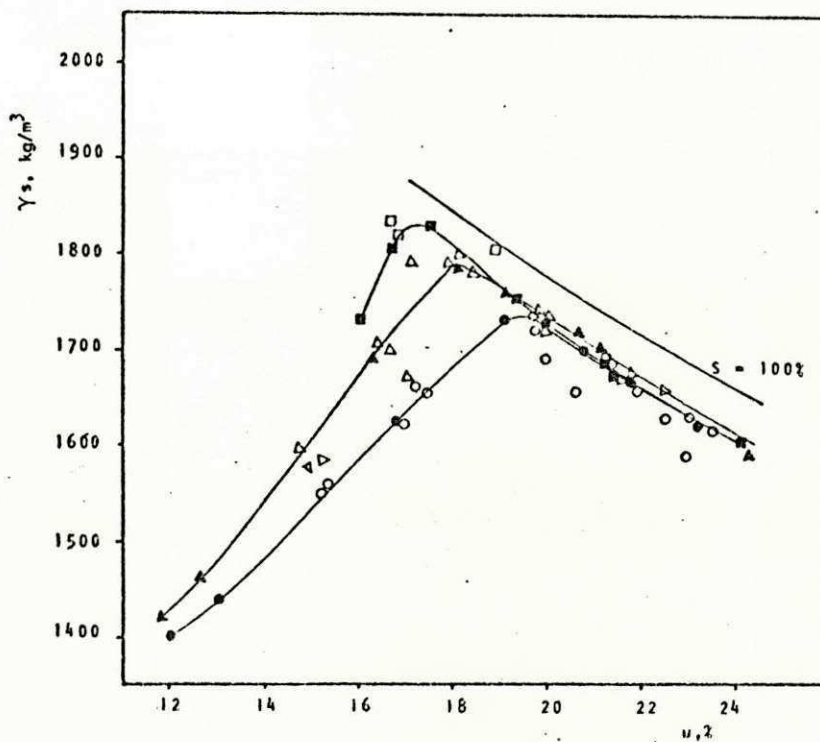


FIGURA 4.3.1.C - Massa Específica Aparente Seca (γ_s) x Teor de Umidade (u), Solo JPPB.

- - Proctor Normal (Compactação Dinâmica)
- ▲ - Proctor Intermediário (Compactação Dinâmica)
- - Proctor Modificado (Compactação Dinâmica)
- - Proctor Normal (Compactação Estática)
- △ - Proctor Intermediário (Compactação Estática)
- - Proctor Modificado (Compactação Estática)

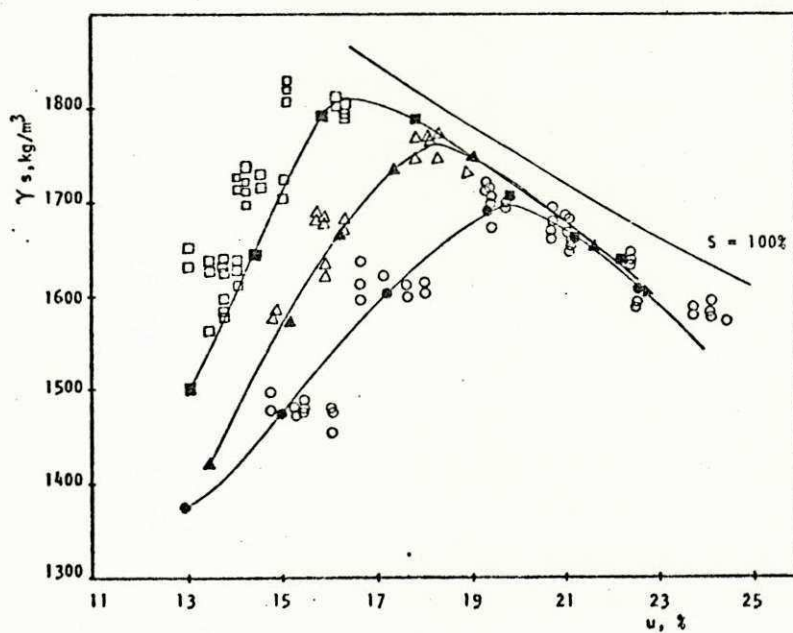


FIGURA 4.3.1.D - Massa Específica Aparente Seca (γ_s) x Teor de Umidade (u), Solo MAPA.

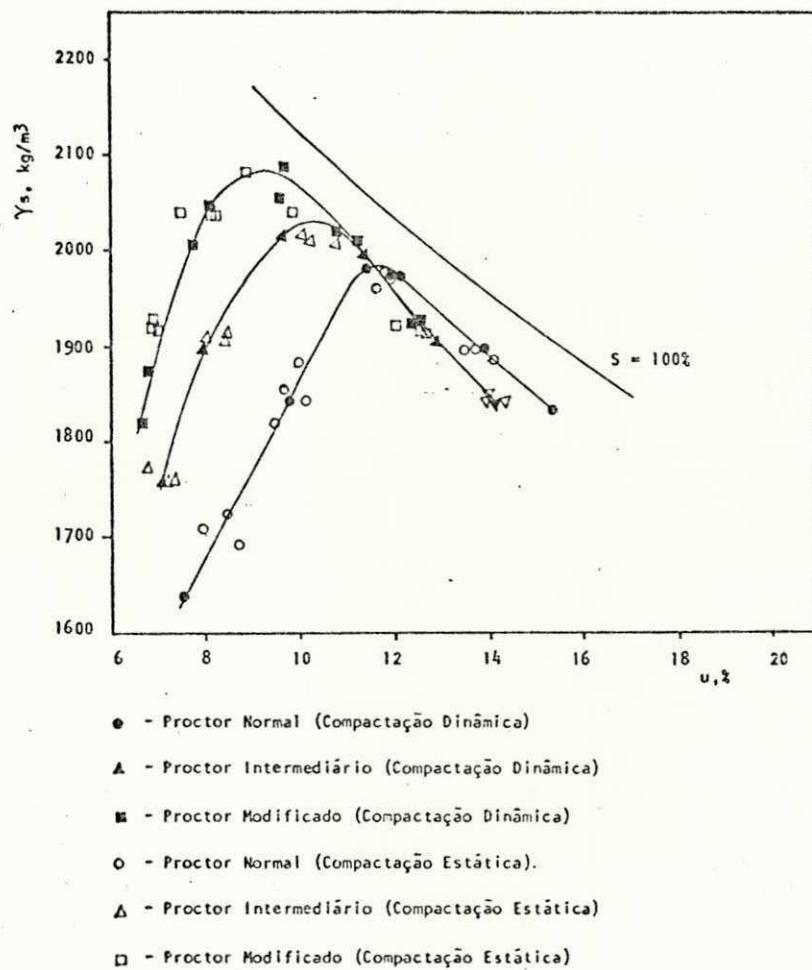


FIGURA 4.3.1.E - Massa Específica Aparente Seca (γ_s) x Teor de Umidade (u), Solo SLMA.

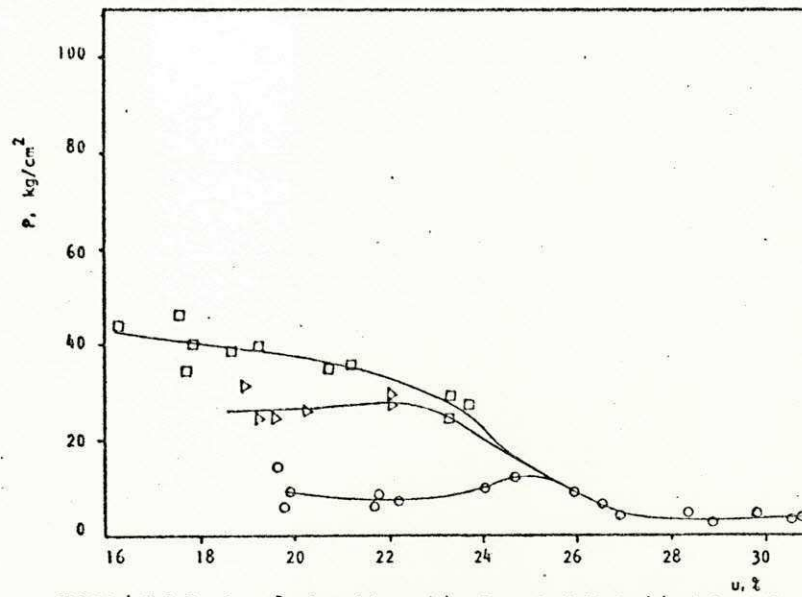


FIGURA 4.3.1.F - Pressão de Moldagem (P) x Teor de Umidade (u), Solo ARPB.

○ - Proctor Normal

△ - Proctor Intermediário

□ - Proctor Modificado

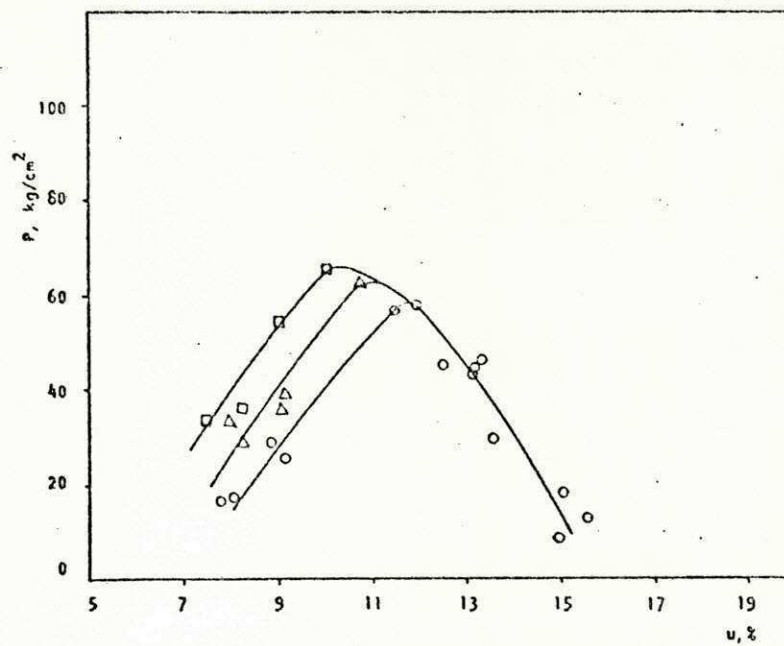


FIGURA 4.3.1.G - Pressão de Moldagem (P) x Teor de Umidade (u), Solo CAPI.

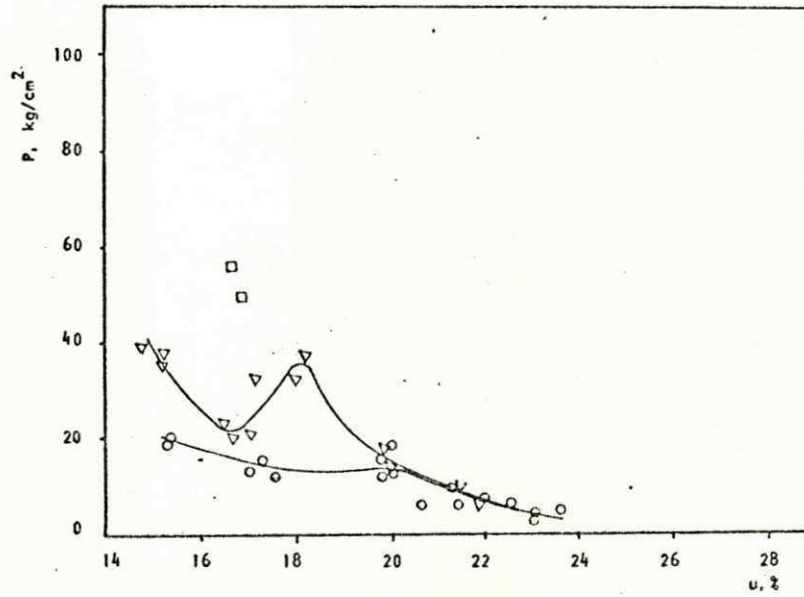


FIGURA 4.3.1.H - Pressão de Moldagem (P) x Teor de Umidade (u), Solo JPPB.

- o - Proctor Normal
- Δ - Proctor Intermediário
- - Proctor Modificado

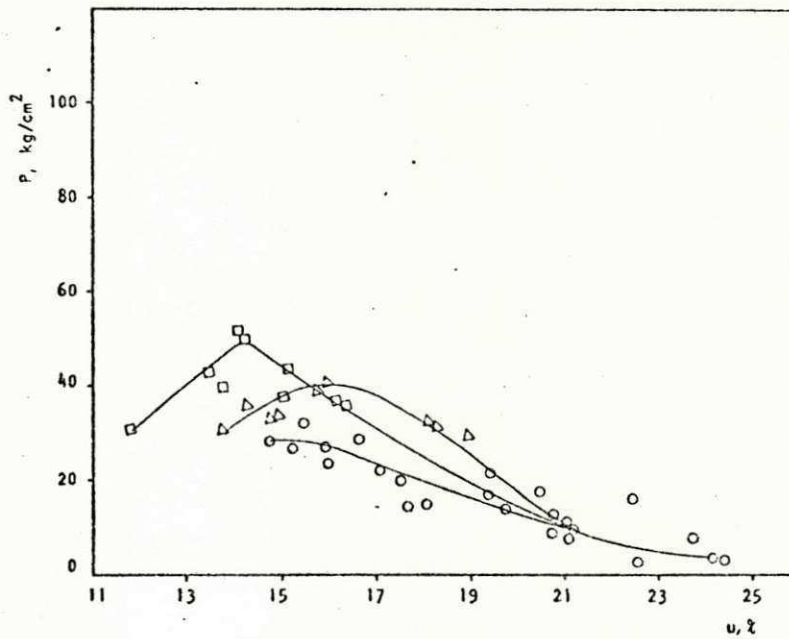


FIGURA 4.3.1.1 - Pressão de Moldagem (P) x Teor de Umidade (u), Solo MAPA.

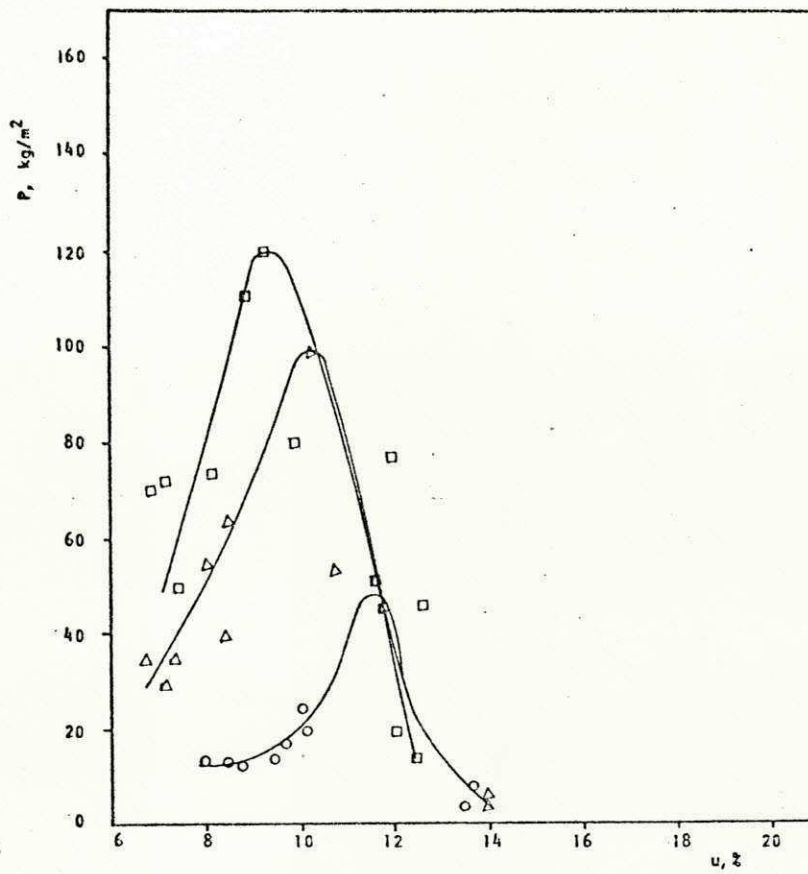
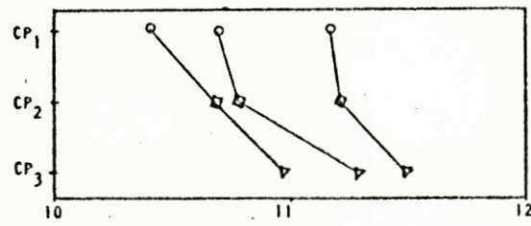
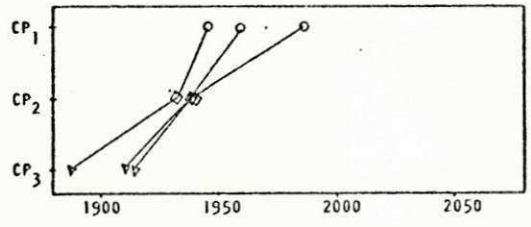
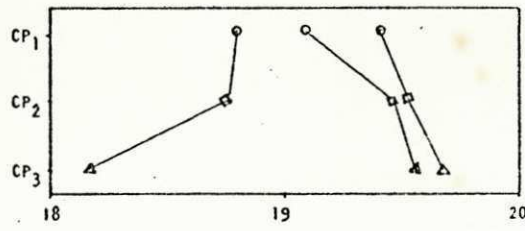
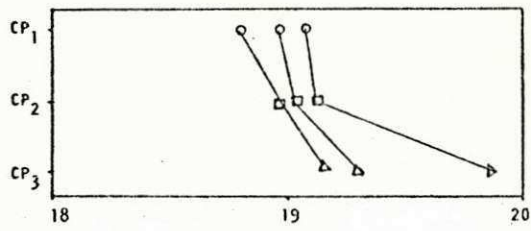
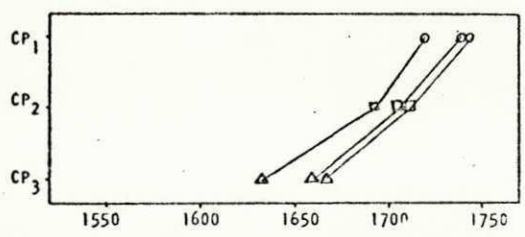
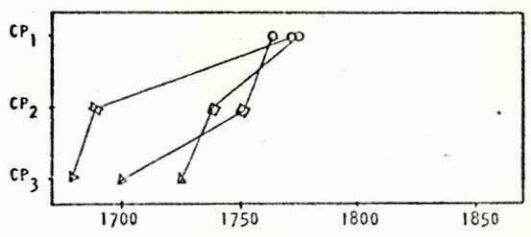
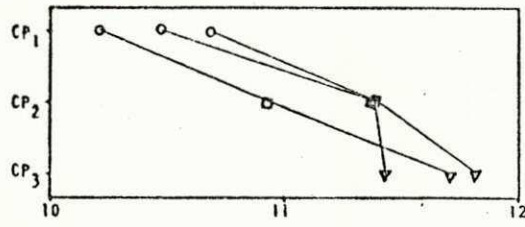
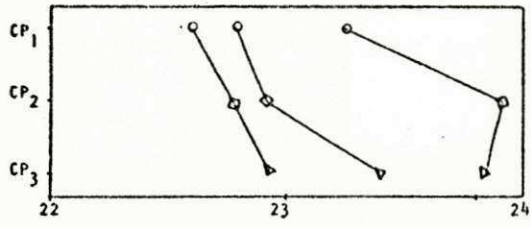
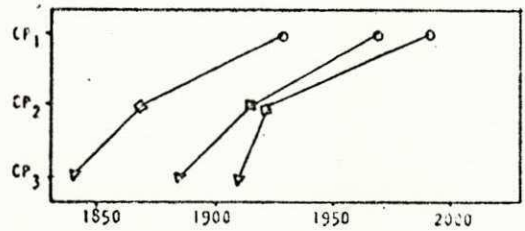
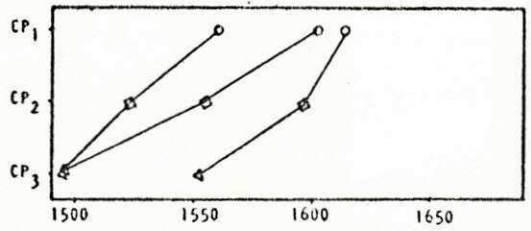


FIGURA 4.3.1.J - Pressão de Moldagem (P) x Teor de Umidade (u), Solo SLMA.

- - Proctor Normal
- Δ - Proctor Intermediário
- - Proctor Modificado



- CP₁
- CP₂
- △ CP₃

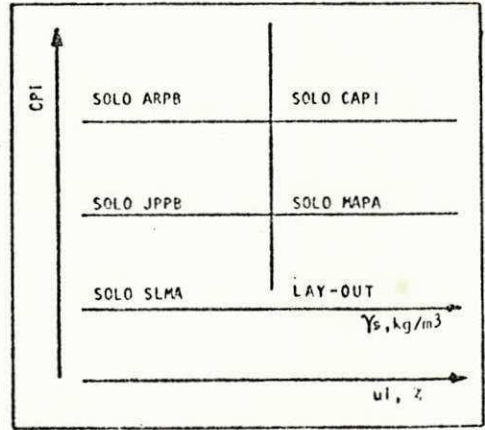


FIGURA 4.3.1.L - CPI x Massa Específica Aparente Seca (γ_s) e CPI x Teor de Unidade (ui).

cos (ARPB, JPPB e MAPA) onde a taxa média de variação entre a umidade do CP₁ e a do CP₃ é inferior a 2,7%. No solo SLMA (não plástico) esta taxa média de variação não ultrapassou 4,6%, no entanto, para o solo CAPI (não plástico) atingiu 10,7%. Este aumento de umidade propicia o surgimento de forças de repulsão entre as partículas de argila do solo e a consequente formação de estruturas dispersas. A menor concentração de água junto a superfície de aplicação da carga máxima de moldagem provoca maior atração entre as partículas favorecendo a formação de estruturas floculadas. Tanto a maior quantidade de água como os níveis de energia inferiores que devem ocorrer nos pontos mais distantes da face de aplicação da carga máxima, provocaram uma redução na massa específica aparente seca do CP₁ (junto à face de aplicação da carga máxima) para o CP₃ (no lado oposto do corpo de prova) (Figura 4.3.1.L). A taxa de variação entre a massa específica aparente seca do CP₁ e a do CP₃ variou de 5,3% (no solo ARPB) à 3,2% (no solo SLMA). Portanto, dos resultados apresentados para a taxa de variação da umidade e da massa específica aparente seca entre o CP₁ e o CP₃ e das variações máximas entre si admitidas para esses parâmetros (5%, seção 3.3.13), verifica-se que apenas a taxa de variação da umidade do solo CAPI (10,7%) não satisfaz aos critérios de repetibilidade estabelecidos. No entanto, como o teor de umidade e a massa específica aparente seca apresentaram tendência de variação em um mesmo sentido, ou seja, a umidade aumentou e a massa específica aparente seca diminuiu ao longo do corpo de prova matriz ao passar do CP₁ para o CP₃, e como pequenas variações na umidade de compactação próxima à ótima podem provocar alterações consideráveis na orientação das partículas (Seed et alii 1960), tais variações serão consideradas nas análises.

4.3.2 - Cálculo da Velocidade do Ensaio de Cisalhamento Direto

A Tabela 4.3.2 apresenta os resultados obtidos do ensaio de adensamento, bem como o cálculo da velocidade do ensaio de cisalhamento direto.

As Figuras 4.3.2.A e B ilustram o processo gráfico de

SOLO	σ_v (kg/cm ²)	H ₀ (cm)	ΔH (cm)	H ₁ (cm)	t ₁₀₀ (min)	C _v (cm ² /min)	t _{f95} (min)	v ₉₅ (cm/min)	t _{f90} (min)	v ₉₀ (cm/min)
ARPB	1,0	4	0,19	3,81	6,76	0,0976	18,40	0,0489	9,20	0,0978
	2,5	4	0,48	3,52	16,00	0,0413	37,17	0,0242	18,59	0,0484
	4,0	4	0,56	3,44	16,00	0,0413	35,50	0,0253	17,75	0,0507
CAPI	1,0	4	0,11	3,89	3,42	0,1930	9,70	0,0927	4,85	0,1855
	2,5	4	0,41	3,59	27,80	0,0237	67,19	0,0134	33,59	0,0268
	4,0	4	0,55	3,45	18,49	0,0357	41,27	0,0218	20,63	0,0436
JPPB	1,0	4	0,29	3,71	21,16	0,0312	54,61	0,0165	27,31	0,0330
	2,5	4	0,46	3,54	29,16	0,0226	68,52	0,0131	34,26	0,0263
	4,0	4	0,55	3,45	33,64	0,0196	75,08	0,0120	37,54	0,0240
MAPA	1,0	4	0,27	3,73	53,29	0,0124	139,16	0,0065	69,58	0,0129
	2,5	4	0,49	3,51	31,36	0,0210	72,45	0,0124	36,22	0,0248
	4,0	4	0,61	3,39	34,81	0,0189	75,34	0,0119	37,67	0,0239
SLMA	1,0	4	0,29	3,71	11,56	0,0571	29,84	0,0302	14,92	0,0603
	2,5	4	0,41	3,59	16,81	0,0393	40,63	0,0222	20,31	0,0443
	4,0	4	0,46	3,54	12,25	0,0539	28,79	0,0313	14,39	0,0625

TABELA 4.3.2 - Parâmetros de Adensamento e Velocidades Calculadas para o Ensaio de Cisalhamento Direto.

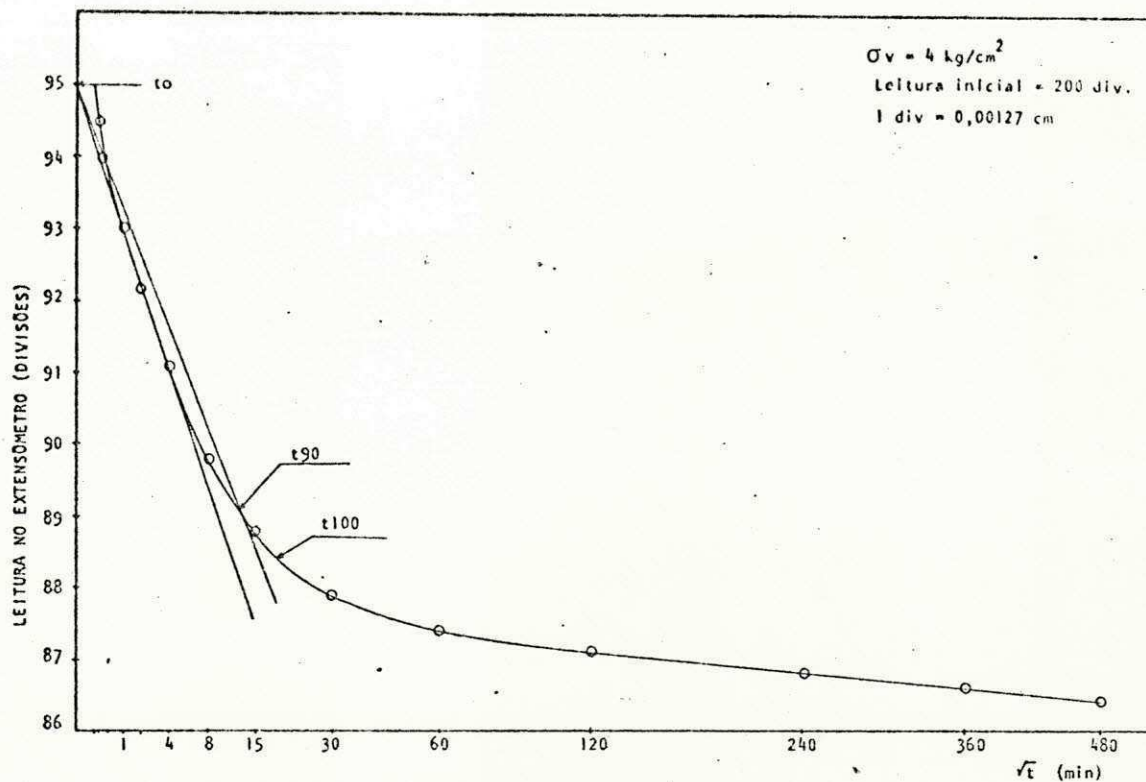


FIGURA 4.3.2.A - Curva de Adensamento, Método de Taylor, Solo CAPI.

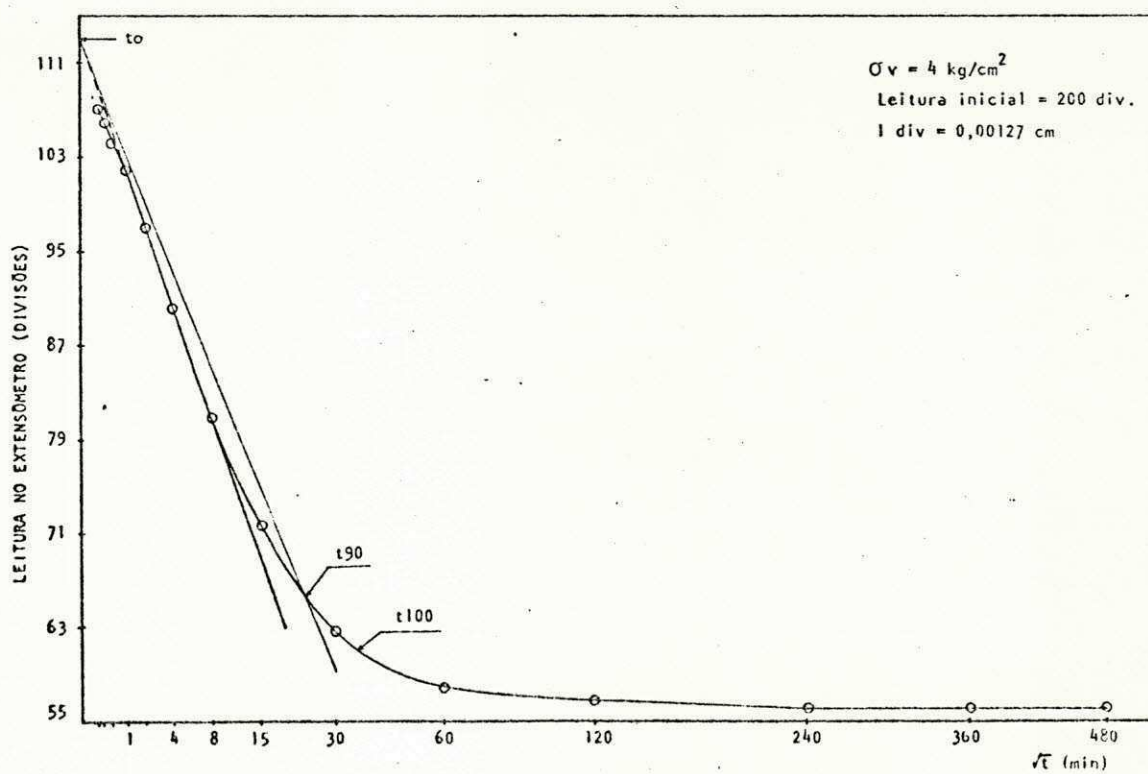


FIGURA 4.3.2.B - Curva de Adensamento, Método de Taylor, Solo MAPA.

Taylor para os solos CAPI e MAPA, respectivamente. Do comportamento apresentado nessas figuras e dos valores do tempo correspondente a 100% de adensamento mostrados na Tabela 4.3.2 que variam de 3,42 min ($\sigma_v = 1 \text{ kg/cm}^2$) para o solo CAPI à 53,29 min ($\sigma_v = 1 \text{ kg/cm}^2$) para o solo MAPA, se verifica que estes solos lateríticos (parcialmente saturados) apresentam um rápido adensamento hidrodinâmico (expulsão da água) passando à fase de adensamento por fluência (adensamento secundário).

Os valores das velocidades de deslocamento da caixa de cisalhamento variaram de 0,0065 cm/min à 0,0927 cm/min ao se considerar 95% de dissipação das poro-pressões. Ao se considerar 90% de dissipação das poro-pressões, esses valores passaram a variar entre 0,0129 cm/min e 0,1855 cm/min. Adotou-se a velocidade de 0,0118 cm/min, o que mostrou ser este valor satisfatório ao se considerar 90% de dissipação das poro-pressões. A velocidade adotada correspondeu ao deslocamento da caixa de cisalhamento, ou melhor à deformação do solo somada à do anel, minimizando-se assim a diferença entre a velocidade de deformação real no solo e os valores mínimos calculados considerando-se 95% de dissipação das poro-pressões.

4.3.3 - Gradiente de Resistência ao Longo do Corpo de Prova (CP)

As Figuras 4.3.3.A, B e C mostram a variação na relação tensão cisalhante x deformação específica horizontal com a posição do corpo de prova (CP_i , $i = 1, 2, 3$). Verifica-se destas figuras que para aproximadamente o mesmo teor de umidade, (pequenas variações ocorrem ao longo do corpo de prova matriz) a 4% de deformação específica, a tensão cisalhante diminuiu do CP_1 (corpo de prova retirado do lado correspondente a face de aplicação da carga máxima) para o CP_2 (corpo de prova retirado da parte central do corpo de prova matriz) apresentando pouca variação deste para o CP_3 (corpo de prova retirado do lado correspondente à face de aplicação da carga mínima). Observando-se os comportamentos tensão cisalhante x deformação específica horizontal mostrados nestas figuras e as variações de umidade verificadas ao longo dos corpos de prova matriz (seção 4.3.1) e

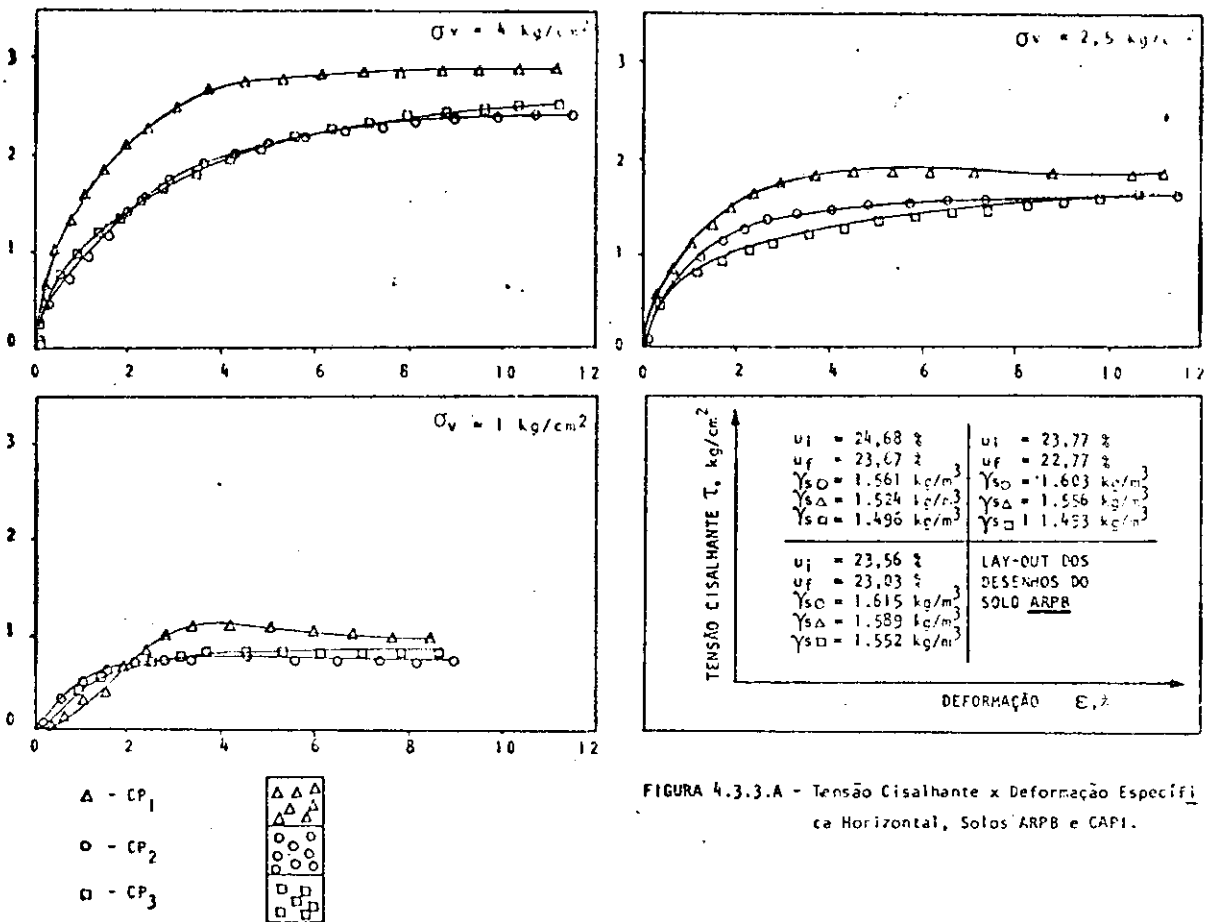
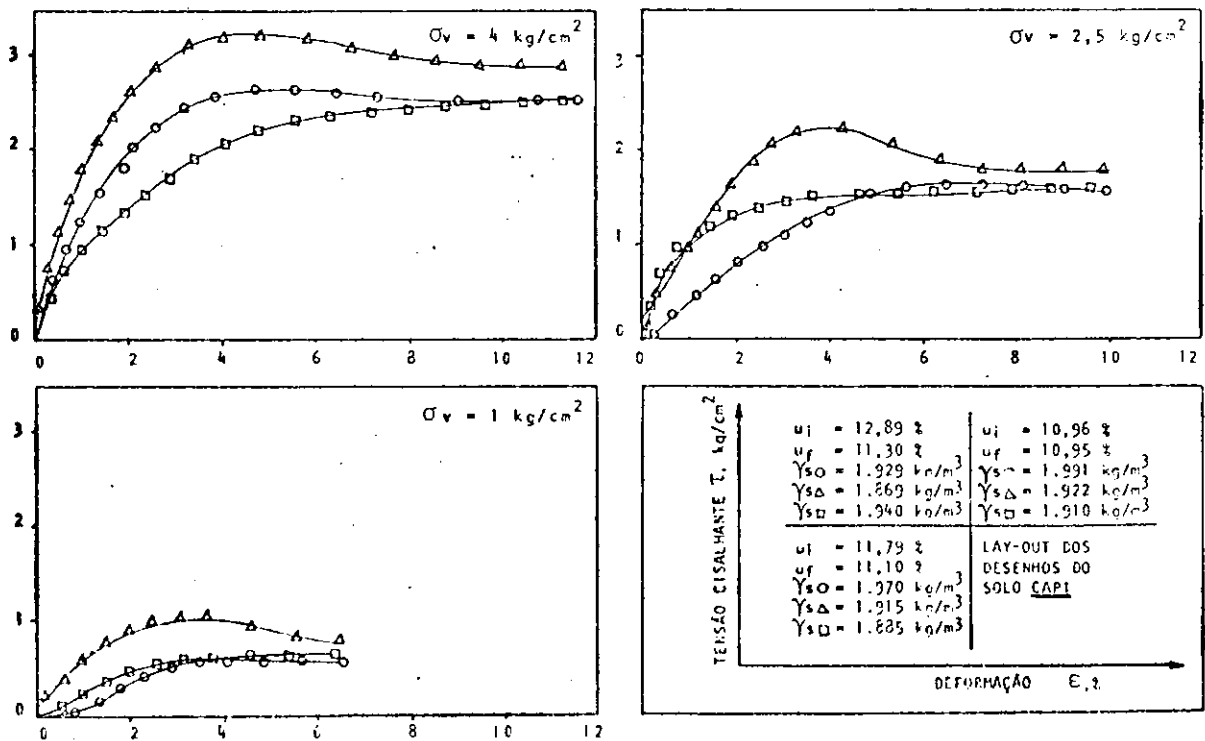


FIGURA 4.3.3.A - Tensão Cisalhante x Deformação Específica Horizontal, Solos ARP8 e CAPI.



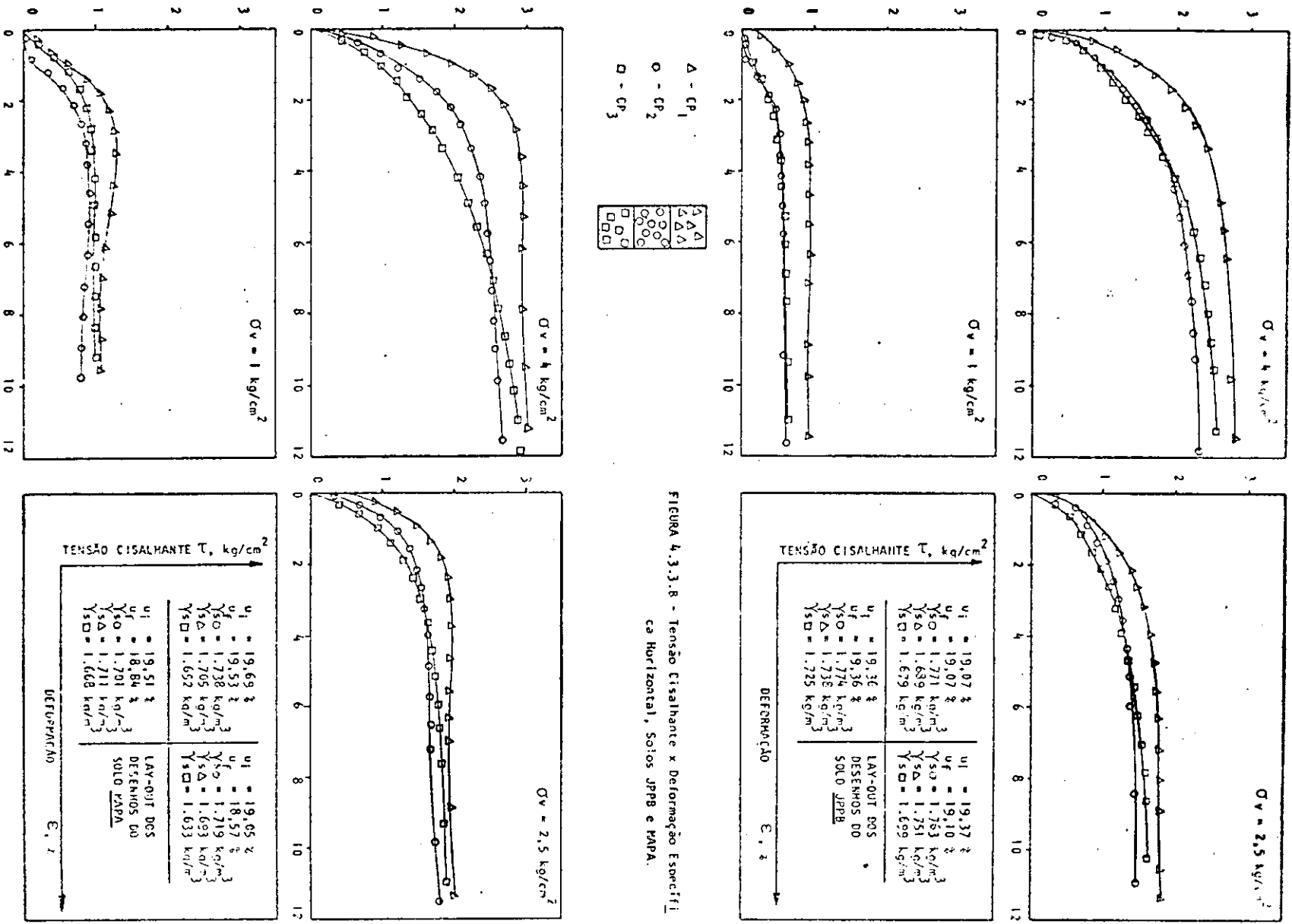


FIGURA 4.3.3.B - Tensão Cisalhante x Deformação Específica Horizontal, Solos JPP8 e PAPA.

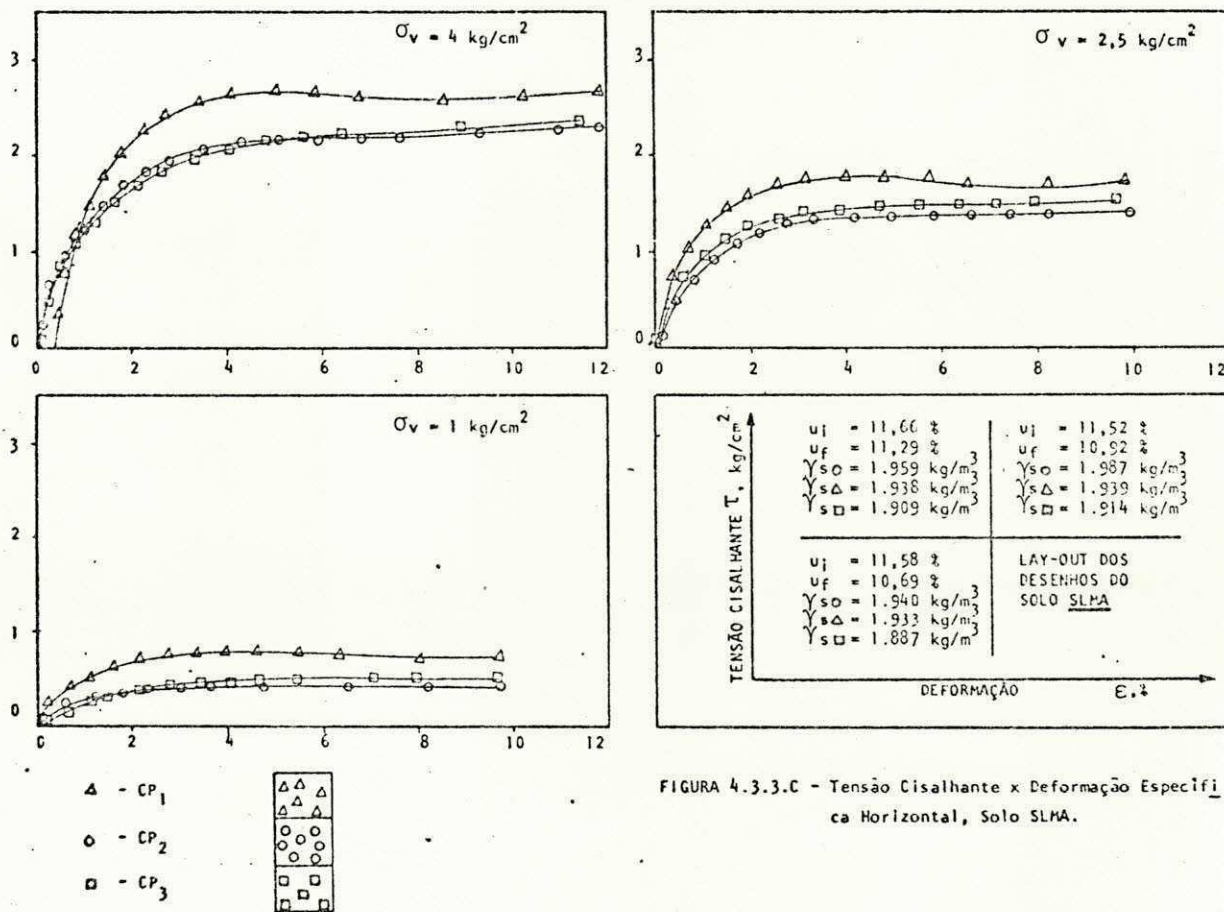
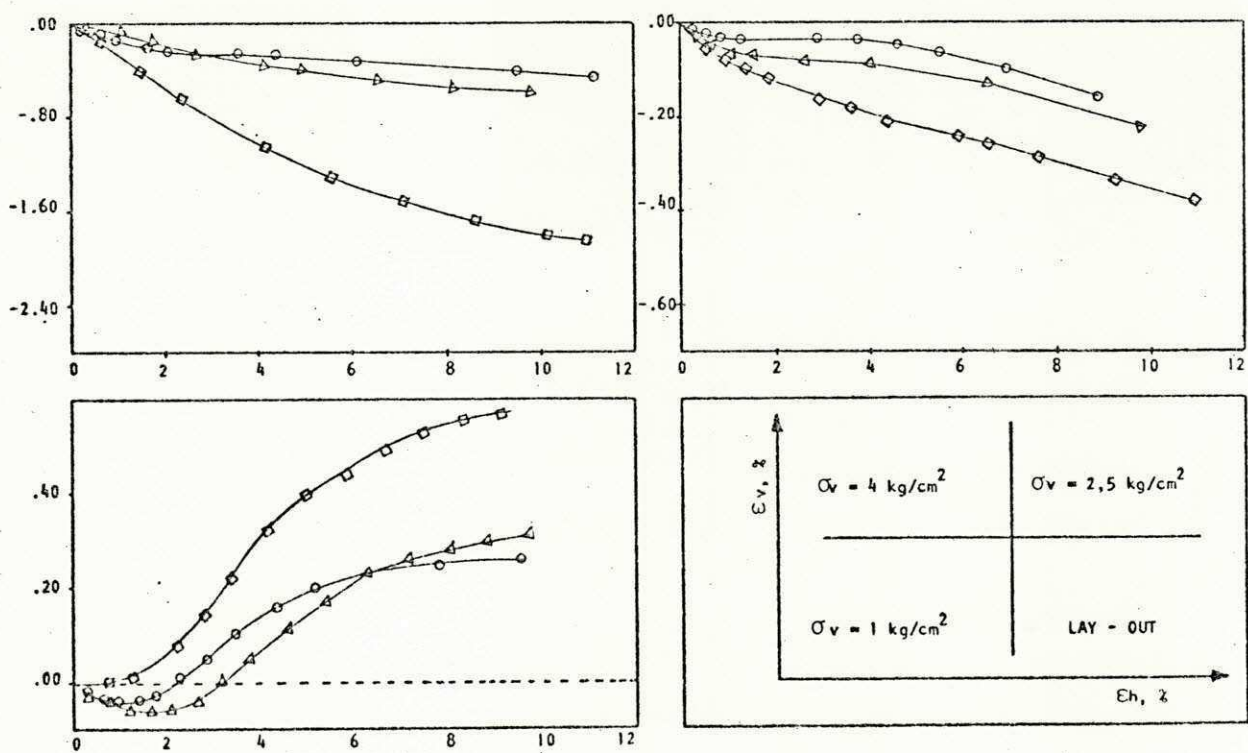
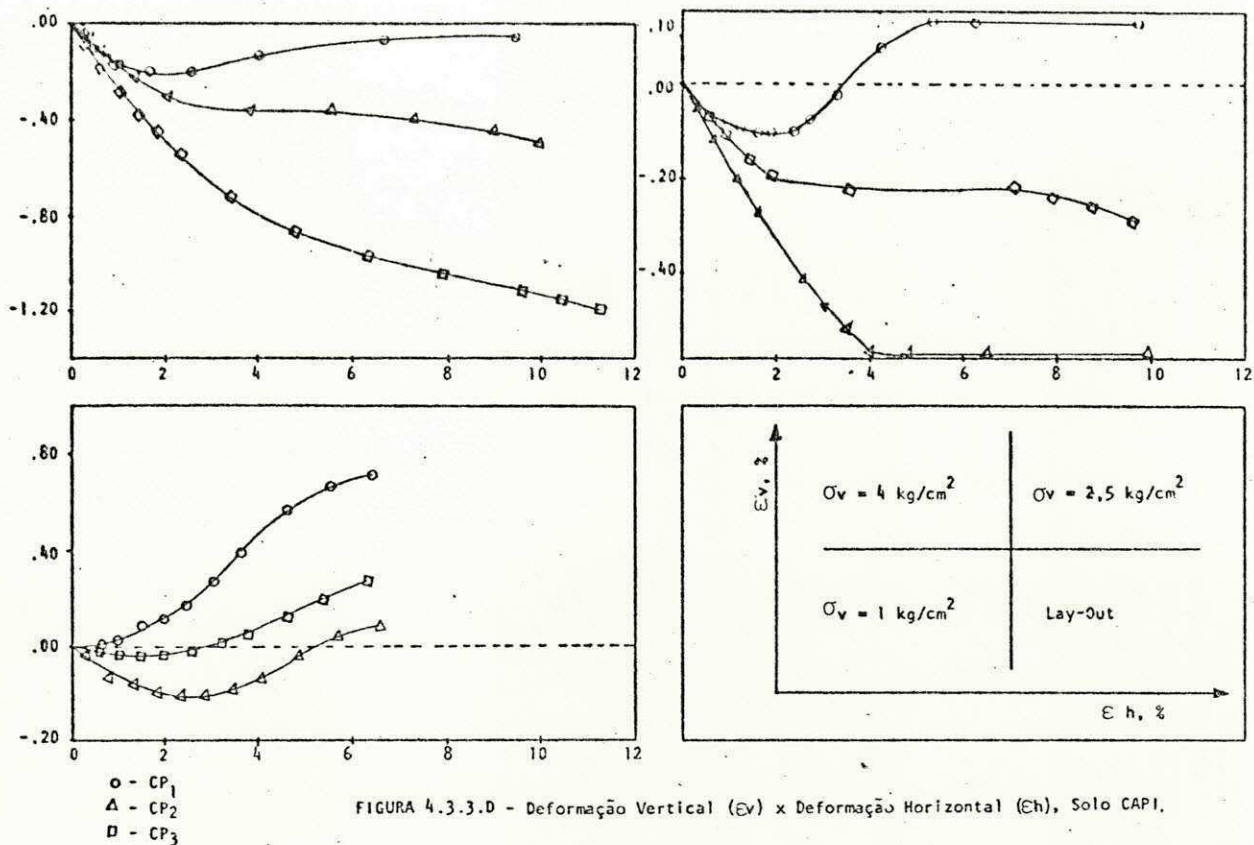


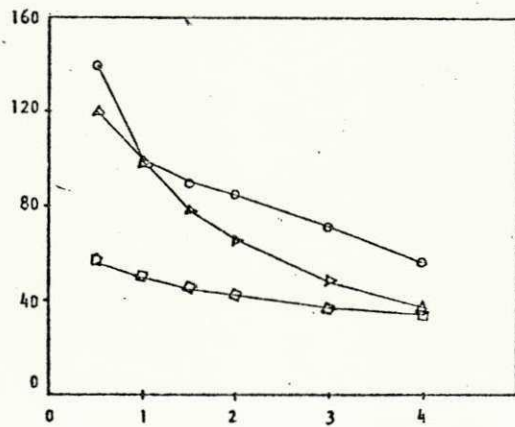
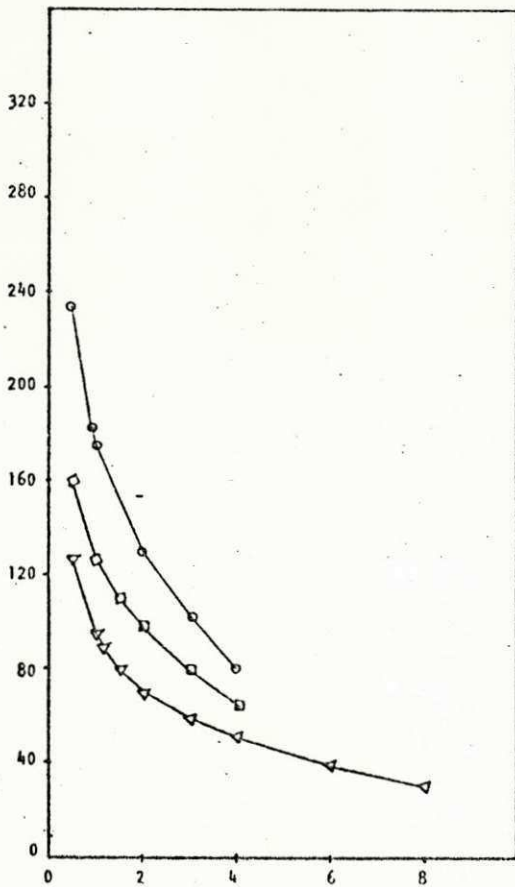
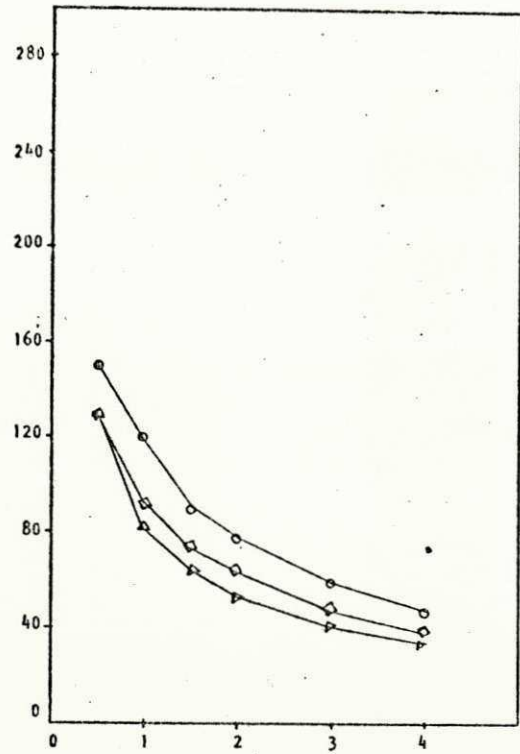
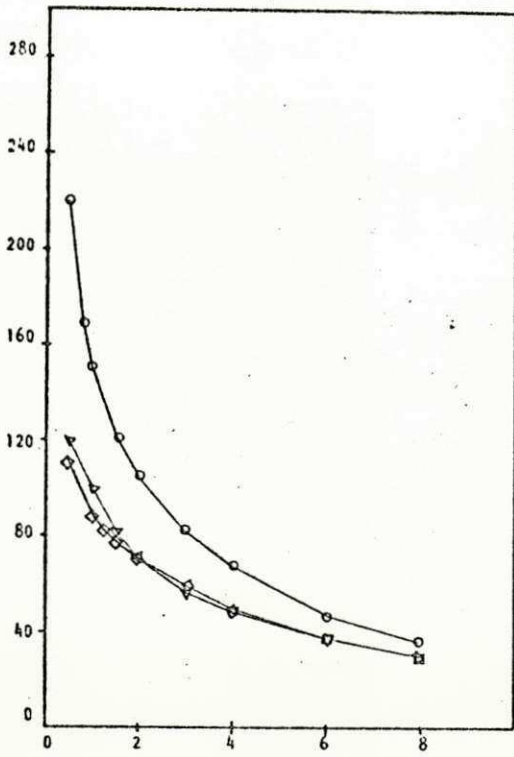
FIGURA 4.3.3.C - Tensão Cisalhante x Deformação Específica Horizontal, Solo SLMA.

atentando-se para as alterações na estrutura (Seed et alii 1960) e na resistência (Seed e Chan 1959) do solo ao se variar o teor de umidade de moldagem, torna-se provável a variação na estrutura do solo ao longo do corpo de prova, sendo esta mais dispersa à medida que se afasta do CP₁ em direção ao CP₃.

A Figura 4.3.3.D apresenta o comportamento de deformação vertical para os corpos de prova CP₁, CP₂ e CP₃ moldados com o solo CAPI. Este comportamento é semelhante para os solos MAPA (Figura 4.3.3.E), ARPB e JPPB. O solo SLMA apresentou comportamento de deformação vertical, até certo ponto, semelhante ao apresentado pelo solo CAPI para a tensão vertical confinante (σ_v) 1 kg/cm². Para $\sigma_v = 2,5$ kg/cm² e $\sigma_v = 4$ kg/cm² seu comportamento foi semelhante ao apresentado para o solo MAPA. Observou-se que o solo CAPI (não plástico) apresentou comportamento semelhante ao de areia compacta para $\sigma_v = 1$ kg/cm². Para $\sigma_v = 2,5$ kg/cm² e $\sigma_v = 4$ kg/cm² no solo CAPI e $\sigma_v = 1$ kg/cm² no solo SLMA (não plástico) o CP₁ apresentou comportamento próximo ao de areia pouco compacta e compacta respectivamente, já o CP₂ e o CP₃ comportaram-se como areia fofa. O solo SLMA comportou-se como areia fofa para $\sigma_v = 2,5$ kg/cm² e $\sigma_v = 4,0$ kg/cm². Os solos de baixa a média plasticidade JPPB e MAPA e de baixa plasticidade ARPB, para $\sigma_v = 1$ kg/cm² apresentaram comportamento semelhante ao de argilas sobre-adensadas, isto é, σ_v tem valor inferior à tensão de sobre-adensamento provocada pela compactação estática. Nos demais níveis de σ_v , estes solos comportaram-se como "argilas normalmente adensadas".

As Figuras 4.3.3.F, G e H; mostram a variação do módulo de elasticidade secante (Es) com a deformação horizontal (ϵ_h) para o CP₁, CP₂ e CP₃ sob $\sigma_v = 2,5$ kg/cm² e $\sigma_v = 4,0$ kg/cm². A Figura 4.3.3.I apresenta a variação de Es com a posição do corpo de prova (CPI) para valores de 1%, 2% e 3% de deformação horizontal e $\sigma_v = 1$ kg/cm². Observa-se da figura citada que o valor de Es diminuiu com o aumento da taxa de deformação. Como somente para altas taxas de deformação Es apresentou tendência a tornar-se constante, esse comportamento "limita" a validade deste parâmetro (nessa condição) pois mostra inexistir para os solos estudados uma relação linear tensão deformação. Este comportamento é comum ao CP₁, CP₂ e CP₃.





- CP₁
- CP₂
- △ CP₃

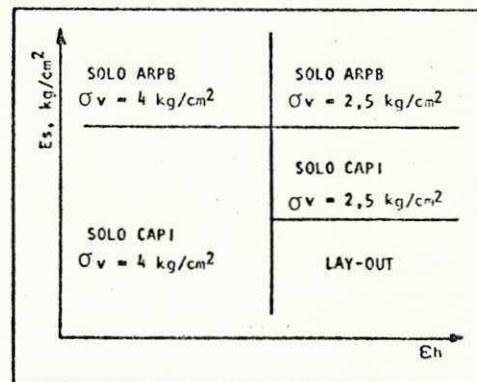
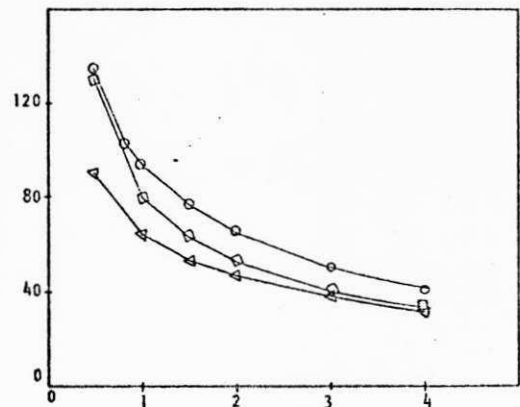
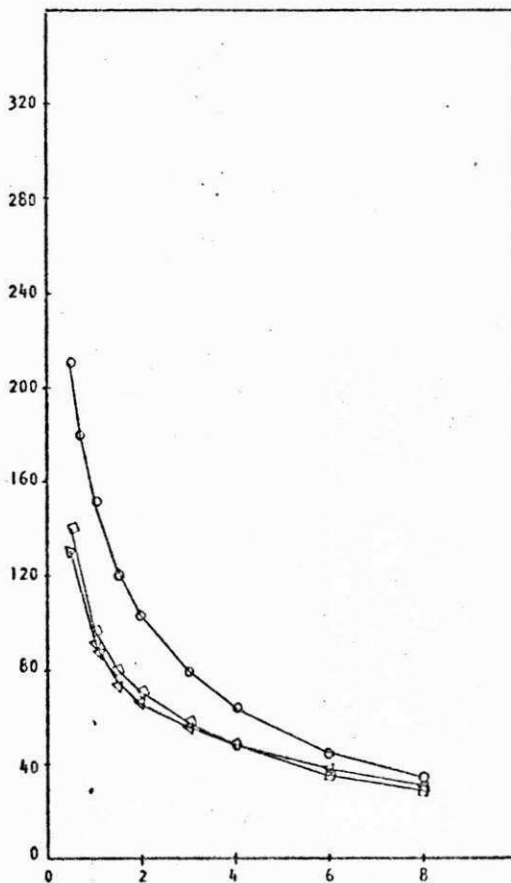
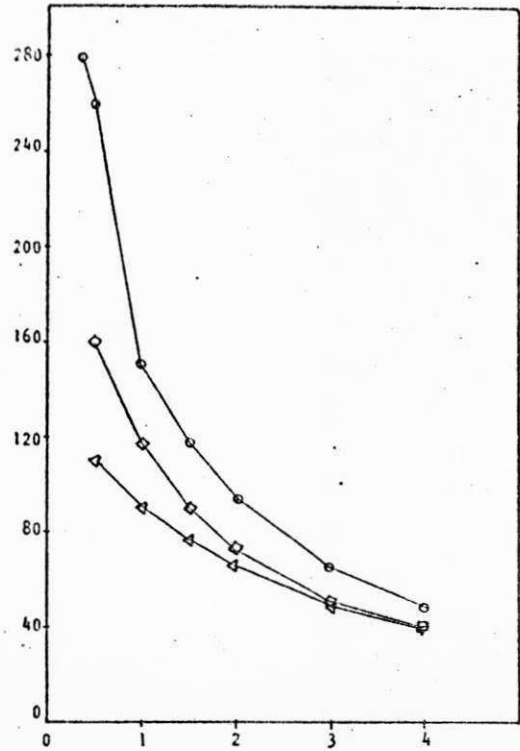
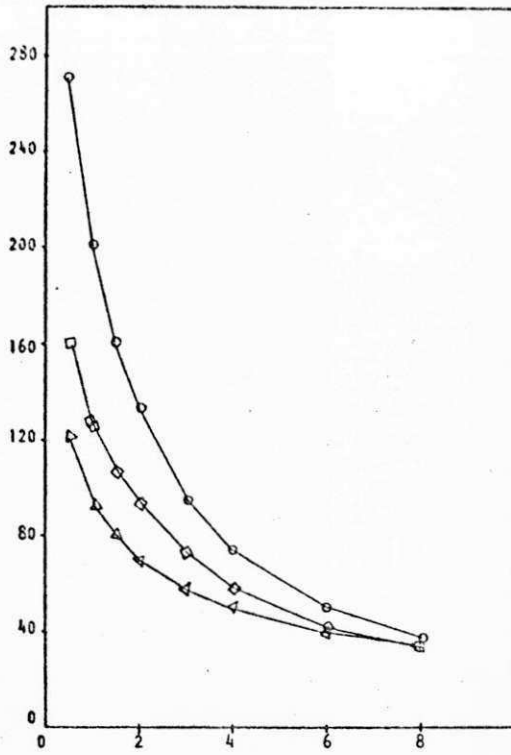


FIGURA 4.3.3.F - Módulo de Elasticidade (Es) x Deformação Horizontal (Eh).



- CP₁
- CP₂
- △ CP₃

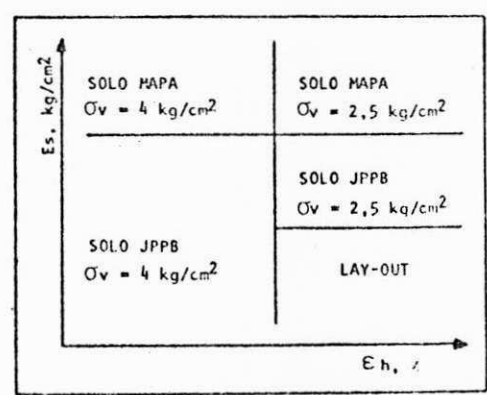


FIGURA 4.3.3.G - Módulo de Elasticidade (E_s) x Deformação Horizontal (E_h).

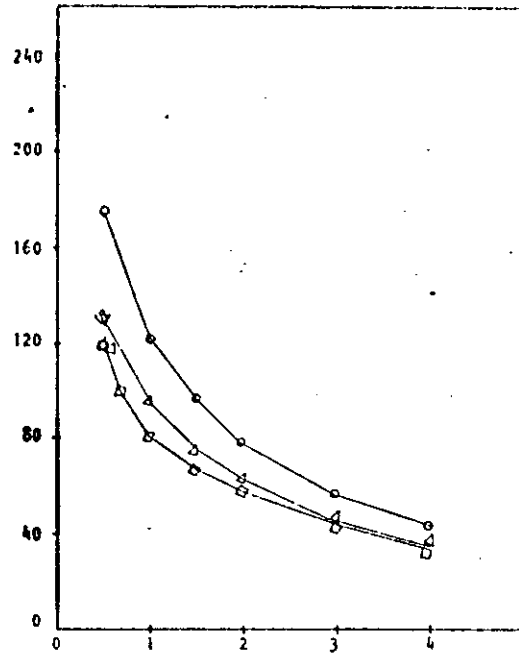
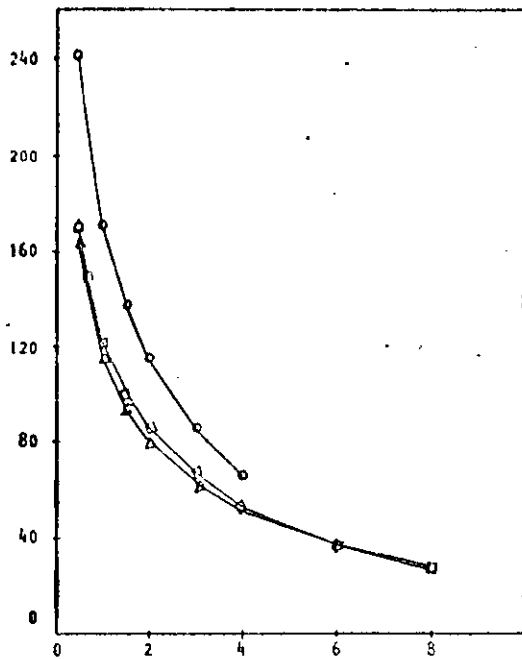
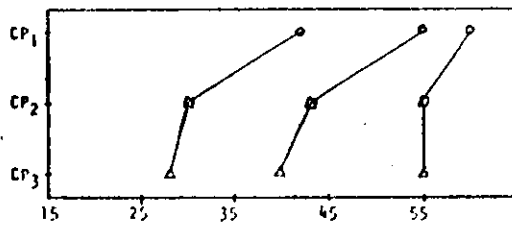
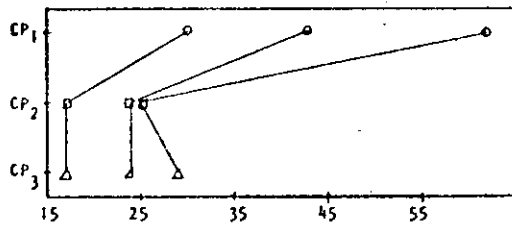
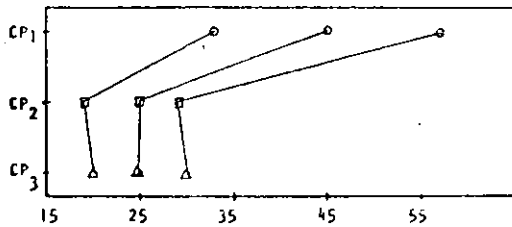
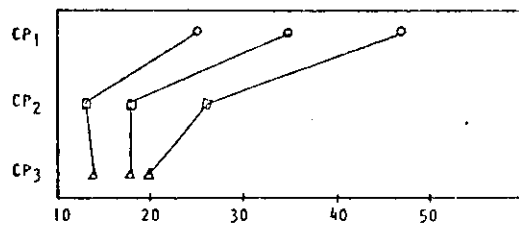
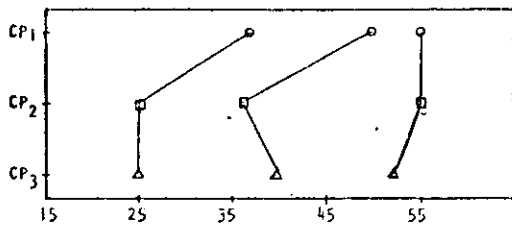


FIGURA 4.3.3.H - Módulo de Elasticidade (E_s) x Deformação Horizontal (E_h).



○ CP₁
 □ CP₂
 △ CP₃

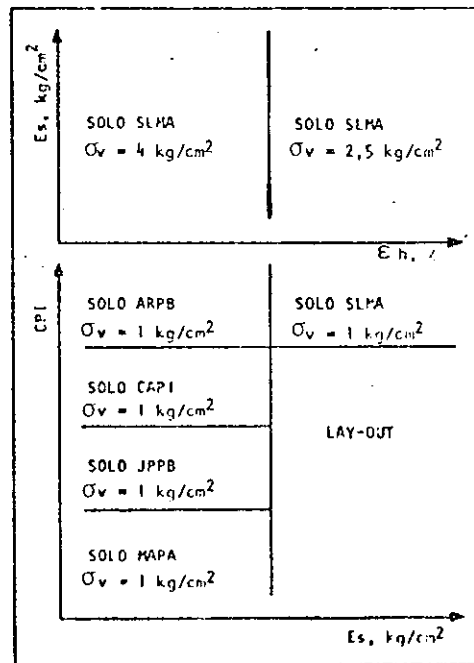


FIGURA 4.3.3.I - CPI x Módulo de Elasticidade (E_s).

O valor de E_s para $\sigma_v = 1 \text{ kg/cm}^2$ e 1% de taxa de de formação, apresentou tendência a valores constantes para os solos ARPB ($\bar{E}_s = 54 \text{ kg/cm}^2$) e MAPA ($\bar{E}_s = 57 \text{ kg/cm}^2$) ao se variar a posição do corpo de prova (CPI). Nestas condições, os solos CAPI, JPPB e SLMA apresentaram as variações indicadas na Tabela 4.3.3.A.

S O L O	VALORES DE E_s (kg/cm^2) PARA		
	CP ₁	CP ₂	CP ₃
CAPI	57	30	30
JPPB	62	25	28
SLMA	47	26	20

TABELA 4.3.3.A - Valores de E_s para $\sigma_v = 1 \text{ kg/cm}^2$ e $e_h = 1\%$.

Para este nível de tensão confinante ($\sigma_v = 1 \text{ kg/cm}^2$) e 3% de deformação E_s assumiu para os solos ARPB, CAPI, JPPB, MAPA e SLMA os valores apresentados na Tabela 4.3.3.B.

S O L O	VALORES DE E_s (kg/cm^2) PARA		
	CP ₁	CP ₂	CP ₃
ARPB	37	25	25
CAPI	33	20	20
JPPB	30	17	17
MAPA	42	29	29
SLMA	25	14	14

TABELA 4.3.3.B - Valores de E_s para $\sigma_v = 1 \text{ kg/cm}^2$ e $e_h = 3\%$.

Para 1% de deformação e $\sigma_v = 2,5 \text{ kg/cm}^2$ E_s reduziu-se do CP₁ para o CP₂ tendendo a um valor constante do CP₂ para o CP₃ nos solos ARPB e SLMA. A Tabela 4.3.3.C apresenta os valores de E_s representativos destes comportamento.

S O L O	VALORES DE Es (kg/cm ²) PARA		
	CP ₁	CP ₂	CP ₃
ARPB	150	130	130
SLMA	142	80	95

TABELA 4.3.3.C - Valores de Es para $\sigma_v = 2,5 \text{ kg/cm}^2$ e $\epsilon_h = 1\%$.

O solo CAPI apresentou igual Es para o CP₁ e o CP₃ (Es = 100 kg/cm²) sendo estes maiores que o do CP₂ (Es = 50 kg/cm²). Para os solos JPPB e MAPA houve uma redução em Es do CP₁ para o CP₂ e deste para o CP₃ como mostrado na Tabela 4.3.3.D.

S O L O	VALORES DE Es (kg/cm ²) PARA		
	CP ₁	CP ₂	CP ₃
JPPB	94	80	64
MAPA	150	117	90

TABELA 4.3.3.D - Valores de Es para $\sigma_v = 2,5 \text{ kg/cm}^2$ e $\epsilon_h = 1\%$.

Para $\sigma_v = 4,0 \text{ kg/cm}^2$ e 1% de taxa de deformação, verificou-se uma redução paulatina no Es dos solos CAPI e MAPA ao se passar do CP₁ para o CP₂ e deste para o CP₃ como indicado na Tabela 4.3.3.E.

S O L O	VALORES DE Es (kg/cm ²) PARA		
	CP ₁	CP ₂	CP ₃
CAPI	175	127	95
MAPA	200	127	91

TABELA 4.3.3.E - Valores de Es para $\sigma_v = 4,0 \text{ kg/cm}^2$ e $\epsilon_h = 1\%$.

Nestas condições os solos JPPB e SLMA mostraram Es diminuindo-se do CP₁ para o CP₂ e tendendo a um valor constante deste para o CP₃, já o solo ARPB apresentou este mesmo comportamento entre o CP₁ e o CP₂, ocorrendo no entanto, um aumento em Es do CP₂ para o CP₃, como mostrado na Tabela 4.3.3.F.

S O L O	VALORES DE Es (kg/cm ²) PARA		
	CP ₁	CP ₂	CP ₃
ARPB	150	89	100
JPPB	150	95	90
SLMA	170	122	115

TABELA 4.3.3.F - Valores de Es para $\sigma_v = 4,0 \text{ kg/cm}^2$ e $e_h = 1\%$.

Para 4% de deformação Es se enquadrou em um menor intervalo de variação com a posição do corpo de prova. Para $\sigma_v = 4,0 \text{ kg/cm}^2$, Es variou de:

48 kg/cm² (CP₂ e CP₃-JPPB) à 80 kg/cm² (CP₁-CAPI) para $\sigma_v = 2,5 \text{ kg/cm}^2$ de:

31 kg/cm² (CP₃-JPPB) à 56 kg/cm² (CP₁-CAPI)

Portanto, verificou-se dos resultados apresentados que Es é maior para o CP₁, que por sua vez tende a apresentar comportamento instável. Os corpos de prova CP₂ e CP₃ com menor Es apresentaram comportamentos semelhantes entre si tendendo a "valores constantes.

Com relação a posição da amostra no CP para a determinação da coesão (c) e ângulo de atrito (ϕ_1) (Figura 4.3.3.J) observa-se da Figura 4.3.3.L que existem reduções na coesão e no ângulo de atrito interno no solo ao se passar do CP₁ para o CP₂ e tendendo ou assumindo valores constantes deste para o CP₃. Exceção neste comportamento se faz quanto a coesão do solo ARPB e ao ângulo de atrito interno do solo CAPI que tendem a apresentar comportamento linear decrescente ao se afastar do ponto de aplicação da carga máxima (CP₁). A coesão do solo ARPB diminuiu de:

5,8 t/m² para 4,0 t/m²

ao passar do CP₁ para o CP₃. Ao passar do CP₁ para o CP₃ o ângulo de atrito interno do solo CAPI reduziu de:

35° para 30,8°

Nesse solo a coesão diminuiu de:

4,0 t/m² para 0,0 t/m²

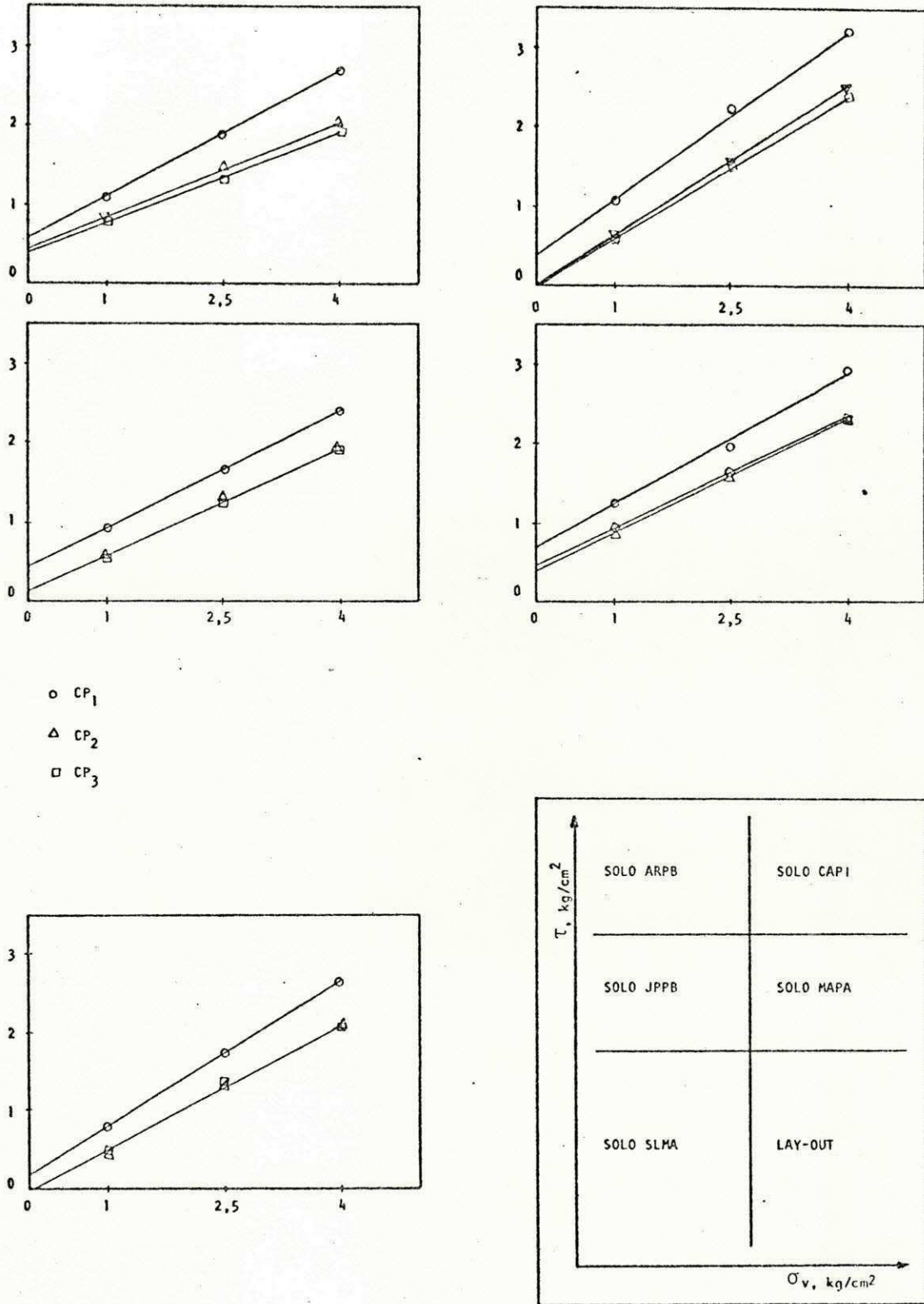


FIGURA 4.3.3.J - Tensão Cisalhante (τ) x Tensão Vertical (σ_v).

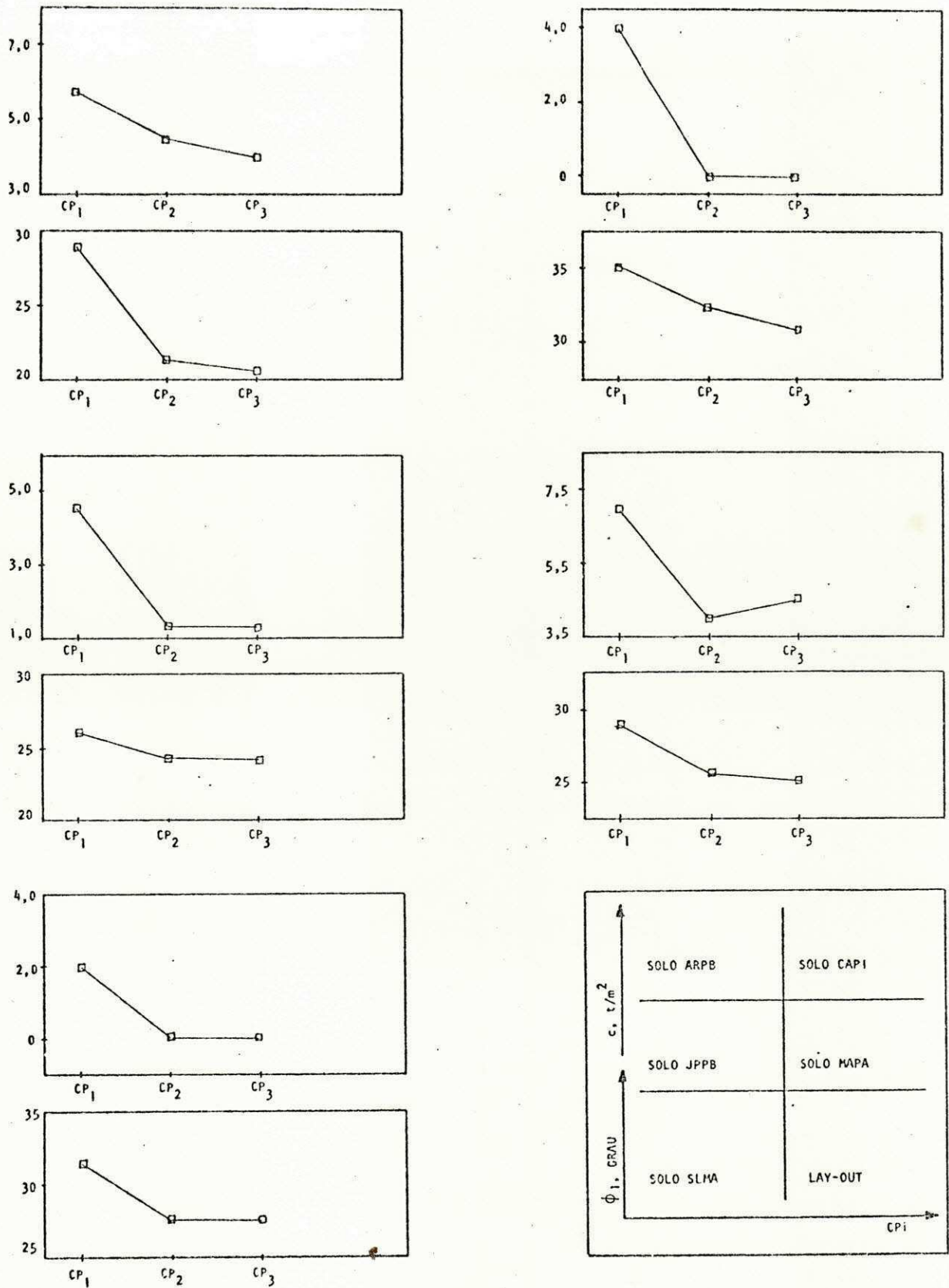


FIGURA 4.3.3.L - Coesão (c) x CPI e Ângulo de Atrito Interno (ϕ_1) x CPI.

ao se passar do CP₁ para o CP₂. No solo JPPB esta variação foi de:

$$4,5 \text{ t/m}^2 \text{ para } 1,3 \text{ t/m}^2$$

no solo MAPA de:

$$7,0 \text{ t/m}^2 \text{ para } 4,0 \text{ t/m}^2$$

e no solo SLMA de:

$$2,0 \text{ t/m}^2 \text{ para } 0,0 \text{ t/m}^2$$

Quanto ao ângulo de atrito interno do solo (ϕ_1) o mesmo diminuiu do CP₁ para o CP₂. No solo ARPB de:

$$28^\circ \text{ para } 21^\circ$$

no solo JPPB de:

$$26^\circ \text{ para } 24^\circ$$

no solo MAPA de:

$$29^\circ \text{ para } 25,5^\circ$$

no solo SLMA de:

$$31,5^\circ \text{ para } 27,5^\circ$$

Com base nos resultados apresentados (Figura 4.3.3.L), verificou-se que o valor da coesão é maior em CP₁. Nos solos ARPB, JPPB e MAPA tal comportamento se deve à maior atração entre as partículas do solo surgida em consequência da variação do teor de umidade e provável ocorrência de estrutura floculada em CP₁. Com relação a "coesão" apresentada nos solos CAPI e SLMA, é provável que essas foram uma consequência de pressões de sucção surgidas na ruptura com a expansão do corpo de prova (Figura 4.3.3.D). Com relação ao ângulo de atrito interno do solo observou-se que este foi maior em CP₁, isto devido a maior massa específica aparente seca neste corpo de prova.

Portanto, dos resultados apresentados para coesão, ângulo de atrito interno do solo e módulo de elasticidade secante, verificou-se existir uma variação das propriedades de resistência e elasticidade ao longo dos corpos de prova compactados estaticamente, apresentando-se esta variação predominante entre o CP₁ e o CP₂. Então, como se sabe que a compactação apresentou melhor performance para o primeiro terço do corpo de pro

va (CP_1), e para minimizar-se a variação de γ_s e u_s (seção 4.3.1) decidiu-se moldar corpos de prova para se estudar o efeito das energias térmica e mecânica na resistência ao cisalhamento com 5 cm de altura, ou seja, 0,36 da altura dos corpos de prova moldados para o estudo do gradiente de resistência.

4.3.4 - Efeito das Energias Térmica e Mecânica no Módulo de Elasticidade Secante (E_s) e nos Parâmetros de Resistência: Coesão (c) e Ângulo de Atrito Interno do Solo (ϕ_i , $i = 1$ e 2)

4.3.4.1 - Introdução

Tomando-se como base as características de plasticidade e granulometria dos solos, fêz-se inicialmente uma analogia entre os comportamentos de deformação vertical e o comportamento apresentado pelos solos tipicamente argilosos e arenosos (dependendo do solo ser plástico ou não plástico respectivamente). Fêz-se ainda, uma abordagem sucinta sobre as envoltórias de resistência.

A influência das formas de energias térmica e mecânica na resistência ao cisalhamento, foi analisada considerando-se os dois parâmetros distintos, c e ϕ_i . As influências das energias térmica e mecânica no comportamento da tensão cisalhante, pode ser verificado através do comportamento do módulo de elasticidade (E_s) visto que este parâmetro é uma função da tensão cisalhante e da deformação específica horizontal.

4.3.4.2 - Comportamento dos Solos Estudados

As Figuras 4.3.4.2.A à 4.3.4.2.E mostram o comportamento tensão cisalhante x deformação específica horizontal dos solos ARPB, JPPB, MAPA, SLMA e CAPI respectivamente. Os corpos de prova cujos comportamentos estão apresentados nestas figuras foram moldados com solo seco a diferentes níveis de energia térmica (25°C /secagem ao ar, 60°C e 110°C), na umidade ótima de compactação da energia mecânica equivalente à do Proctor normal, e sujeitos as tensões confinantes (σ_v) de

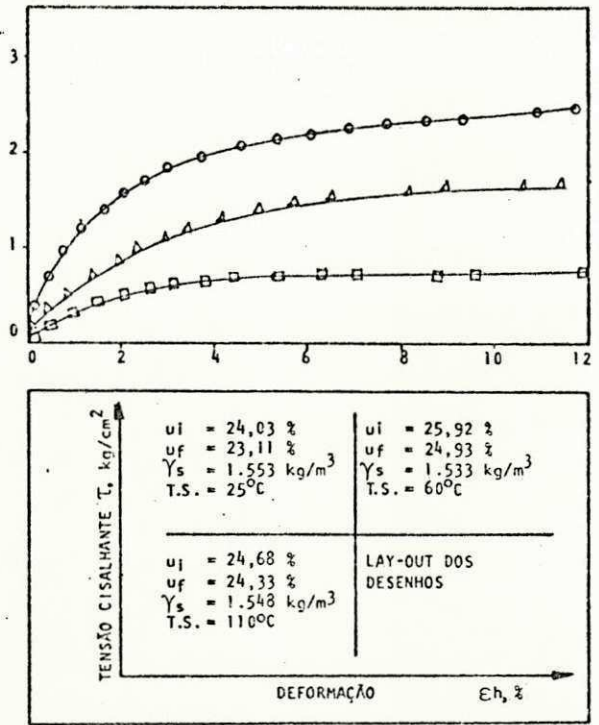
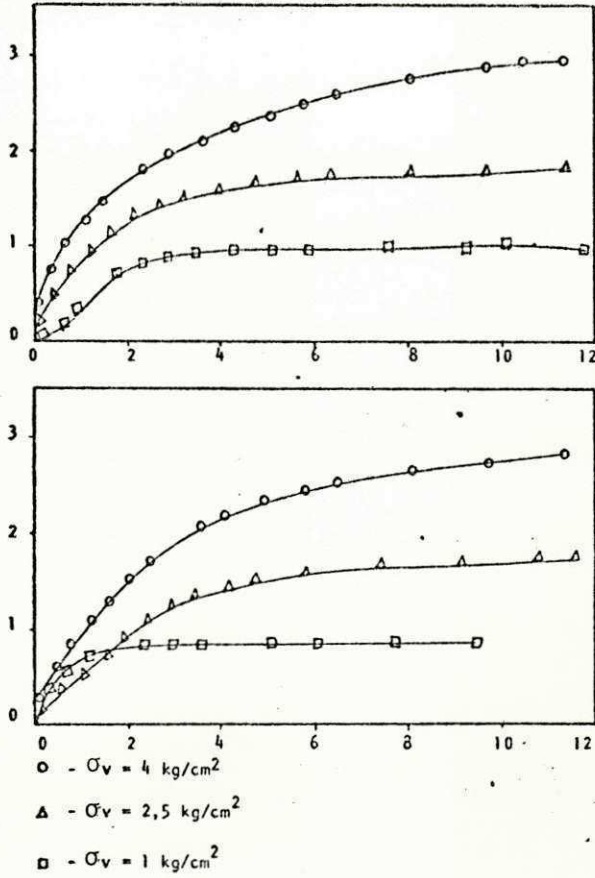


FIGURA 4.3.4.2.A - Tensão Cisalhante (τ) x Deformação Específica Horizontal (ϵ_h), Solo ARPB.

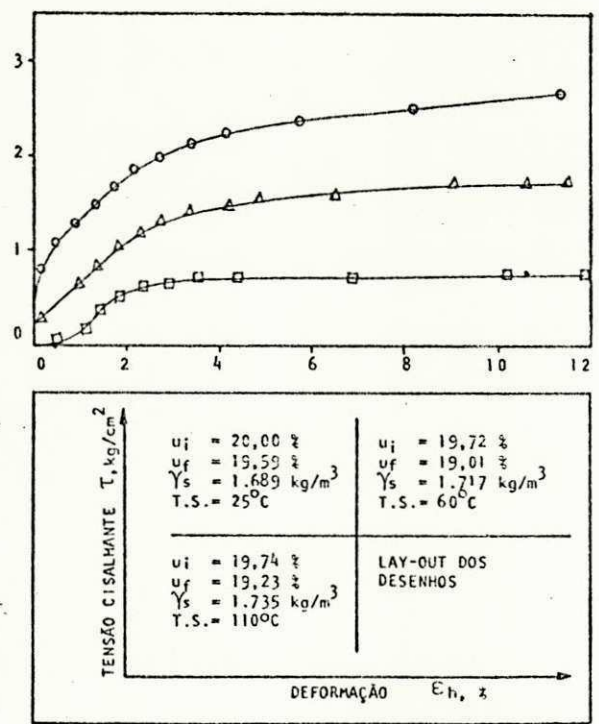
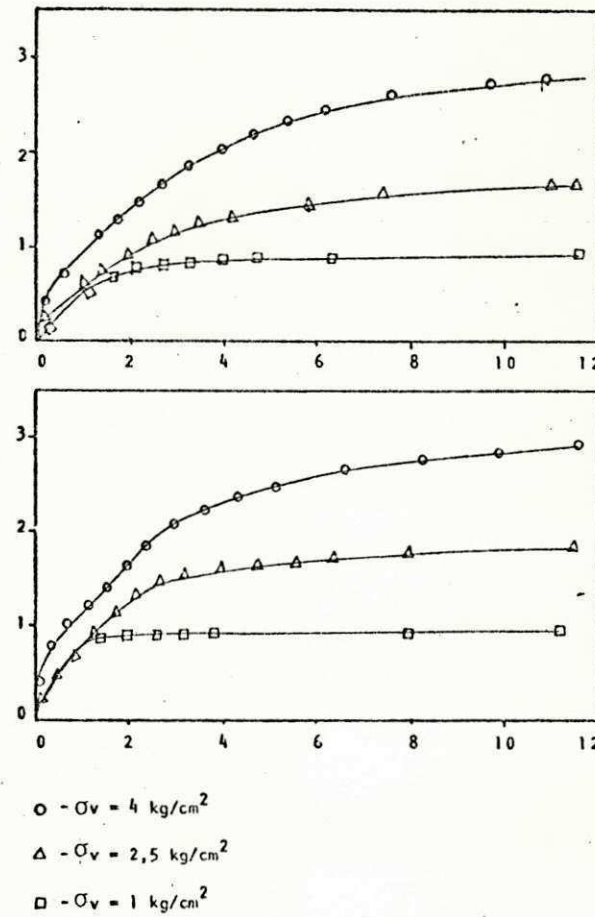
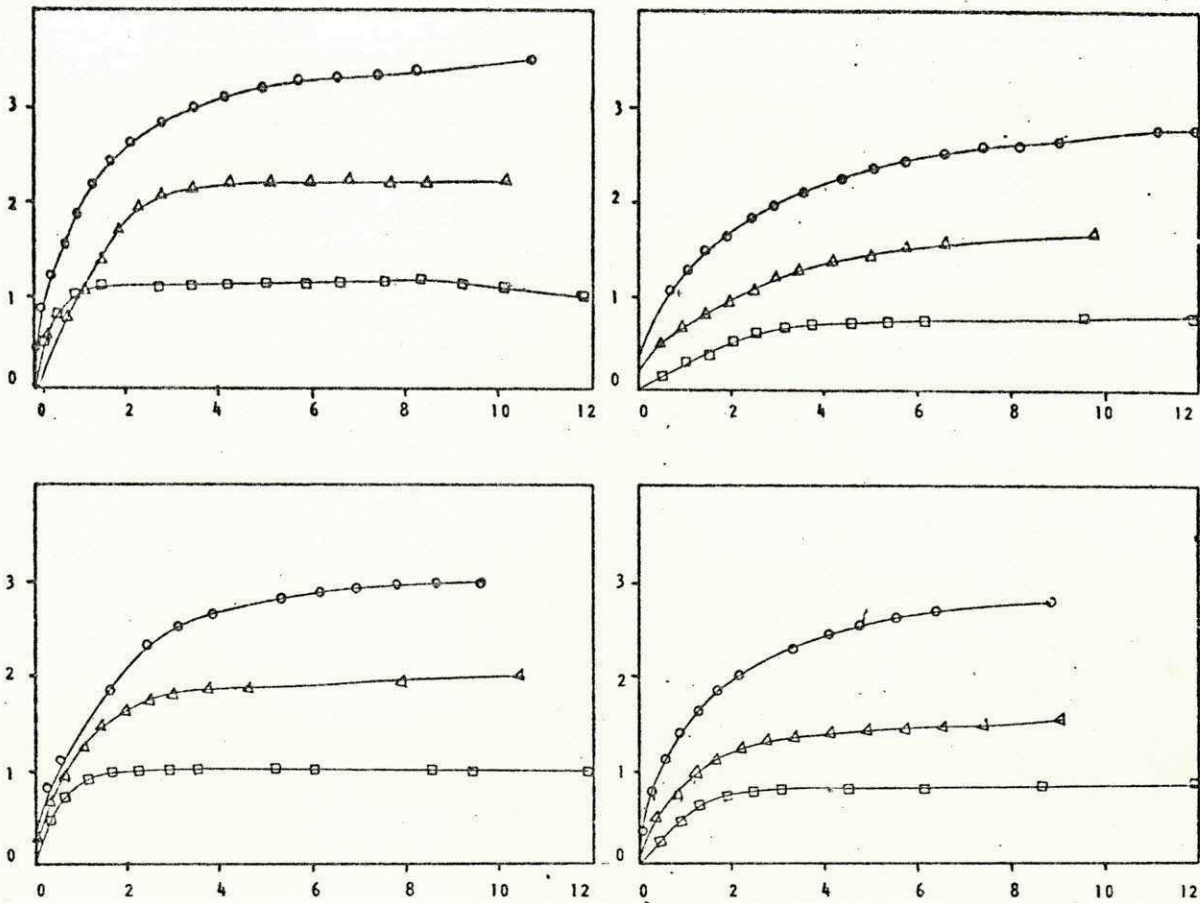
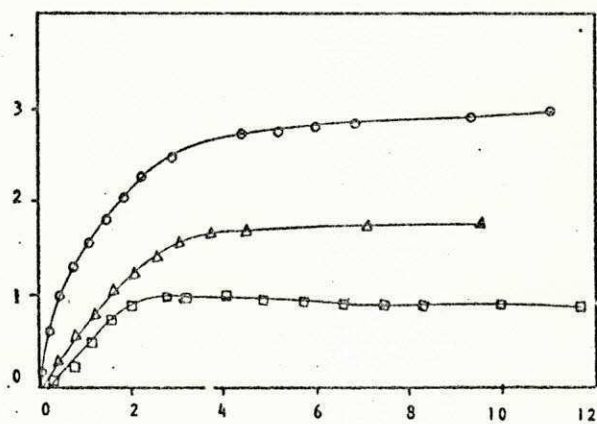


FIGURA 4.3.4.2.B - Tensão Cisalhante (τ) x Deformação Específica Horizontal (ϵ_h), Solo JPPB.

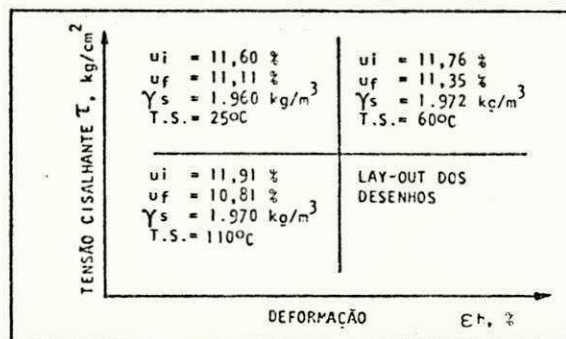
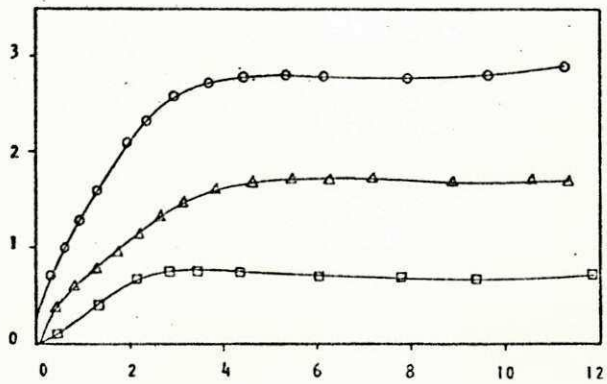
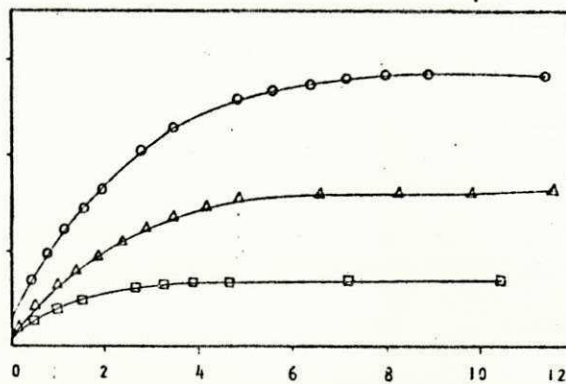
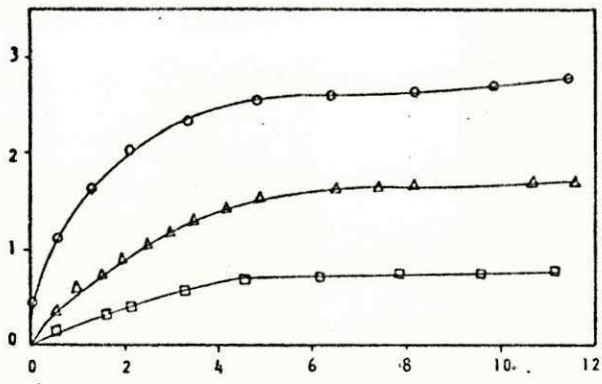


- - $\sigma_v = 4 \text{ kg/cm}^2$
- △ - $\sigma_v = 2,5 \text{ kg/cm}^2$
- - $\sigma_v = 1 \text{ kg/cm}^2$

FIGURA 4.3.4.2.C - Tensão Cisalhante (T) x Deformação Específica Horizontal (Eh), Solo MAPA.

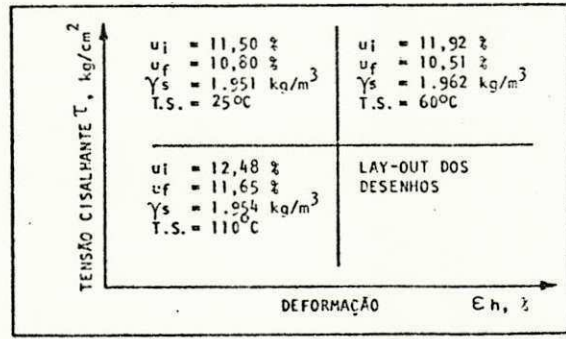
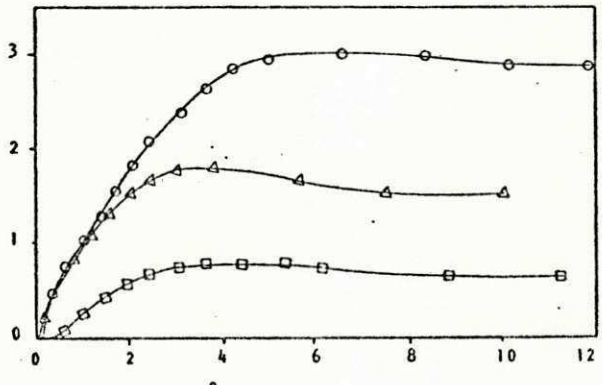
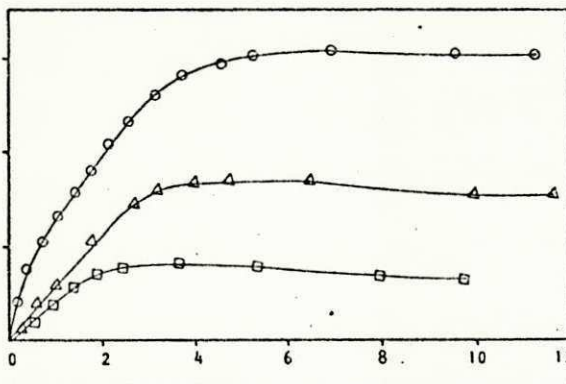
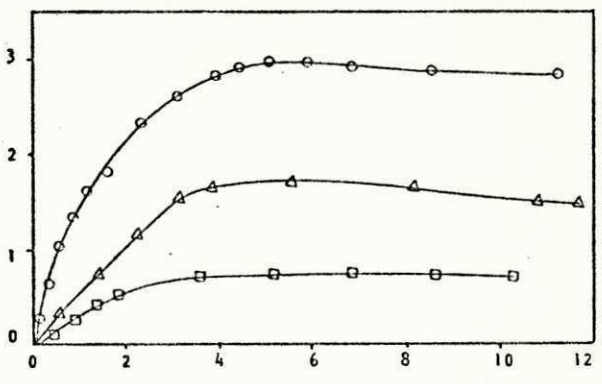


TENSÃO CISALHANTE T_s , kg/cm^2	$u_i = 19,47 \%$ $u_f = 18,44 \%$ $\gamma_s = 1.706 \text{ kg/m}^3$ T.S. = 25°C	$u_i = 21,09 \%$ $u_f = 20,13 \%$ $\gamma_s = 1.678 \text{ kg/cm}^3$ T.S. = 60°C	
	$u_i = 19,36 \%$ $u_f = 18,55 \%$ $\gamma_s = 1.714 \text{ kg/m}^3$ T.S. = 25°C	$u_i = 20,76 \%$ $u_f = 19,62 \%$ $\gamma_s = 1.697 \text{ kg/m}^3$ T.S. = 60°C	
	$u_i = 20,49 \%$ $u_f = 19,52 \%$ $\gamma_s = 1.686 \text{ kg/m}^3$ T.S. = 110°C	LAY-OUT DOS DESENHOS	
	DEFORMAÇÃO E_h , %		



- - $\sigma_v = 4 \text{ kg/cm}^2$
- △ - $\sigma_v = 2,5 \text{ kg/cm}^2$
- - $\sigma_v = 1 \text{ kg/cm}^2$

FIGURA 4.3.4.2.D - Tensão Cisalhante (τ) x Deformação Específica Horizontal (ϵ_h), Solo SLMA.



- - $\sigma_v = 4 \text{ kg/cm}^2$
- △ - $\sigma_v = 2,5 \text{ kg/cm}^2$
- - $\sigma_v = 1 \text{ kg/cm}^2$

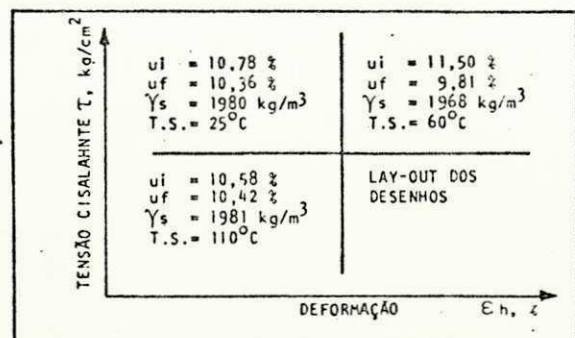
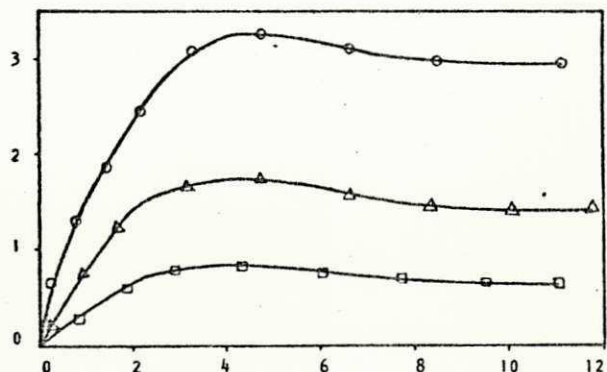
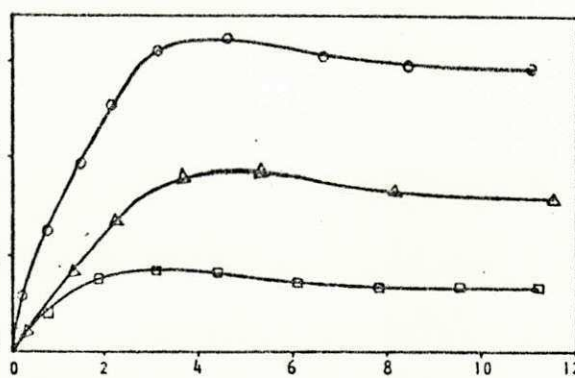
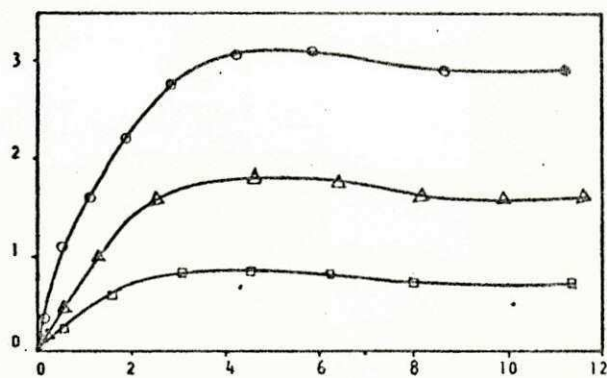
FIGURA 4.3.4.2 E - Tensão Cisalhante (τ) x Deformação Específica Horizontal (ϵ_h), Solo CAPI, Proctor Normal.

1 kg/cm², 2,5 kg/cm² e 4,0 kg/cm². As Figuras 4.3.4.2.F e 4.3.4.2.G apresentam ainda o comportamento tensão cisalhante x deformação específica horizontal para os corpos de prova moldados com o solo CAPI nas energias mecânicas equivalentes às dos Proctor intermediário e modificado respectivamente. O comportamento deformação específica vertical x deformação específica horizontal dos solos ARPB, CAPI, JPPB, MAPA e SLMA é ilustrado nas Figuras 4.3.4.2.H à M respectivamente. Observa-se destas figuras que os solos argilosos (ARPB, JPPB e MAPA) apresentaram comportamento variando entre o característico de argilas normalmente adensadas e o característico de argilas sobre-adensadas, enquanto nos solos arenosos (CAPI e SLMA) estes comportamentos variaram entre o característico de areia fofa e o característico de areia compacta. Tais variações de comportamento foram verificadas ao se alterar a umidade de moldagem, a energia mecânica de compactação e o nível de tensão vertical de confinamento.

As Figuras 4.3.4.2.N à 4.3.4.2.U apresentam as envoltórias de resistência para os solos ARPB, CAPI e MAPA. Verifica-se que o solo ARPB apresentou os pontos tensão cisalhamento x tensão vertical de confinamento predominantemente alinhados. Os solos CAPI, JPPB e SLMA no entanto, apresentaram envoltórias não lineares. Comportamento mais diversificado foi apresentado pelo solo MAPA. Lohnes e Handy (1968), estudando o comportamento de um solo laterítico, verificou que sua envoltória de resistência era formada por dois segmentos retos, sendo que o ponto de mudança de inclinação não corresponde necessariamente a tensão de sobre-adensamento como ocorre para os solos não lateríticos. Como na presente pesquisa utilizou-se 3 níveis de tensão vertical de confinamento, optou-se por traçar envoltórias curvas para os casos em que o solo não apresentasse comportamento linear contínuo.

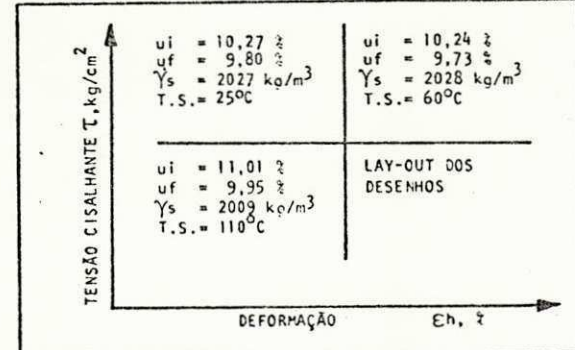
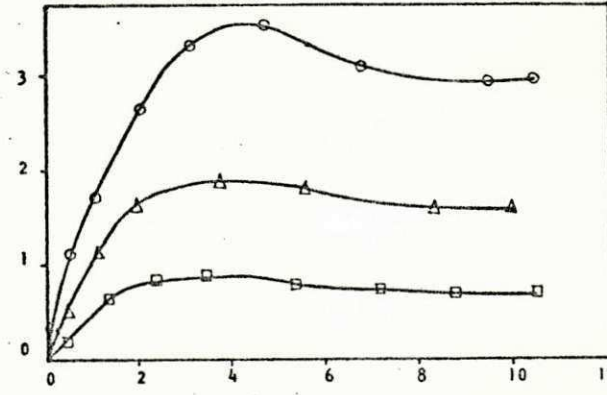
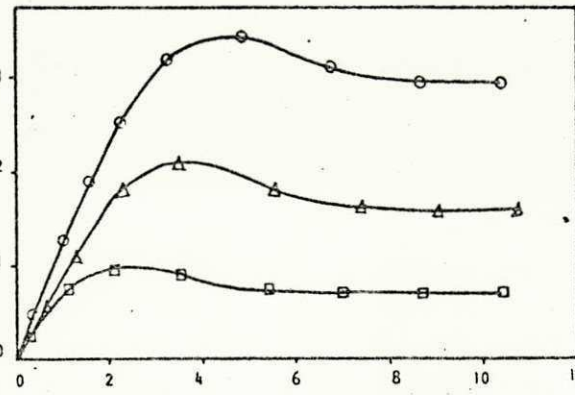
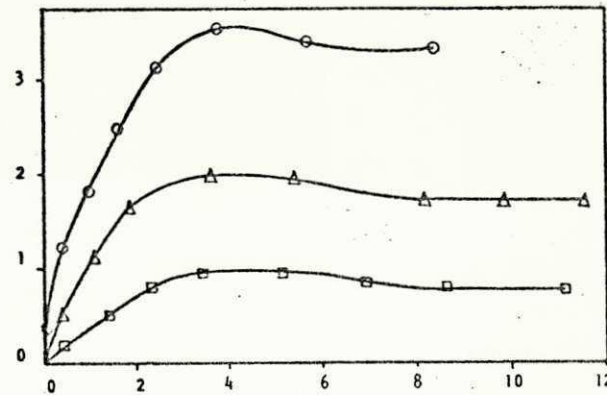
4.3.4.3 - Efeito das Energias Térmica e Mecânica no Módulo de Elasticidade Secante (Es)

Com a finalidade de se verificar a influência das energias térmica e mecânica na característica elástica dos solos



- - $\sigma_v = 4 \text{ kg/cm}^2$
- △ - $\sigma_v = 2,5 \text{ kg/cm}^2$
- - $\sigma_v = 1 \text{ kg/cm}^2$

FIGURA 4.3.4.2.F - Tensão Cisalhante (T) x Deformação Específica Horizontal (Eh), Solo CAPI, Proctor Intermediário.



- - $\sigma_v = 4 \text{ kg/cm}^2$
- △ - $\sigma_v = 2,5 \text{ kg/cm}^2$
- - $\sigma_v = 1 \text{ kg/cm}^2$

FIGURA 4.3.4.2.G - Tensão Cisalhante (T) x Deformação Específica Horizontal (Eh), Solo CAPI, Proctor Modificado.

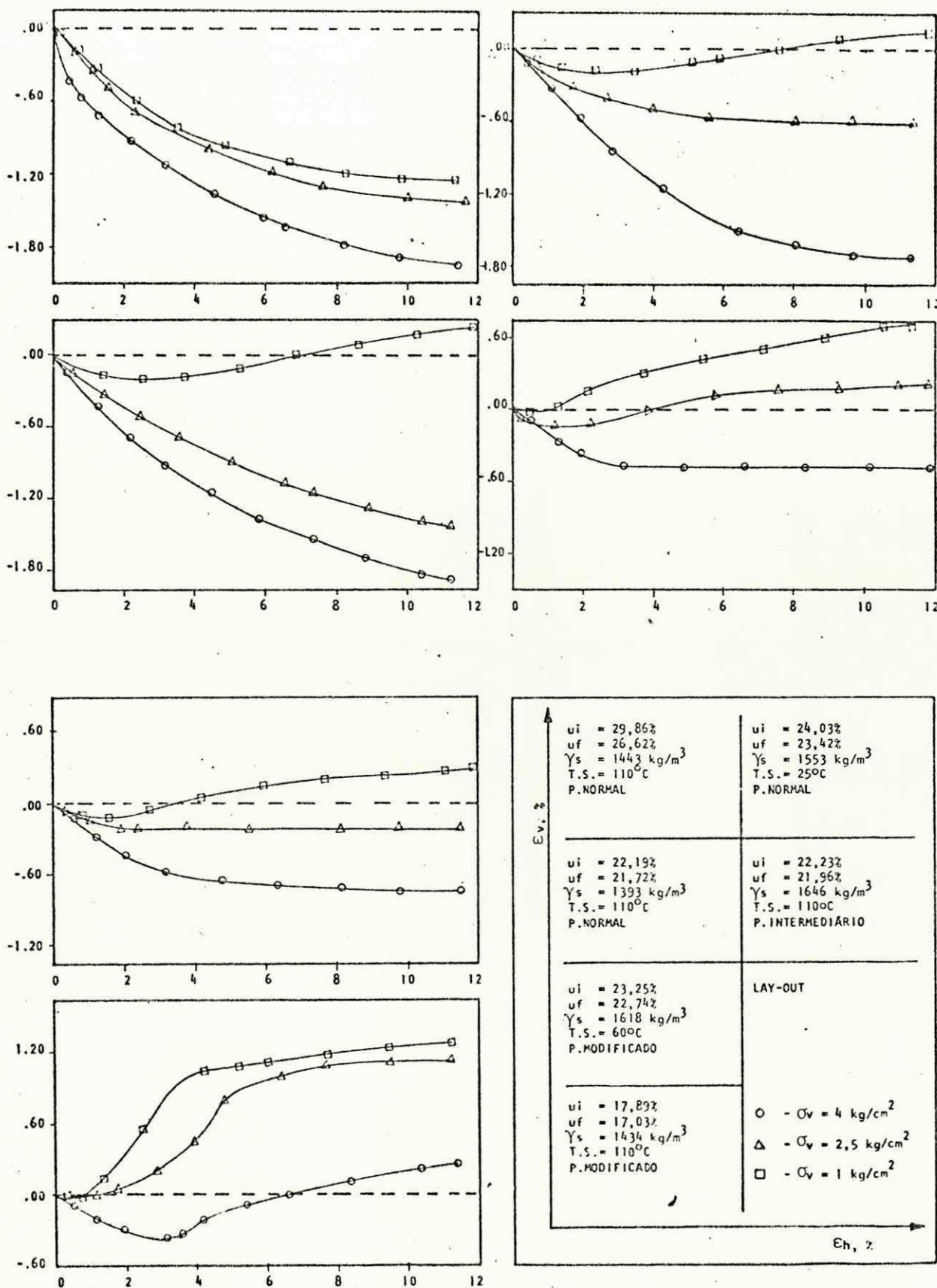


FIGURA 4.3.4.2.H - Deformação Vertical (E_v) x Deformação Horizontal (E_h), Solo ARP.

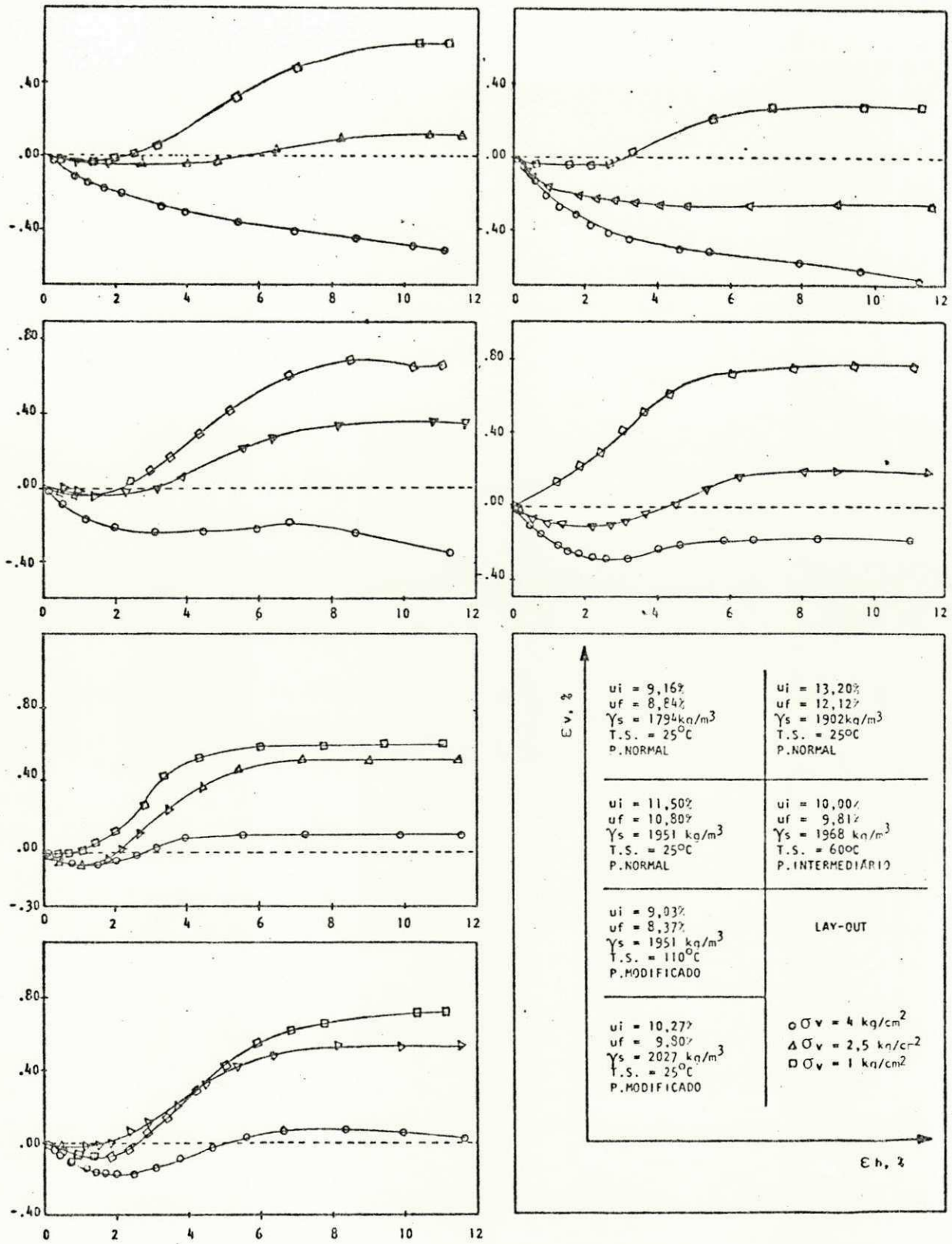


FIGURA 4.3.4.2.1 - Deformação Vertical (E_v) x Deformação Horizontal (E_h), Solo CAPI.

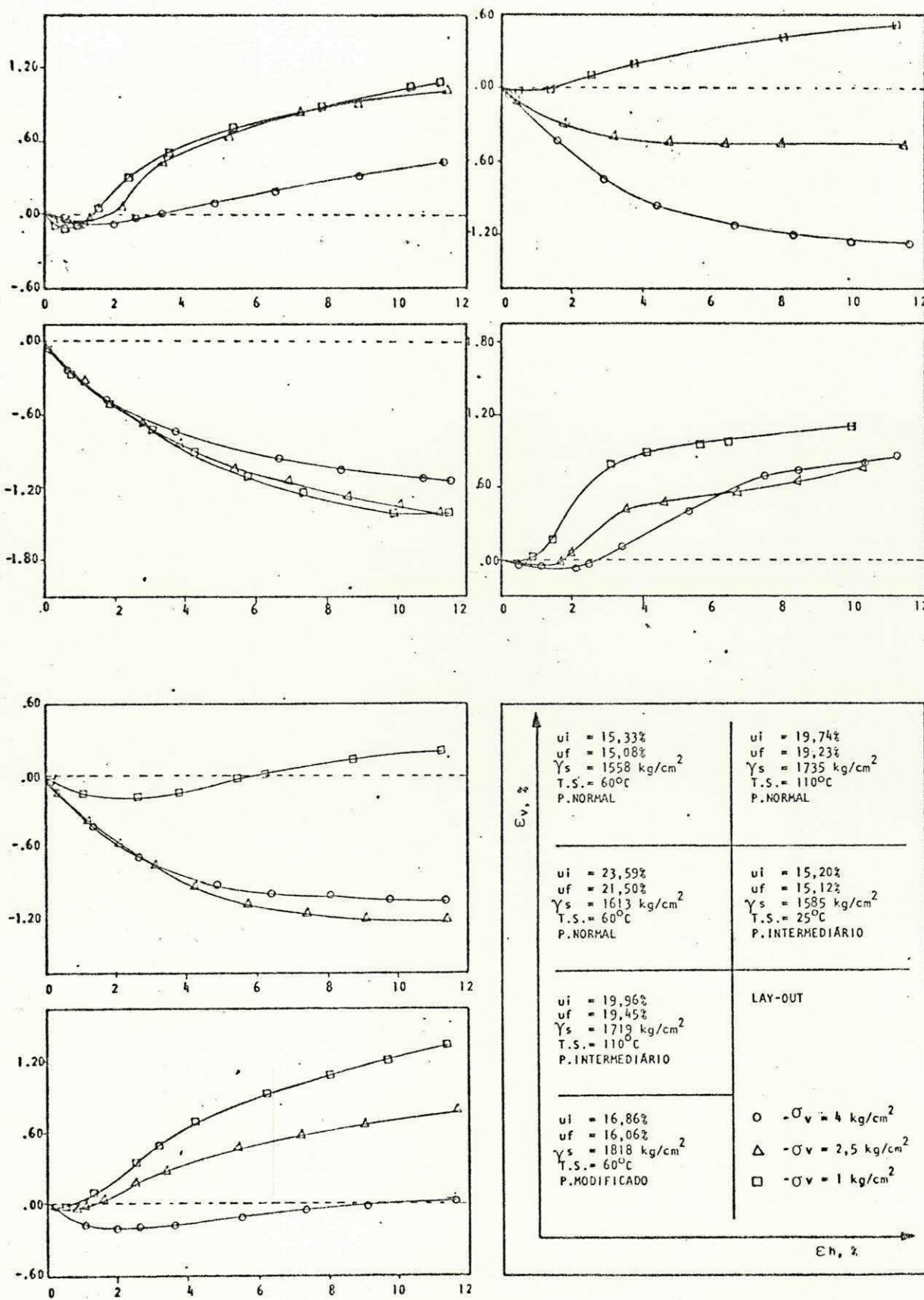


FIGURA 4.3.4.2.J - Deformação Vertical (Ev) x Deformação Horizontal (Eh), Solo JPPB.

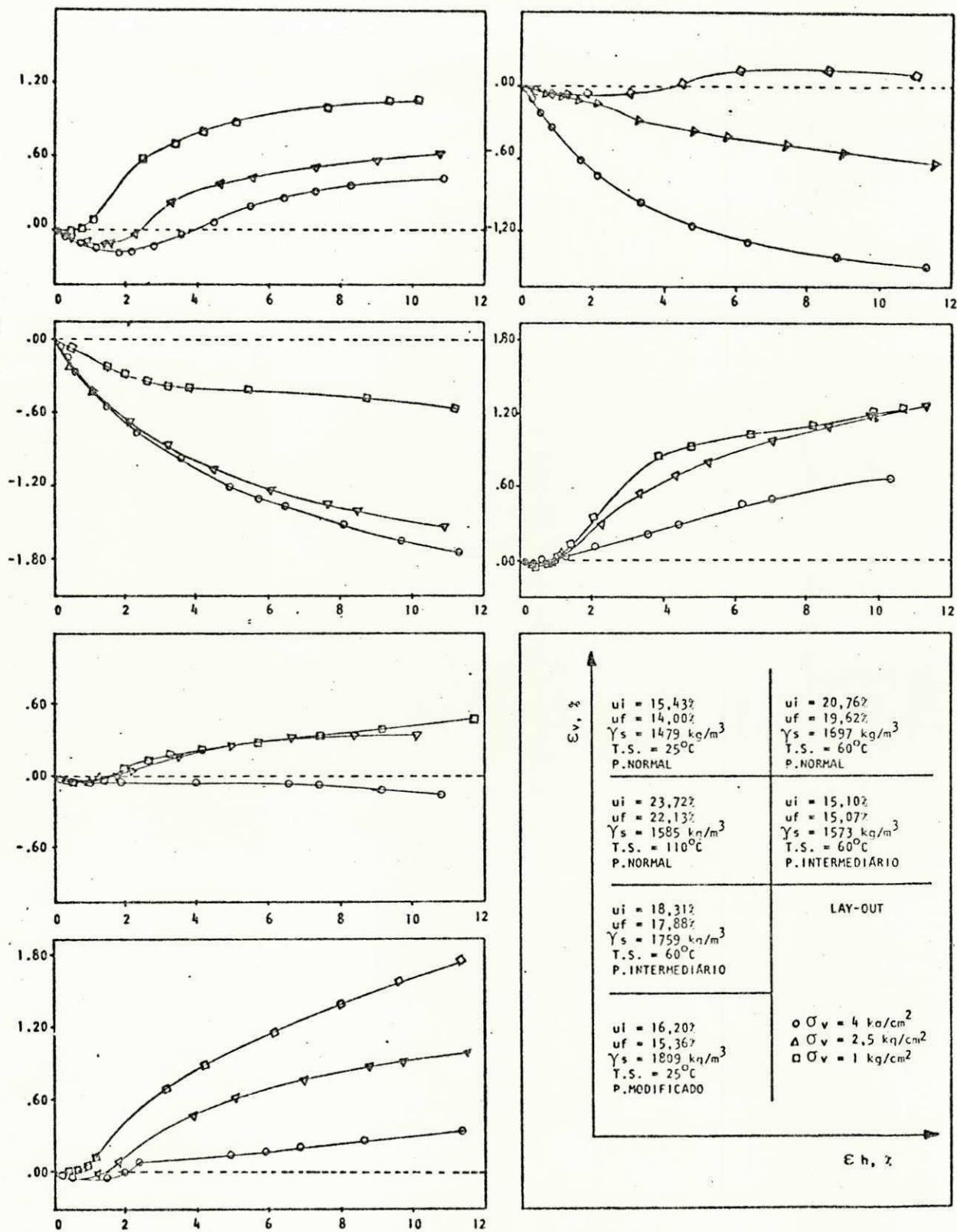


FIGURA 4.3.4.2.L- Deformação Vertical (ϵ_v) x Deformação Horizontal (ϵ_h), Solo MAPA.

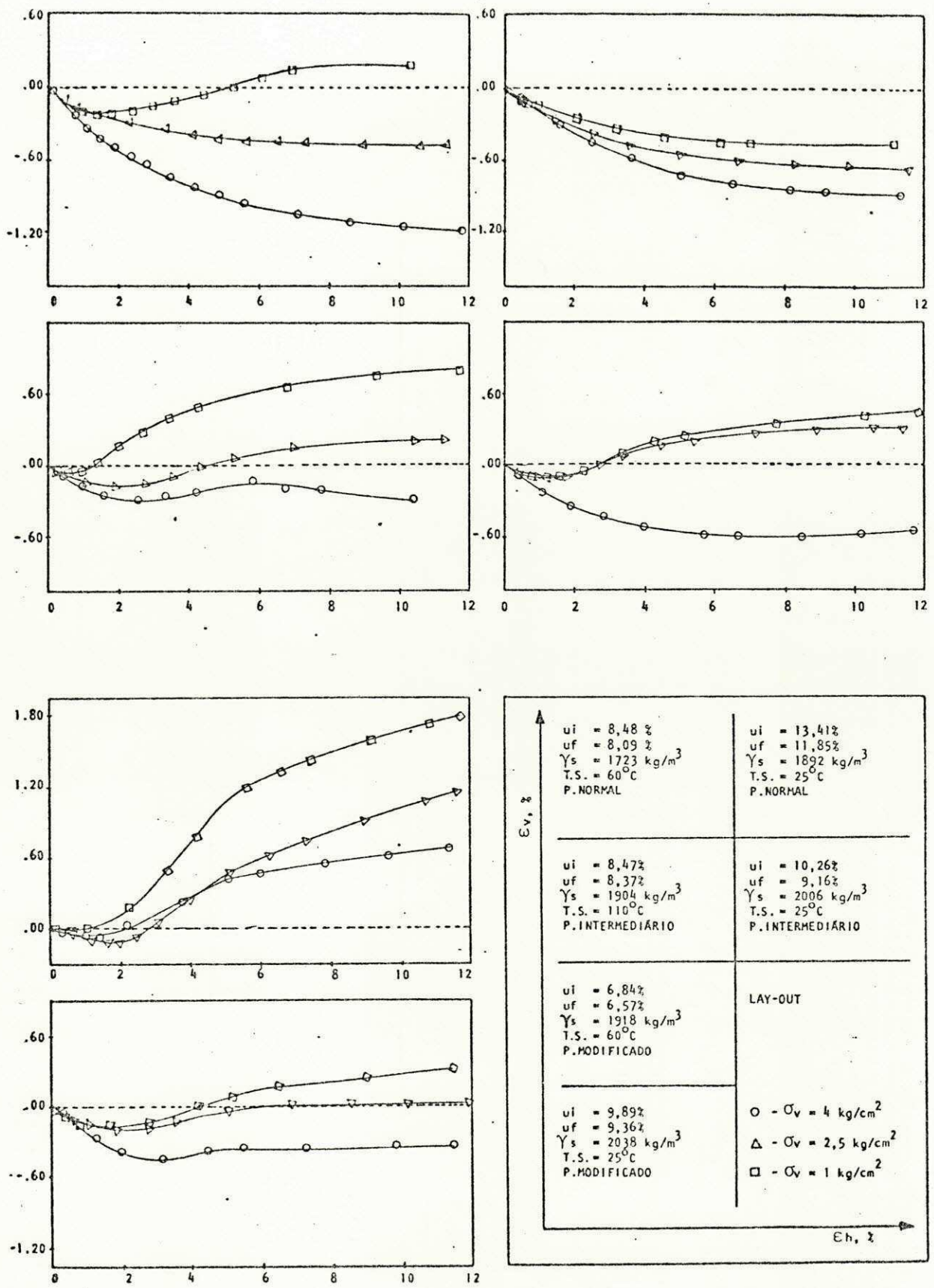
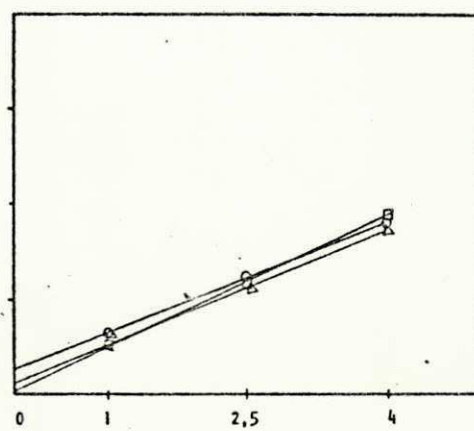
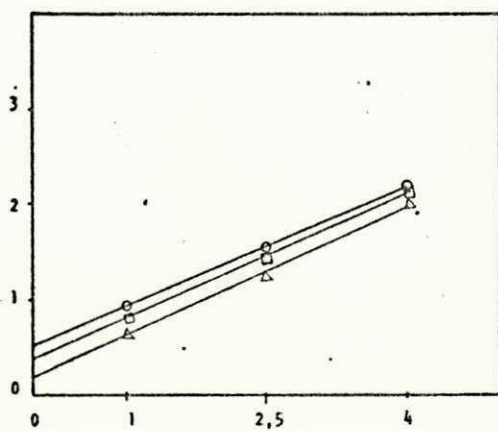
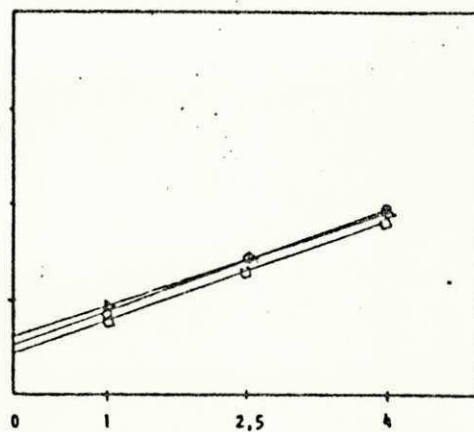
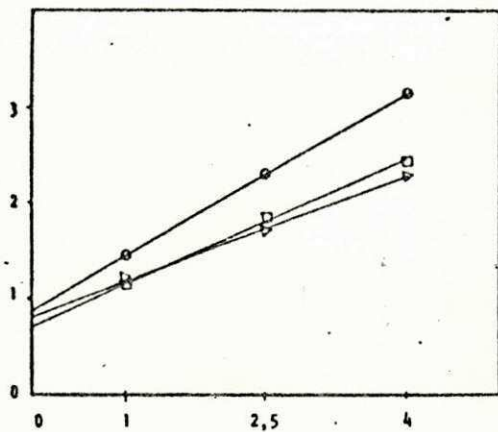


FIGURA 4.3.4.2.M - Deformação Vertical (Ev) x Deformação Horizontal (Eh), Solo SLMA.



○ - T.S. = 25°C
 △ - T.S. = 60°C
 ◻ - T.S. = 110°C

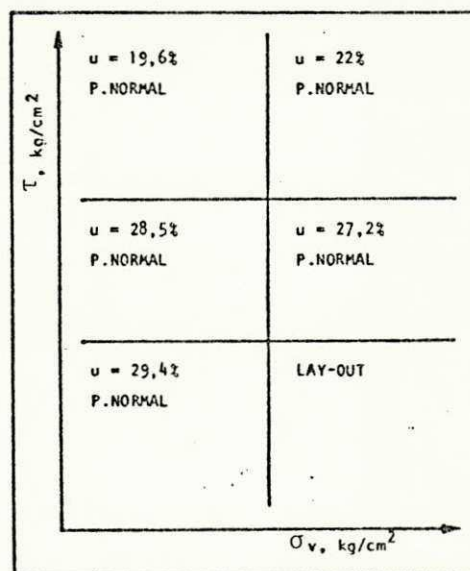
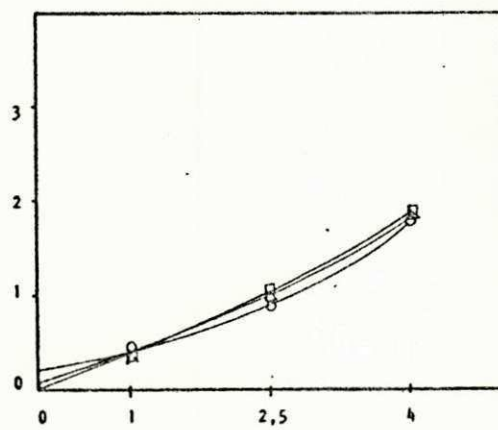


FIGURA 4.3.4.2.M - Tensão Cisalhante (T) x Tensão Vertical (σ_v), Solo ARPB.

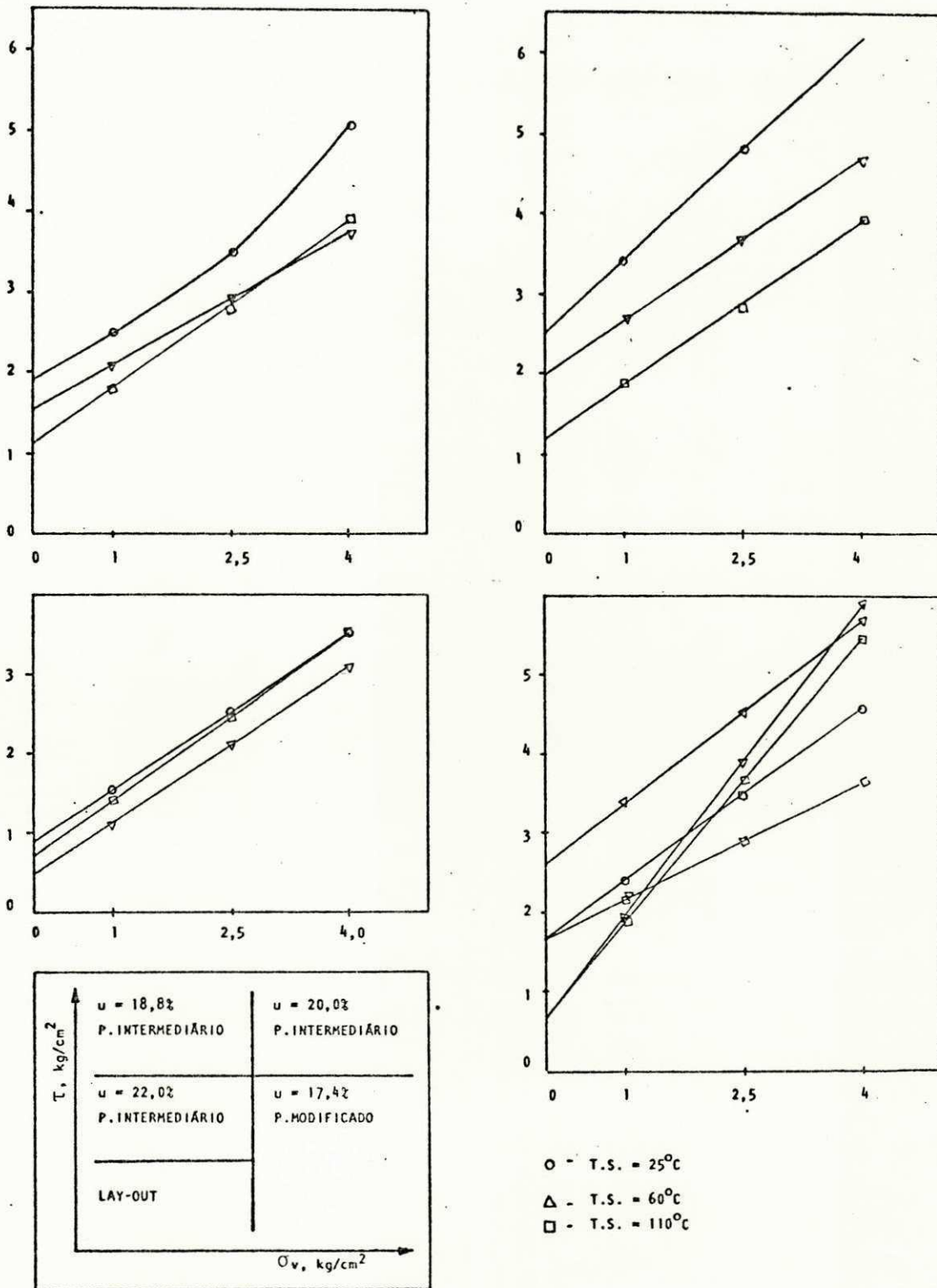
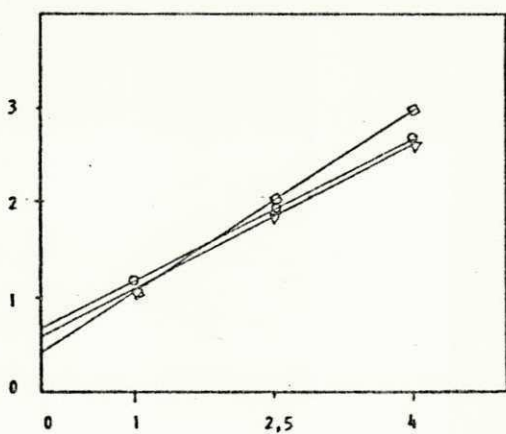
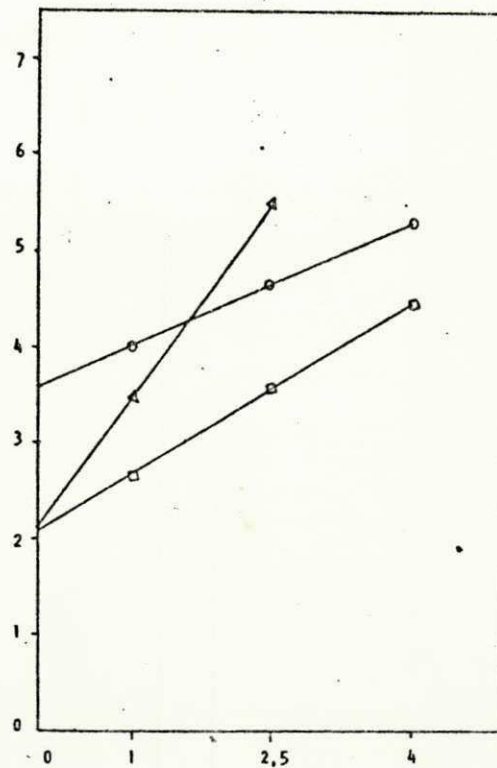
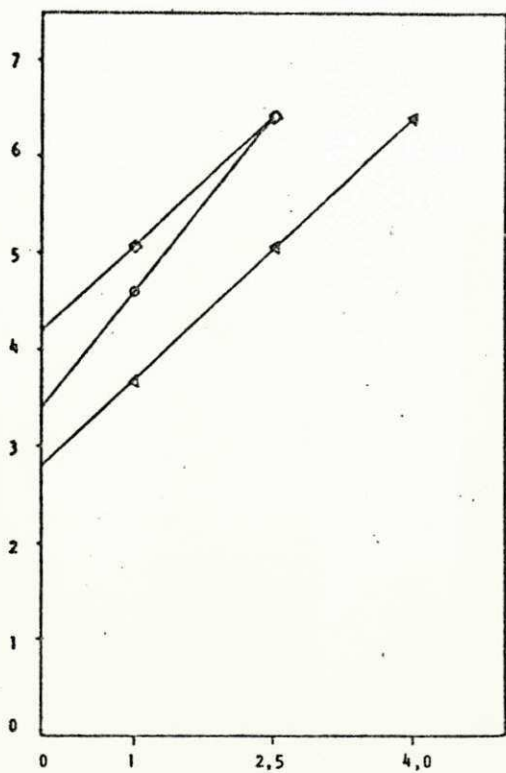


FIGURA 4.3.4.2.0 - Tensão Cisalhante (T) x Tensão Vertical (σ_v), Solo ARPB.



- - T.S. = 25°C
- Δ - T.S. = 60°C
- - T.S. = 110°C

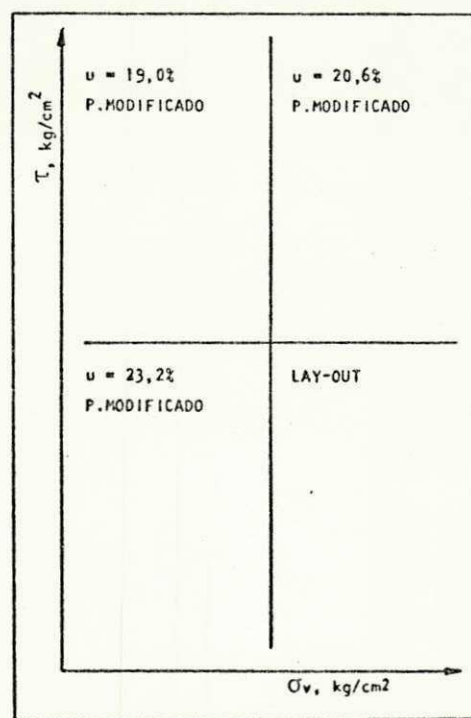


FIGURA 4.3.4.2.P - Tensão Cisalhante (τ) x Tensão Vertical (σ_v), Solo ARPB.

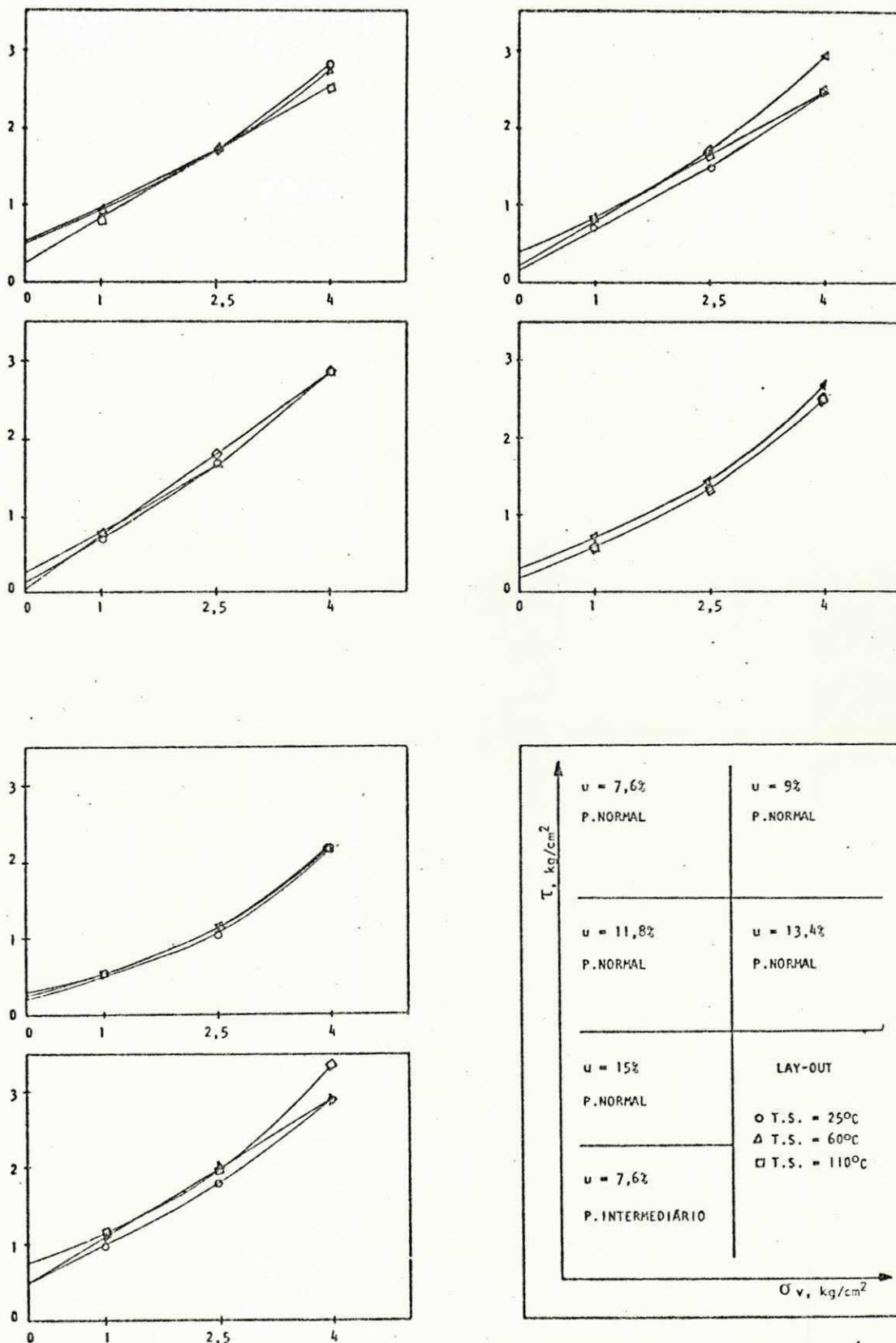


FIGURA 4.3.4.2.Q - Tensão Cisalhante (τ) x Tensão Vertical (σ_v), Solo CAPI.

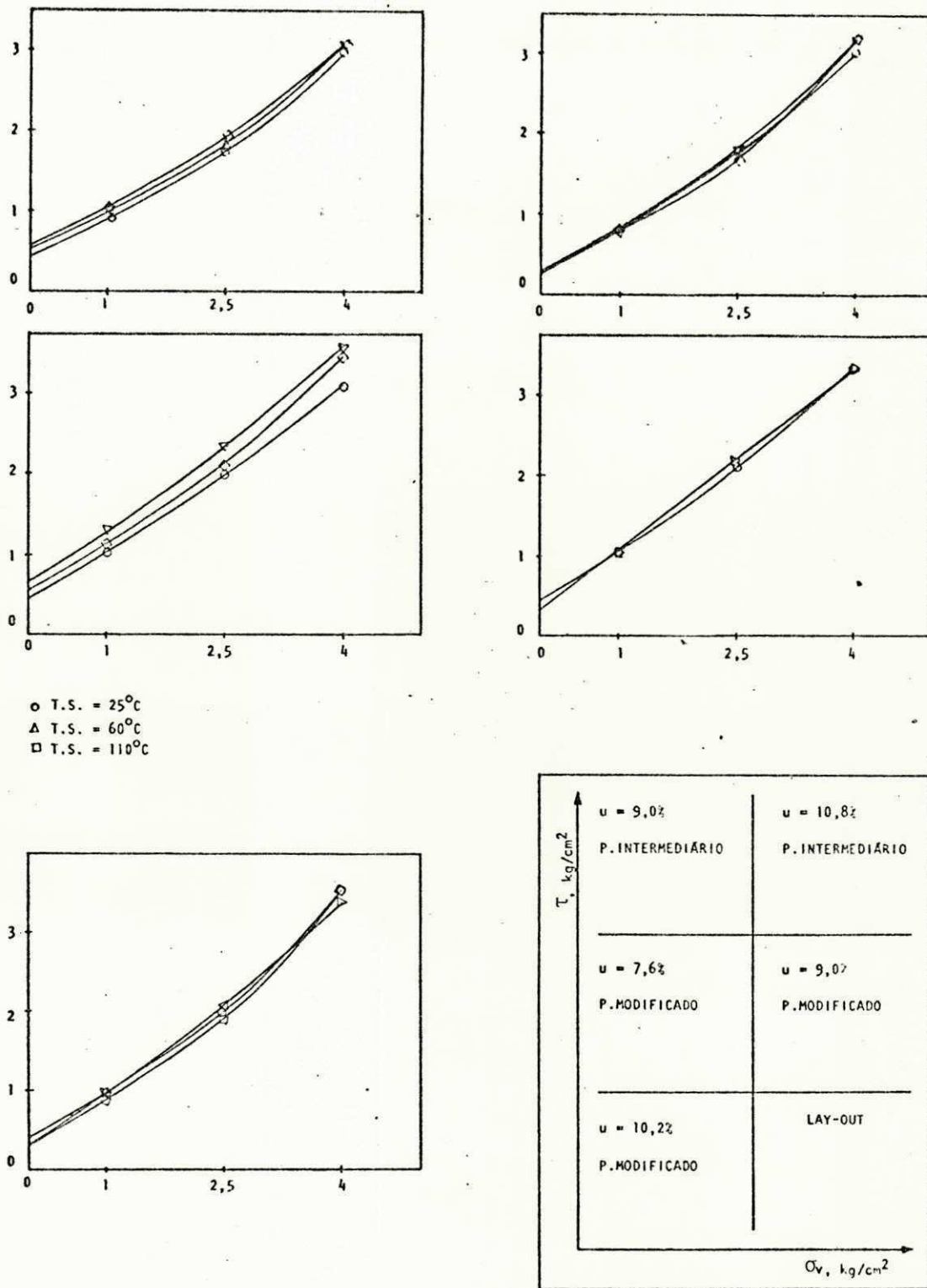


FIGURA 4.3.4.2.R - Tensão Cisalhante (τ) x Tensão Vertical (σ_v), Solo CAPI.

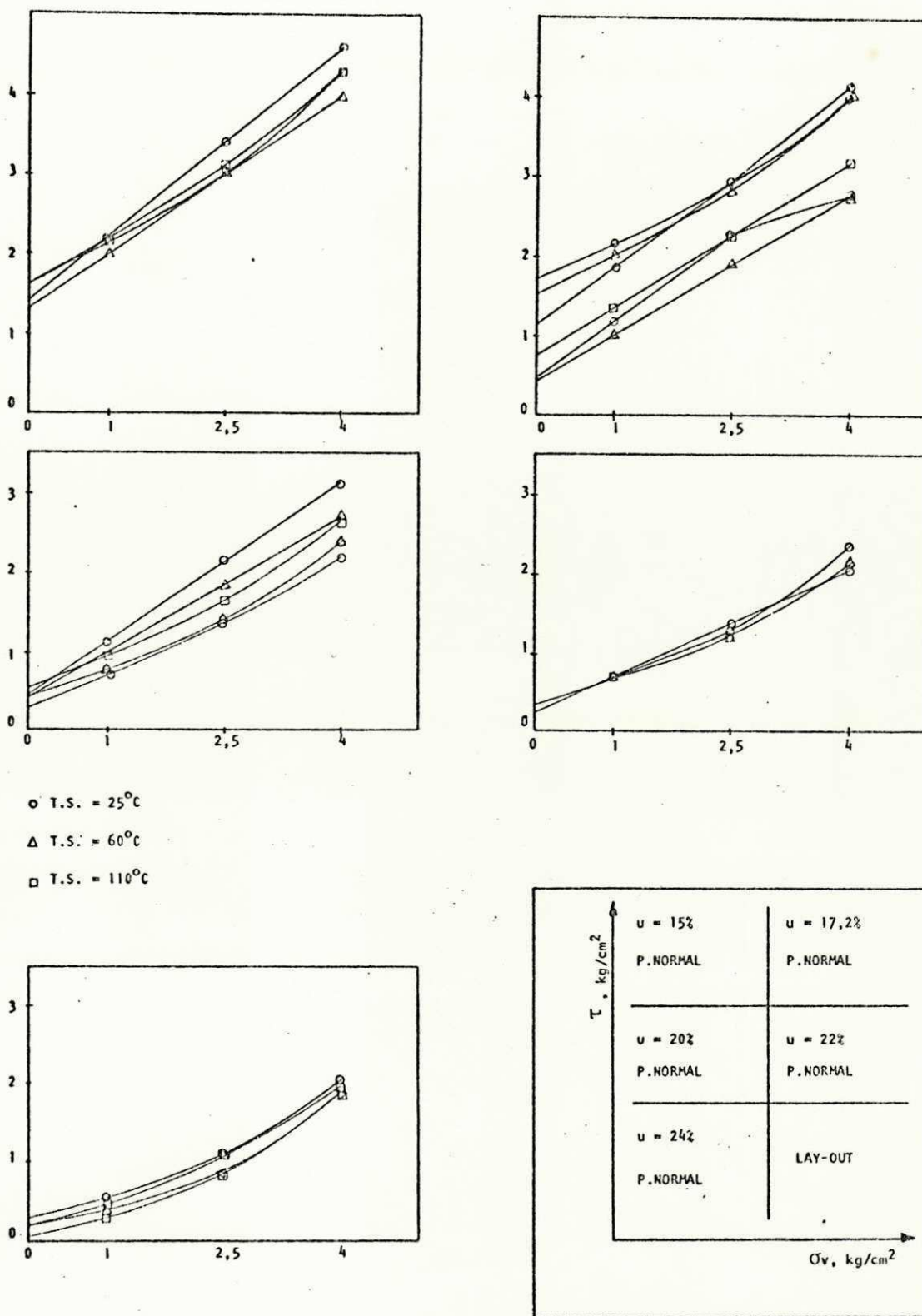


FIGURA 4.3.4.2.5 - Tensão Cisalhante (τ) x Tensão Vertical (σ_v), Solo MAPA.

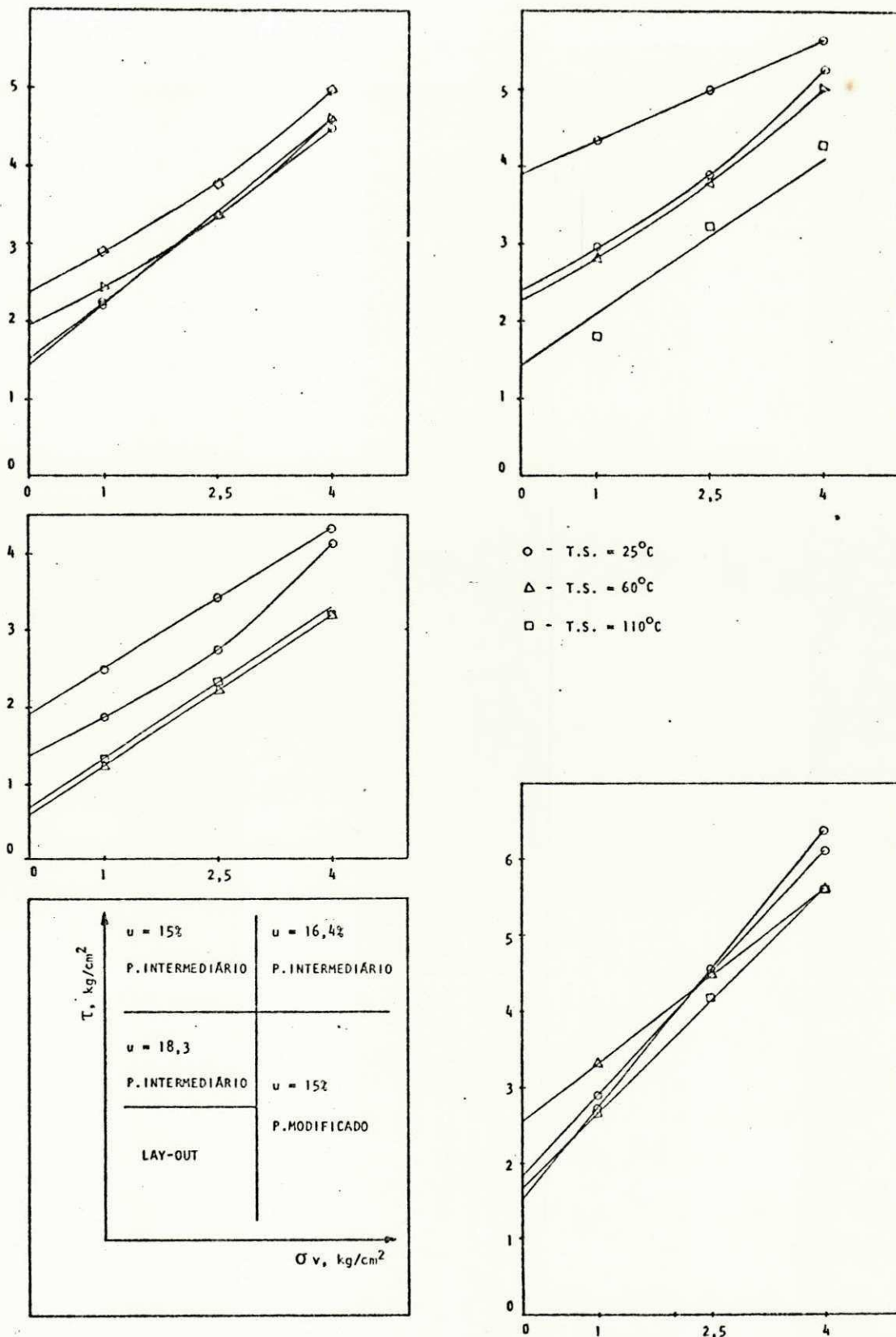
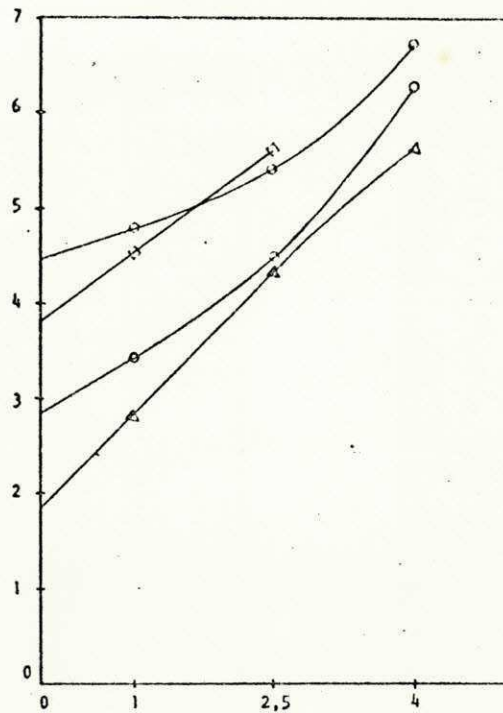
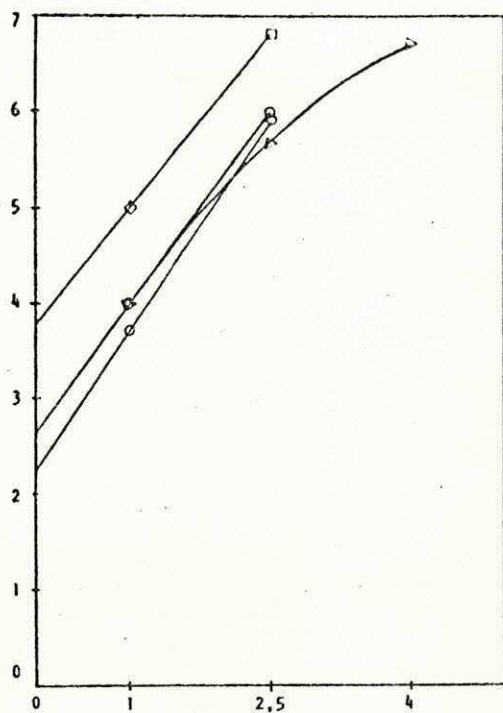


FIGURA 4.3.4.2.T - Tensão Cisalhante (T) x Tensão Vertical (σv), Solo MAPA.



○ T.S. = 25°C

△ T.S. = 60°C

□ T.S. = 110°C

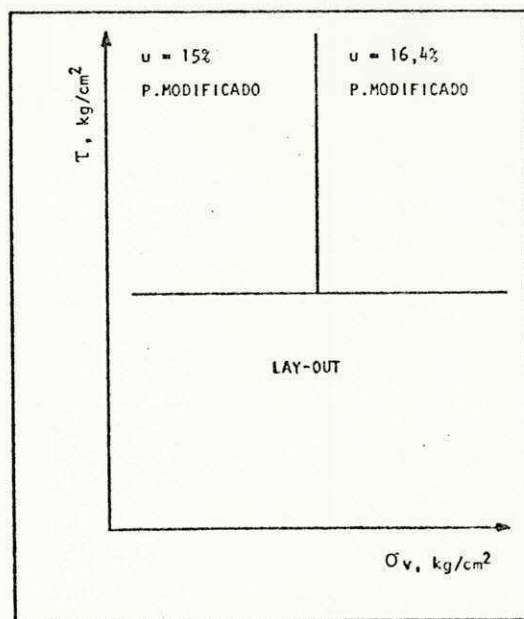


FIGURA 4.3.4.2.U - Tensão Cisalhante (T) x Tensão Vertical (σ_v), Solo MAPA.

los, foram determinados módulos de elasticidade secante (E_s). Estes módulos de elasticidade foram determinados das curvas tensão cisalhante (τ) x deformação específica horizontal (ϵ_h), considerando-se deformações particulares.

As Figuras 4.3.4.3.B, C, D, E, F, G, I, L e M mostram para os solos estudados (ARPB, CAPI, JPPB, MAPA e SLMA), o comportamento de variação do módulo de elasticidade secante com a deformação específica horizontal, para os corpos de prova moldados na condição de umidade ótima de compactação e máxima massa específica aparente seca nas energias mecânicas de compactação equivalentes às dos Proctor normal, intermediário e "modificado (apenas para os solos CAPI, JPPB e SLMA)". Verifica-se destas figuras, que E_s diminuiu com o aumento de ϵ_h . Estas reduções mostraram que E_s depende, além de outros fatores, do tipo de solo, nível de tensão confinante e nível de energia mecânica de compactação, o que implicou na aplicação de critérios distintos que propiciassem uma melhor análise da influência das energias térmica e mecânica no módulo de elasticidade secante (E_s).

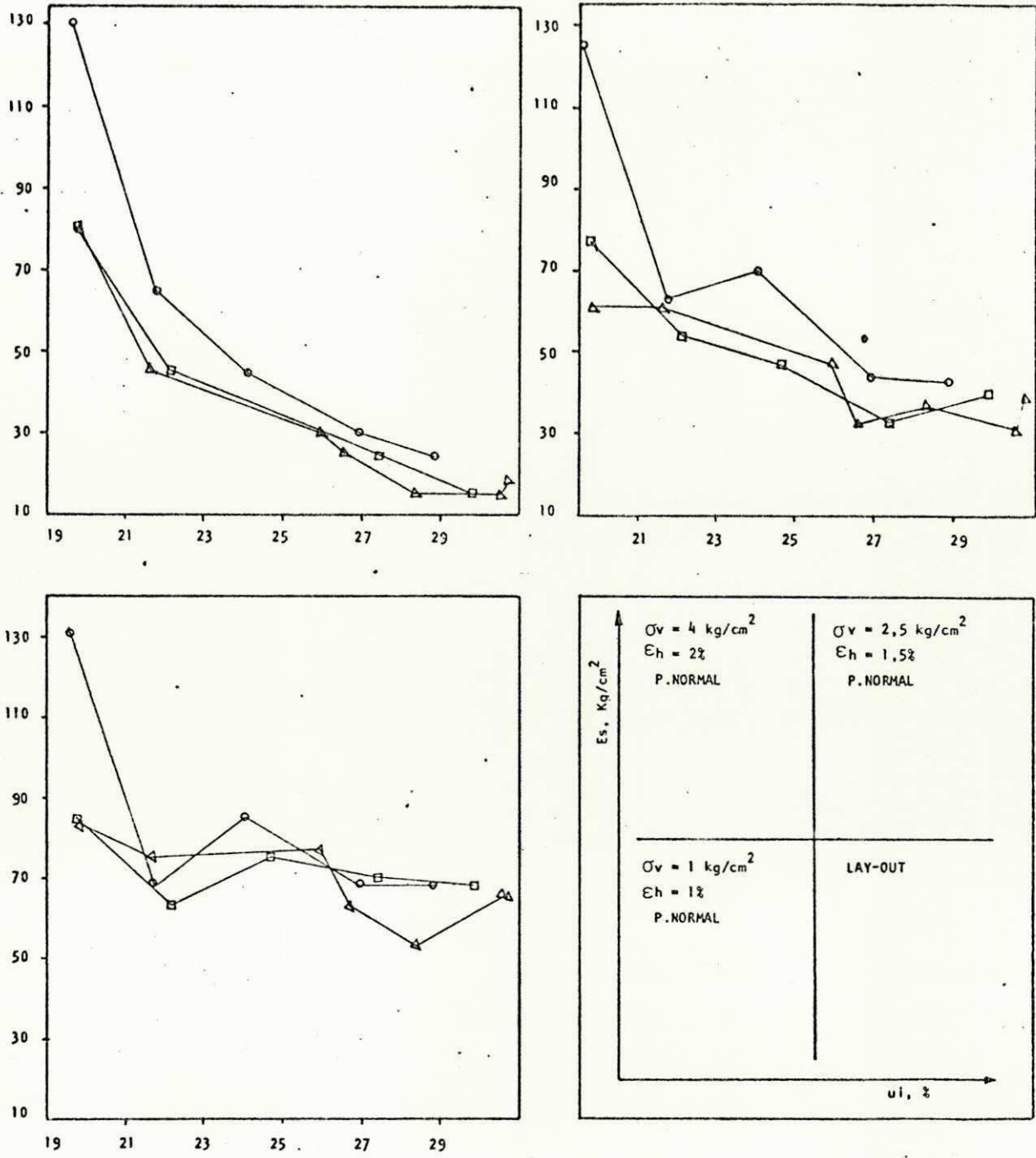
Para os solos ARPB, JPPB, MAPA e SLMA os módulos de elasticidade secante (E_s) foram calculados para os seguintes níveis de deformação específica horizontal (ϵ_h):

$\epsilon_h, \%$	$\sigma_v, \text{kg/cm}^2$
1,0	1,0
1,5	2,5
2,0	4,0

Para o solo CAPI E_s foi calculado para os níveis de deformação específica a seguir:

$\epsilon_h, \%$	$\sigma_v, \text{kg/cm}^2$
2,0	1,0
3,0	2,5
4,0	4,0

A variação de E_s com o teor de umidade (u_i) para o solo ARPB, na energia mecânica de compactação equivalente à do Proctor normal, é mostrada na Figura 4.3.4.3.A. Observa-se des



- - T.S. = 25°C
- △ - T.S. = 60°C
- - T.S. = 110°C

FIGURA 4.3.4.3.A - Módulo de Elasticidade (E_s) x Teor de Umidade (u_i), Solo ARPB.

ta figura que Es diminuiu com o aumento do teor de umidade, até uma umidade limite (aproximadamente 27% para o solo compactado na energia mecânica equivalente a do Proctor normal), a partir da qual Es tendeu a manter-se constante.

Quanto à influência da energia térmica em Es, verifica-se na Figura 4.3.4.3.A que tal influência é melhor caracterizada para os menores níveis de tensão vertical de confinamento (σ_v). Para altos valores de σ_v tal efeito não se apresenta bem caracterizado. Esta figura mostra para $\sigma_v = 1 \text{ kg/cm}^2$ e $\sigma_v = 2,5 \text{ kg/cm}^2$, na energia equivalente a do Proctor normal, que Es diminuiu do solo seco ao ar (25°C) para o solo seco à 60°C , e manteve-se aproximadamente invariável entre o solo seco à 60°C e seco à 110°C . Para $\sigma_v = 4,0 \text{ kg/cm}^2$, na energia mecânica de compactação equivalente à do Proctor normal, não foi caracterizado o efeito da energia térmica de secagem em Es. Os valores mínimos e máximos de Es são apresentados na Tabela 4.3.4.3.A.

σ_v kg/cm ²	eh %	T.S. ⁽⁹⁾ °C	Es MÍNIMO kg/cm ²	Es MÁXIMO kg/cm ²
1,0	1,0	25	24	130
		60	15	80
		110	15	80
2,5	1,5	25	43	125
		60	31	61
		110	33	77
4,0	2,0	25	68	130
		60	63	83
		110	53	85

TABELA 4.3.4.3.A - Valores Mínimos e Máximos de Es para o Solo ARPB, Proctor Normal.

(9) T.S. - Temperatura de secagem do solo

Para as energias mecânicas de compactação equivalentes às dos Proctor intermediário e modificado, os valores mínimos de E_s foram os mesmos apresentados para a energia mecânica de compactação equivalente à do Proctor normal (o ramo úmido da curva de compactação dinâmica mostrou-se coincidente para os 3 níveis de energia mecânica de compactação). Os valores máximos de E_s são apresentados na Tabela 4.3.4.3.B.

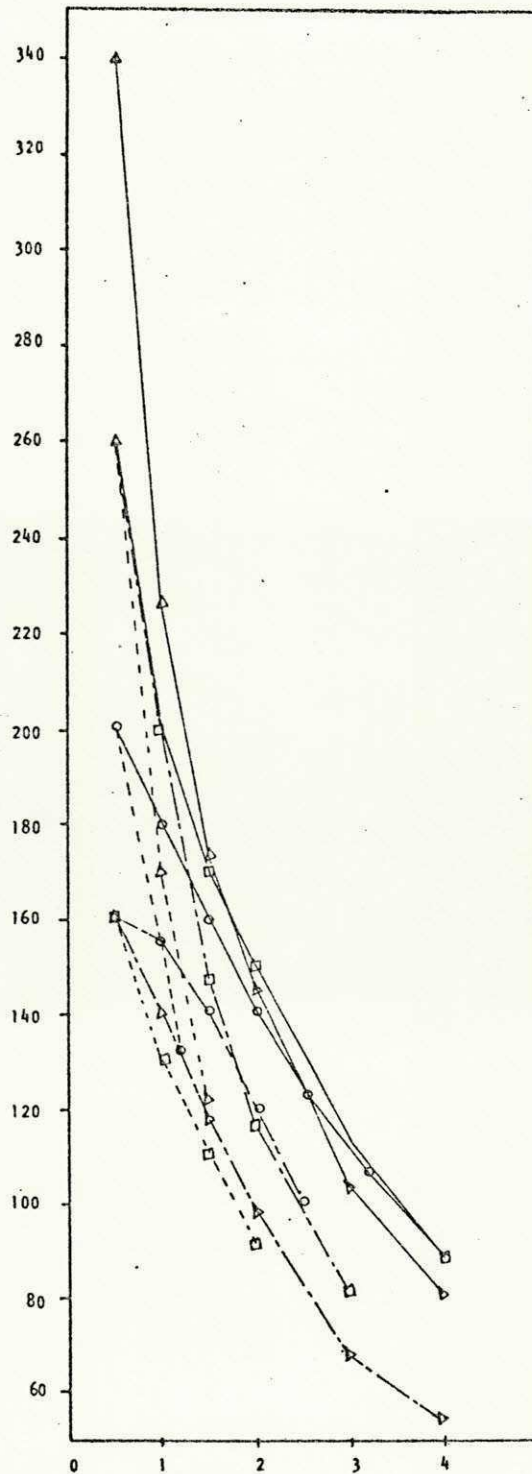
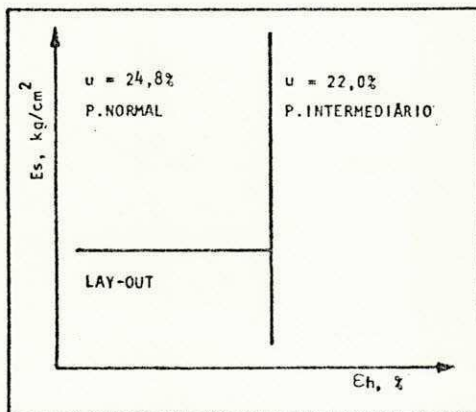
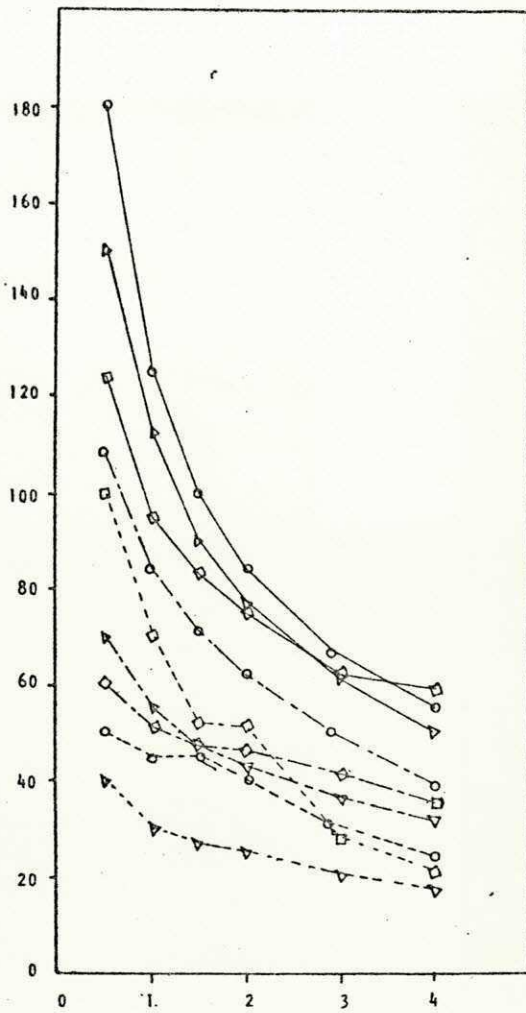
σ_v kg/cm ²	ϵ_h %	T.S. °C	Proctor Intermediário Es máximo, kg/cm ²	Proctor Modificado Es máximo, kg/cm ²
1,0	1,0	25	275	340
		60	250	270
		110	190	390
2,5	1,5	25	320	347
		60	223	267
		110	147	367
4,0	2,0	25	250	260
		60	230	250
		110	185	265

TABELA 4.3.4.3.B - Valores máximos de E_s para o Solo ARPB.

Observando-se os valores máximos de E_s , apresentados para a energia mecânica de compactação equivalente à do Proctor modificado, verifica-se que para este nível de energia mecânica o efeito da energia térmica em E_s não foi caracterizado. Estes resultados mostram portanto, para o solo ARPB, que para níveis de energia de compactação elevados (Proctor modificado por exemplo), o efeito da energia térmica em E_s tende a colocar-se dentro da própria repetibilidade do ensaio.

No que diz respeito à influência da energia mecânica de compactação em E_s , verifica-se dos resultados anteriormente apresentados para os níveis de energia mecânica de compactação equivalentes aos do Proctor normal, intermediário e modificado, que este parâmetro (E_s) aumentou com o aumento da energia mecânica de compactação.

A Figura 4.3.4.3.B mostra para o solo ARPB, compacta



- - T.S. = 25°C
- △ - T.S. = 60°C
- - T.S. = 110°C

- $\sigma_v = 4 \text{ kg/cm}^2$
- - - $\sigma_v = 2,5 \text{ kg/cm}^2$
- · - $\sigma_v = 1 \text{ kg/cm}^2$

FIGURA 4.3.4.3.B - Módulo de Elasticidade (E_s) x Deformação Horizontal (E_h), Solo ARPB.

do na umidade ótima e máxima massa específica aparente seca, que E_s diminuiu com o aumento de e_h o que indica um comportamento pouco elástico para este solo.

As Figuras 4.3.4.3.C e D apresentam para o solo CAPI E_s em função do teor de umidade (u) e da deformação específica horizontal (e_h). Para as condições de $e_h = 2\%$ e $\sigma_v = 1 \text{ kg/cm}^2$, $e_h = 3\%$ e $\sigma_v = 2,5 \text{ kg/cm}^2$ e $e_h = 4\%$ e $\sigma_v = 4,0 \text{ kg/cm}^2$ (Figura 4.3.4.3.C), não ocorreram variações consideráveis nos valores de E_s com u , tendendo assim a definir o comportamento elástico do solo CAPI. Para a energia equivalente \tilde{a} do Proctor normal E_s variou de:

$$\begin{aligned} 17 \text{ kg/cm}^2 &\tilde{a} 46 \text{ kg/cm}^2 \text{ para } \sigma_v = 1 \text{ kg/cm}^2 \\ 30 \text{ kg/cm}^2 &\tilde{a} 59 \text{ kg/cm}^2 \text{ para } \sigma_v = 2,5 \text{ kg/cm}^2 \\ 55 \text{ kg/cm}^2 &\tilde{a} 74 \text{ kg/cm}^2 \text{ para } \sigma_v = 4 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

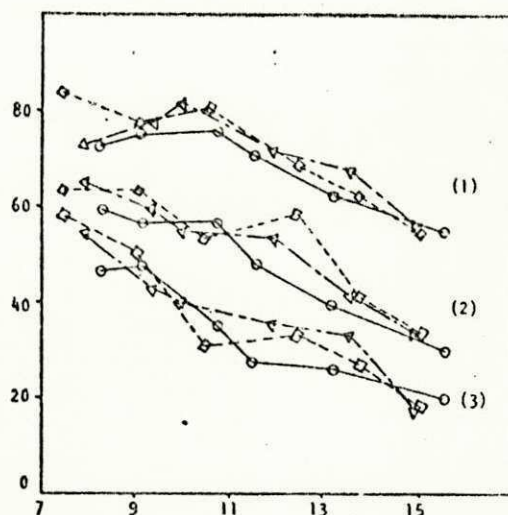
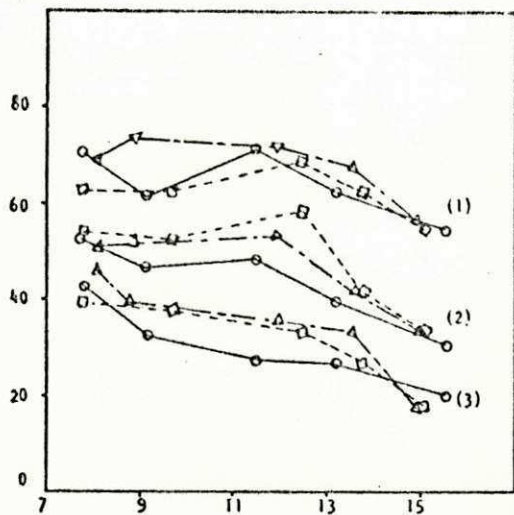
Nas energias mecânicas equivalentes \tilde{a} do Proctor intermediário e \tilde{a} do Proctor modificado esses limites inferiores foram mantidos (os ramos úmidos das curvas de compactação são coincidentes para os 3 níveis de energia mecânica de moldagem) e os superiores assumiram os valores apresentados na Tabela 4.3.4.3.C.

PROCTOR	$\sigma_v, \text{ kg/cm}^2$	$E_s, \text{ kg/cm}^2$
Intermediário	1,0	58
	2,5	65
	4,0	84
Modificado	1,0	65
	2,5	79
	4,0	90

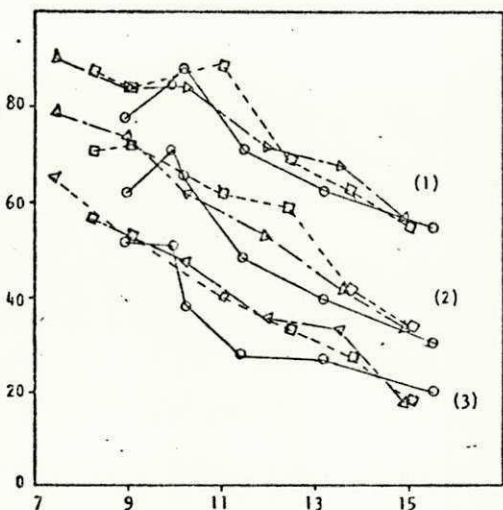
TABELA 4.3.4.3.C - Valores máximos de E_s para o Solo CAPI.

Verificou-se portanto, que o módulo de elasticidade do solo CAPI aumentou com a energia mecânica de compactação.

Quanto ao efeito da energia térmica em E_s do solo CAPI, verificou-se do comportamento das curvas $E_s \times u$ (Figura 4.3.4.3.C) que E_s aumentou ao variar a energia térmica de secagem de 25°C (secagem ao ar) para 60°C . Variando-se a temperatura de secagem



- (1) - $\sigma_v = 4 \text{ kg/cm}^2$, $\epsilon_h = 4\%$
- (2) - $\sigma_v = 2,5 \text{ kg/cm}^2$, $\epsilon_h = 3\%$
- (3) - $\sigma_v = 1 \text{ kg/cm}^2$, $\epsilon_h = 2\%$



- T.S. = 25°C
- △ T.S. = 60°C
- T.S. = 110°C

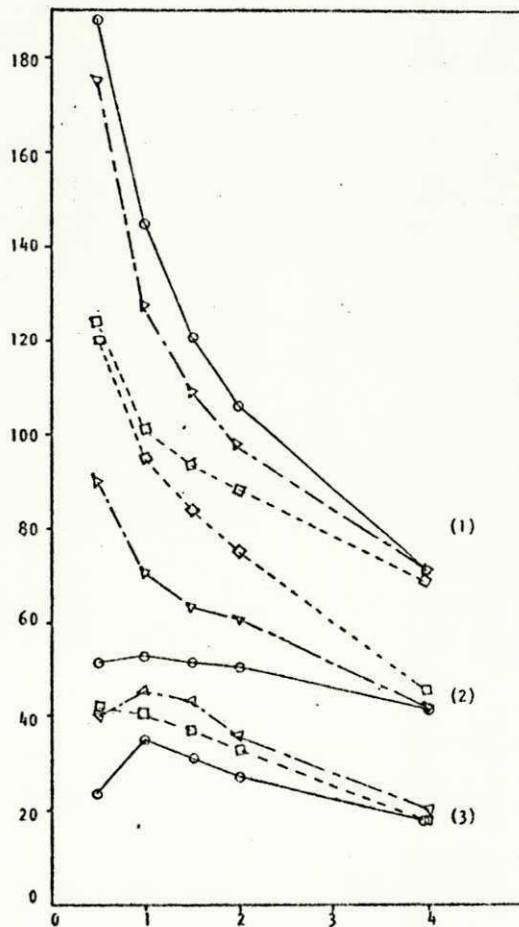
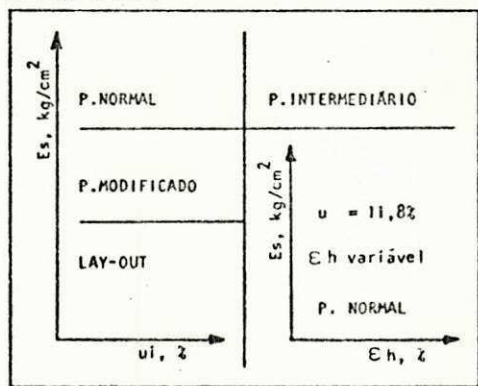


FIGURA 4.3.4.3.C - Módulo de Elasticidade (E_s) x Teor de Unidade (u_i) e Módulo de Elasticidade (E_s) x Deformação Horizontal (E_h), Solo CAPI.

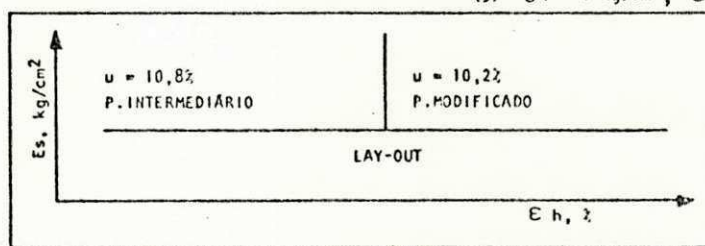
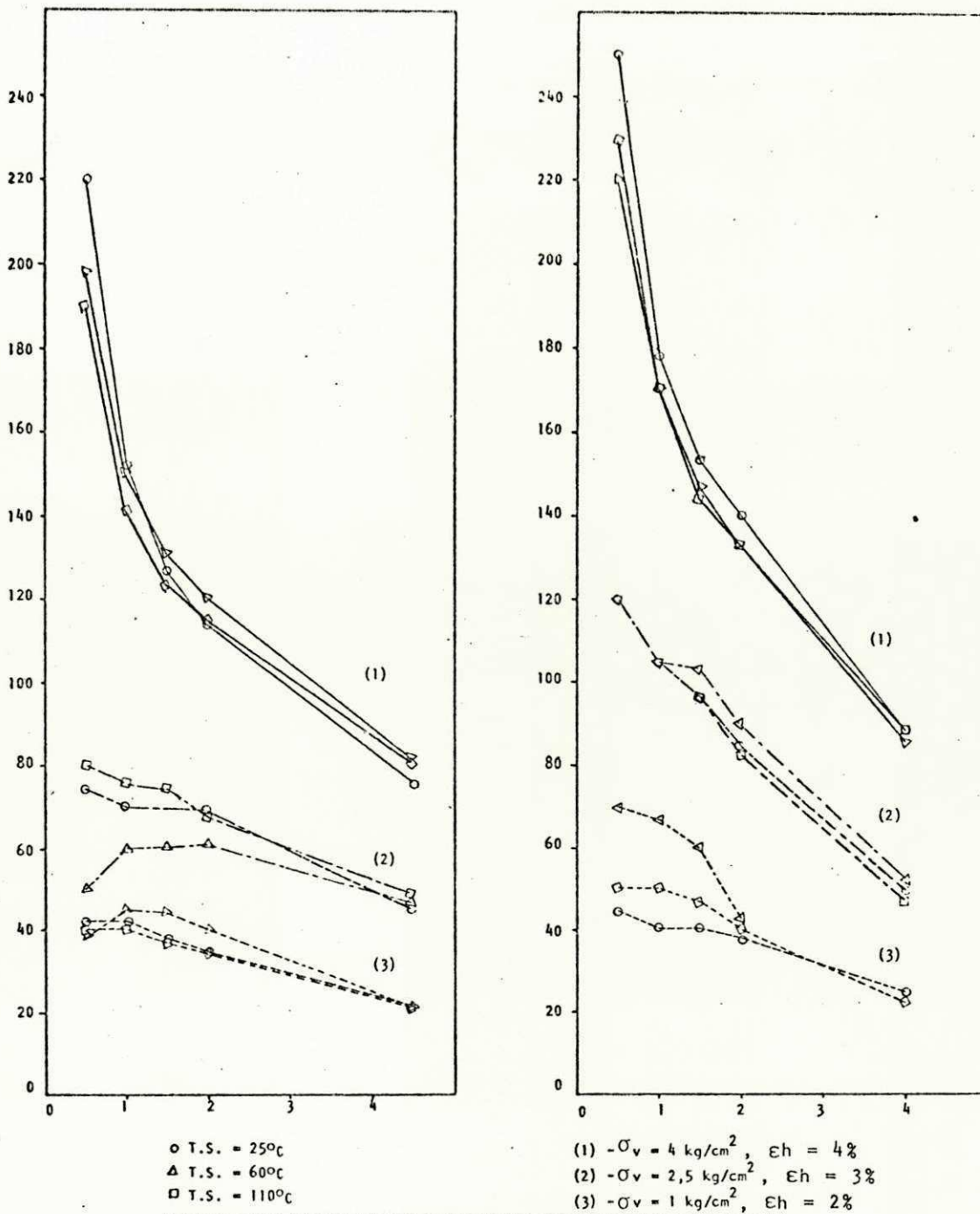


FIGURA 4.3.4.3.D - Módulo de Elasticidade (E_s) x Deformação Horizontal (E_h), Solo CAPI.

do solo de 60°C para 110°C Es manteve-se praticamente constante, com pequena tendência a aumentar.

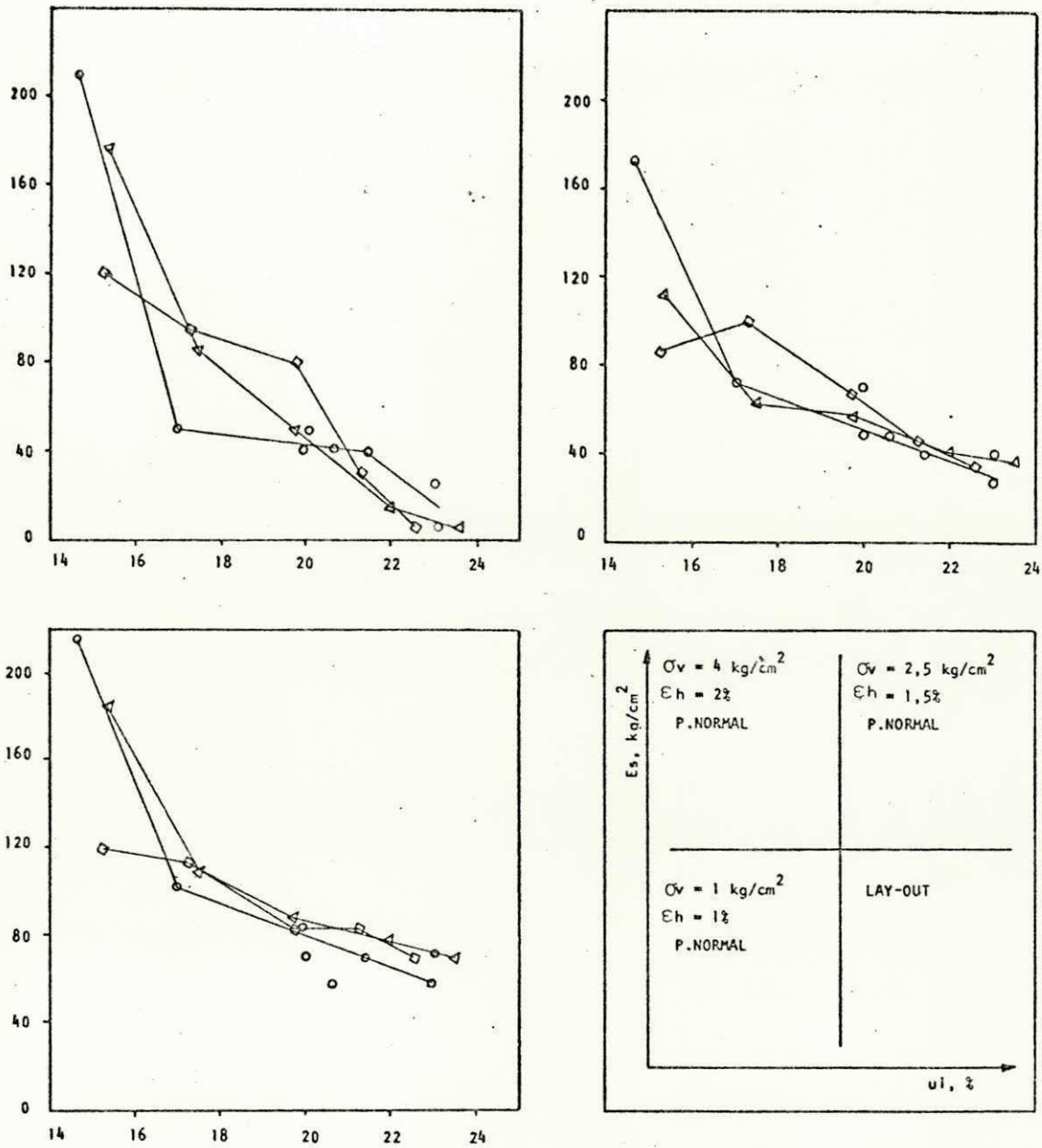
As curvas Es x eh (Figura 4.3.4.3.D) obtidas para os teores de umidade ótimo das curvas de compactação mostraram uma redução em Es com o aumento de eh, principalmente para os maiores valores de σ_v . Tal comportamento pode ser observado dos valores obtidos para a temperatura de secagem 25°C mostrados na Tabela 4.3.4.3.D.

σ_v kg/cm ²	PROCTOR	Es MÍNIMO kg/cm ²	eh %	Es MÁXIMO kg/cm ²	eh %
1,0	Normal	18	4,0	35	0,5
	Intermediário	21	4,0	42	0,5
	Modificado	24	4,0	44	0,5
2,5	Normal	41	4,0	53	0,5
	Intermediário	45	4,0	74	0,5
	Modificado	50	4,0	120	0,5
4,0	Normal	71	4,0	188	0,5
	Intermediário	81	4,0	220	0,5
	Modificado	88	4,0	250	0,5

TABELA 4.3.4.3.D - Valores Mínimos e Máximos de Es para o Solo CAPI.

A Figura 4.3.4.3.E mostra para o solo JPPB o comportamento de variação de Es com u para a energia mecânica de compactação equivalente ã do Proctor normal. Desta figura, observa-se que a variação de Es com a energia térmica de secagem não é bem caracterizada. Observa-se, no entanto, como comportamento geral, que Es tende a aumentar com o aumento da energia térmica de secagem. Nas energias mecânica de compactação equivalentes às dos Proctor intermediário e modificado não se caracterizou a influência da energia térmica em Es.

Quanto ao efeito da energia mecânica em Es, observa-se dos valores máximos apresentados na Tabela 4.3.4.3.E, que Es aumentou com o aumento da energia mecânica de compactação. Es mínimo é coincidente para os 3 níveis de energia mecânica.



- - T.S. = 25°C
- △ - T.S. = 60°C
- - T.S. = 110°C

FIGURA 4.3.4.3.E - Módulo de Elasticidade (E_s) x Teor de Unidade (u_i), Solo JPPB.

σ_v kg/cm ²	ϵ_h %	T.S. °C	Es MÍNIMO kg/cm ²	P. NORMAL Es MÁXIMO kg/cm ²	P. INTERMEDIÁRIO Es MÁXIMO kg/cm ²
1,0	1,0	25	7	210	210
		60	6	177	200
		110	7	215	220
2,5	1,5	25	41	173	253
		60	37	113	233
		110	33	185	227
4,0	2,0	25	70	215	230
		60	58	100	220
		110	58	120	220

Tabela 4.3.4.3.E - Valores Mínimos e Máximos de Es para o Solo JPPB.

Para a energia mecânica de compactação equivalente à do Proctor modificado os valores de Es foram determinados apenas para a umidade ótima de compactação, não sendo assim possível referir-se a um valor máximo de Es.

O comportamento de variação de Es com ϵ_h para os 3 níveis de energia mecânica de compactação é mostrado nas Figuras 4.3.4.3.F e G, para os corpos de prova moldados na umidade ótima de compactação e massa específica aparente seca máxima. Es diminuiu com o aumento de ϵ_h . Observa-se, no entanto, que para a energia mecânica de compactação equivalente à do Proctor modificado (Figura 4.3.4.3.G), Es apresentou-se em alguns casos invariável até $\epsilon_h = 2\%$, indicando assim um comportamento elástico perfeito para este nível de deformação específica horizontal.

As Figuras 4.3.4.3.H e I apresentam para o solo MAPA as curvas Es x u para a energia mecânica equivalente à do Proctor normal e Es x ϵ_h para os corpos de prova moldados no teor de umidade ótimo e massa específica aparente seca máxima nas energias equivalentes as dos Proctor normal e intermediário, respectivamente. Na energia equivalente à do Proctor normal, Es apresentou o seguinte comportamento de variação com a temperatura de secagem (T.S.) (Figura 4.3.4.3.H): i) para teores de umi

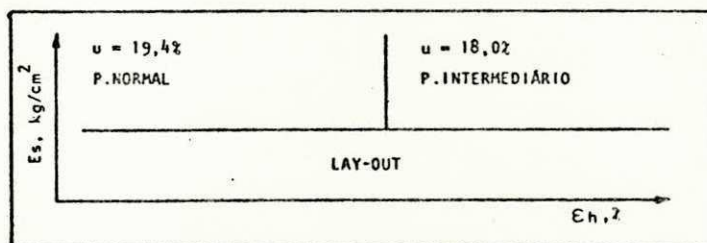
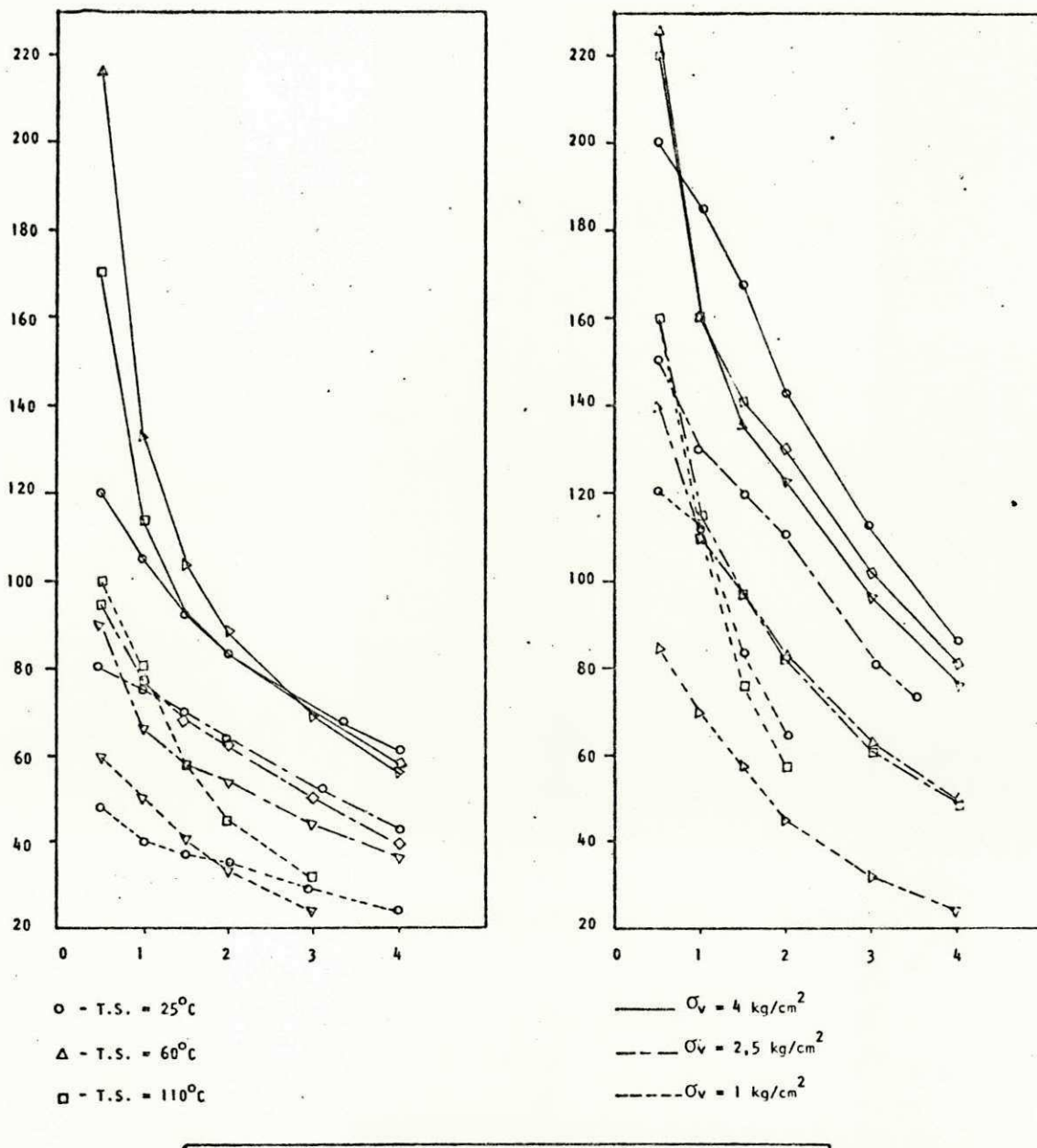
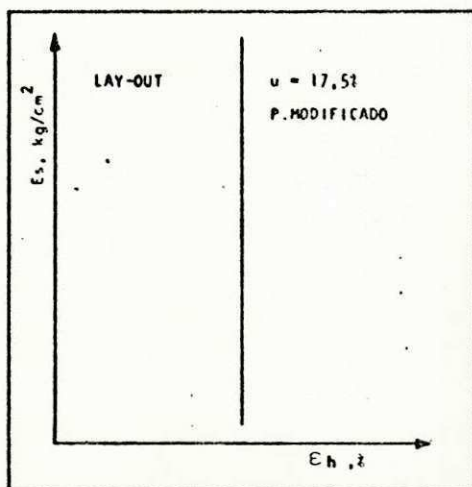


FIGURA 4.3.4.3.F - Módulo de Elasticidade (Es) x Deformação Horizontal (εh), Solo JPPB.



- - T.S. = 25°C
- △ - T.S. = 60°C
- - T.S. = 110°C

- $\sigma_v = 4 \text{ kg/cm}^2$
- - - $\sigma_v = 2,5 \text{ kg/cm}^2$
- - - $\sigma_v = 1 \text{ kg/cm}^2$

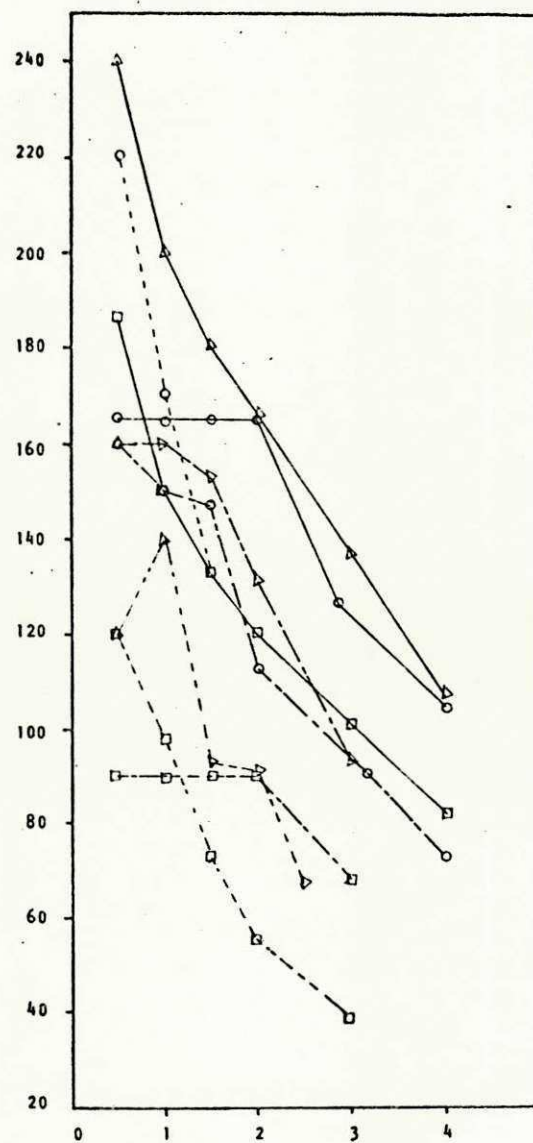


FIGURA 4.3.4.3.G - Módulo de Elasticidade (E_s) x Deformação Horizontal (ϵ_h), Solo ARPB.

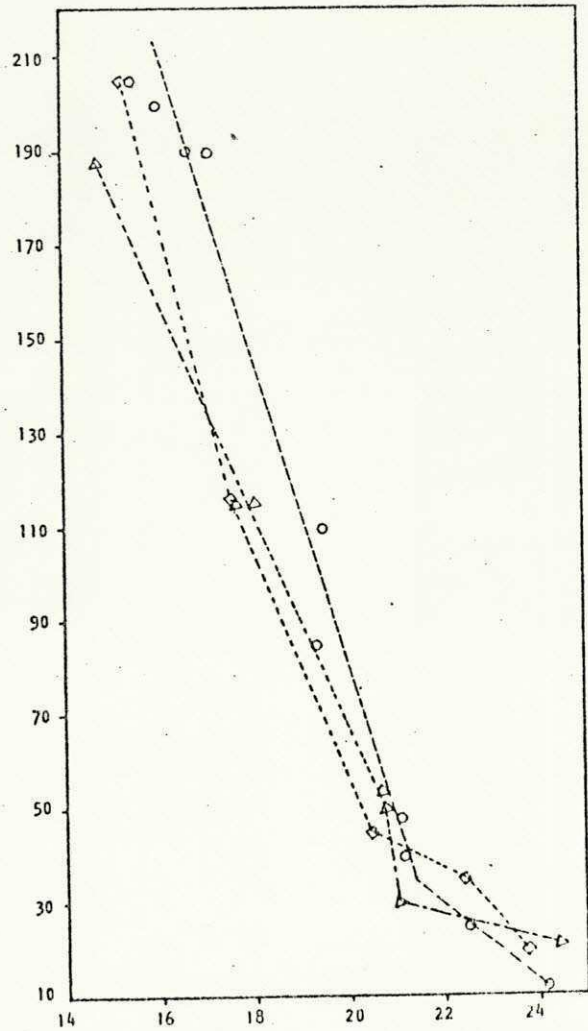
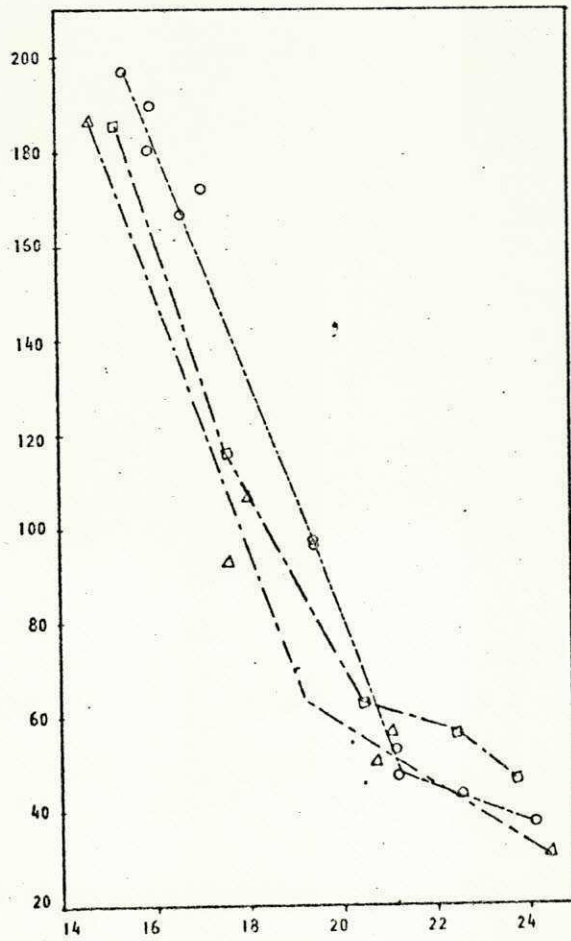
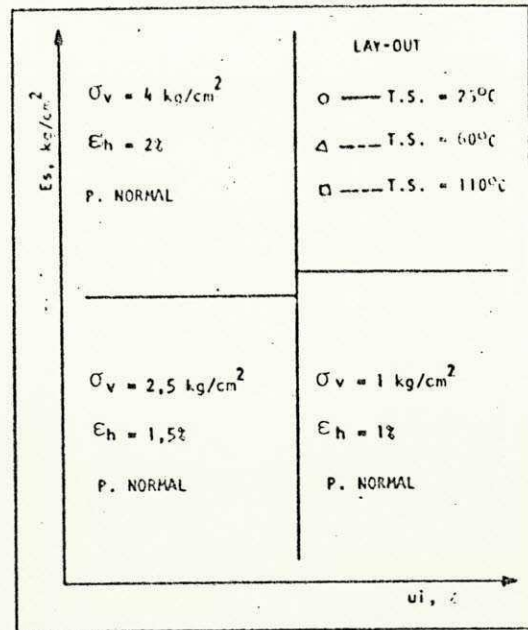
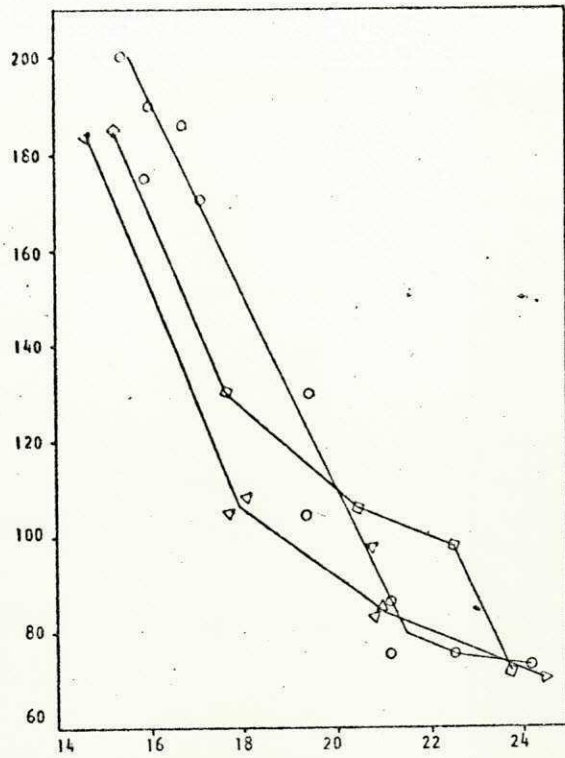


FIGURA 4.3.4.3.H - M6dulo de Elasticidade (E_s) x Teor de Umidade (u_i), Solo MAPA .

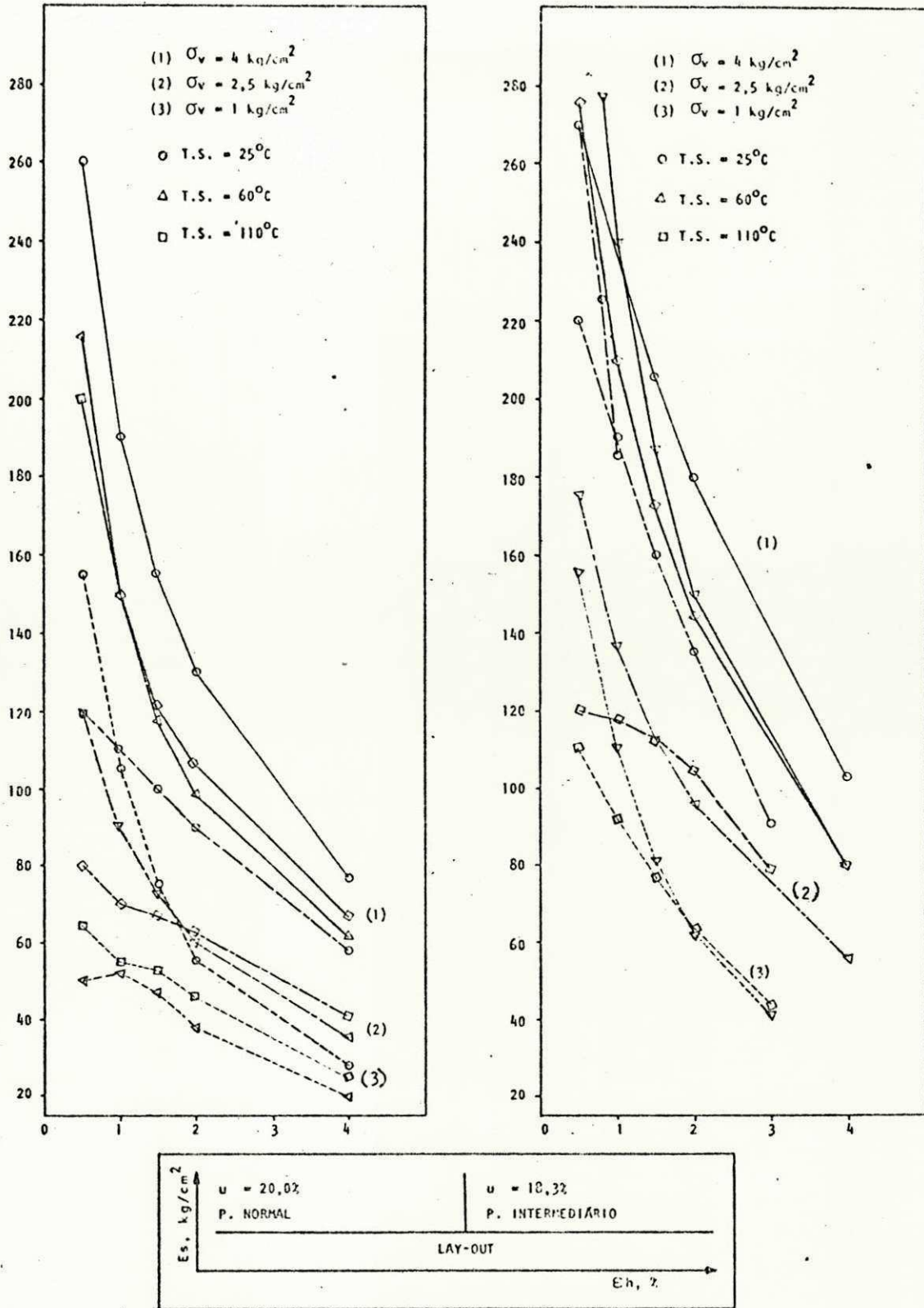


FIGURA 4.3.4.3.1 - Módulo de Elasticidade (Es) x Deformação Horizontal (Eh), Solo MAPA

dade inferiores ao ótima de compactação (20%), Es diminuiu quando T.S. variou de 25°C para 110°C. Observou-se que para T.S. = 60°C a diminuição de Es foi maior do que para T.S. = 110°C; ii) para teores de umidade superiores à 20%, Es apresentou valores próximos para T.S. = 25°C e T.S. = 60°C os quais foram no entanto, inferiores aos encontrados para a temperatura de secagem 110°C. Apresenta-se na Tabela 4.3.4.3.F valores de Es representativos desses comportamentos.

σ_v kg/cm ²	ϵ_h %	u %	Es (kg/cm ²)/T.S. (°C)		
1,0	1,0	16,0	213/25	159/60	176/110
		22,5	25/25	26/60	35/110
2,5	1,5	16,0	184/25	151/60	163/110
		22,5	43/25	43/60	57/110
4,0	2,0	16,0	190/25	153/60	168/110
		22,5	75/25	78/60	98/110

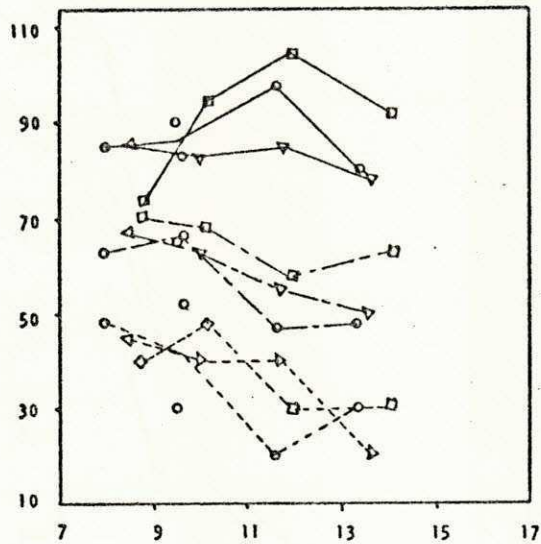
TABELA 4.3.4.3.F - Valores de Es para o Solo MAPA, Proctor Normal.

Para as energias mecânicas equivalentes à dos Proctor intermediário e modificado, Es não definiu um comportamento em relação a energia térmica ou seja, Es aumentou e diminuiu com o aumento da energia térmica ao se variar o teor de umidade. Observou-se no entanto, que Es aumentou com o aumento da energia mecânica como indicam os valores máximos de Es mostrados na Tabela 4.3.4.3.G.

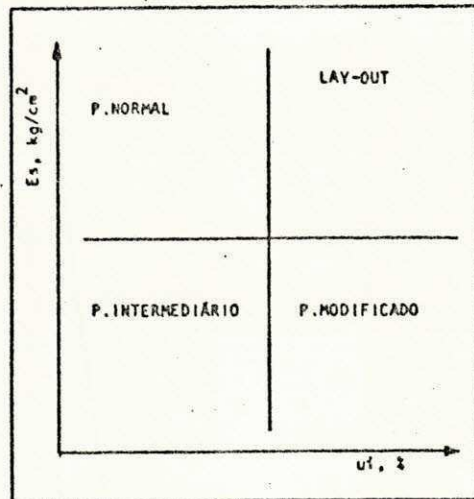
Observa-se da Figura 4.3.4.3.J que a influência da energia térmica em Es não é bem caracterizada para o solo SLMA. Verifica-se no entanto, que a secagem do solo tende a afetar Es, aumentando o seu valor.

As Figuras 4.3.4.3.J, L e M mostram para o solo SLMA, que Es aumentou com o aumento da energia mecânica de compactação.

As curvas Es x u (Figura 3.3.4.3.J) mostram que a sensibilidade de Es à variação da umidade de moldagem aumentou sig



○ - T.S. = 25°C
 △ - T.S. = 60°C
 □ - T.S. = 110°C



— $\sigma_v = 4 \text{ kg/cm}^2, \epsilon_h = 2\%$
 - - - $\sigma_v = 2,5 \text{ kg/cm}^2, \epsilon_h = 1,5\%$
 - - - $\sigma_v = 1 \text{ kg/cm}^2, \epsilon_h = 1\%$

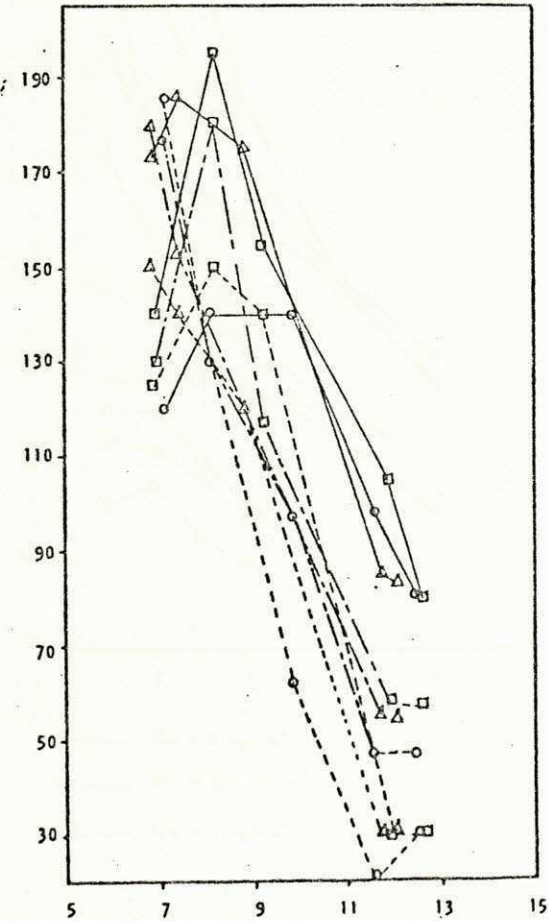
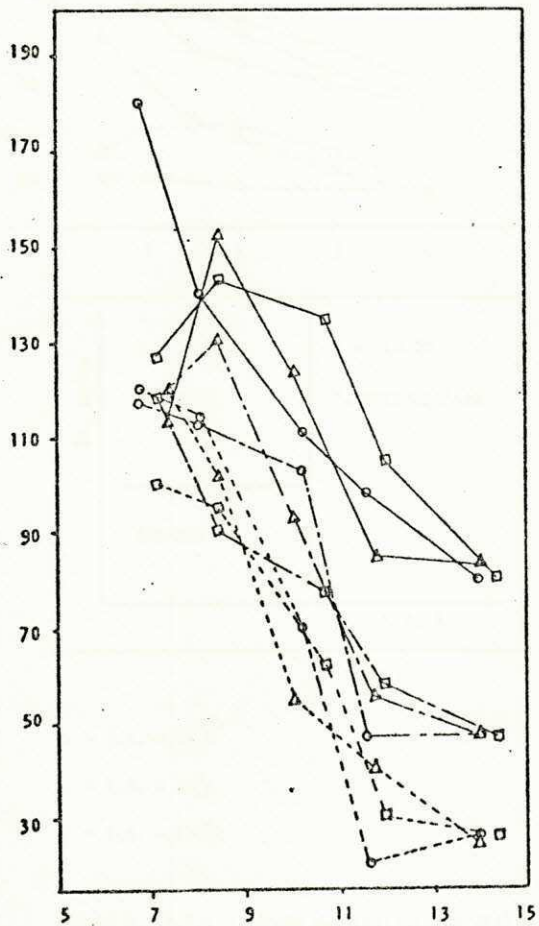


FIGURA 4.3.4.3.J - Módulo de Elasticidade (E_s) x Teor de Umidade (u_i), Solo SLMA.

nificativamente com o aumento da energia mecânica de compactação.

PROCTOR	$\epsilon_h, \%$	$\sigma_v, \text{kg/cm}^2$	$E_s, \text{kg/cm}^2$
Normal	1,0	1,0	205
	1,5	2,5	197
	2,0	4,0	200
Intermediário	1,0	1,0	300
	1,5	2,5	240
	2,0	4,0	235
Modificado	1,0	1,0	340
	1,5	2,5	373
	2,0	4,0	350

TABELA 4.3.4.3.G - Valores Máximos de E_s para o Solo MAPA.

Os resultados apresentados na Tabela 4.3.4.3.H mostram os valores mínimos e máximos de E_s para os diferentes níveis de energia térmica e mecânica.

σ_v kg/cm ²	ϵ_h %	T.S. °C	P. NORMAL		P. INTERMEDIÁRIO		P. MODIFICADO	
			Es Mín kg/cm ²	Es Máx kg/cm ²	Es Mín kg/cm ²	Es Máx kg/cm ²	Es Mín kg/cm ²	Es Máx kg/cm ²
1,0	1,0	25	20	52	26	120	30	185
		60	20	45	25	120	30	150
		110	30	48	26	100	30	150
2,5	1,5	25	47	67	47	117	47	177
		60	50	67	47	130	55	180
		110	58	70	47	127	57	180
4,0	2,0	25	80	98	80	180	80	140
		60	78	85	83	152	83	186
		110	73	73	70	143	80	195

TABELA 4.3.4.3.H - Valores Mínimos e Máximos de E_s para o Solo SLMA.

Estes resultados confirmam a influência da energia mecânica em E_s , e mostram ainda a falta de definição com relação a influência da energia térmica nos valores máximos e mínimos de E_s .

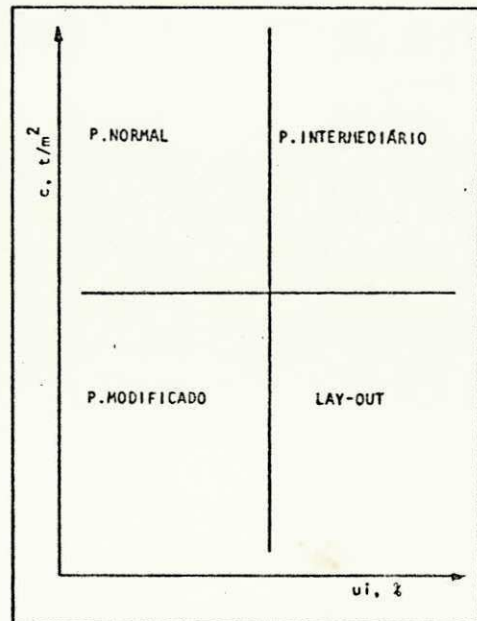
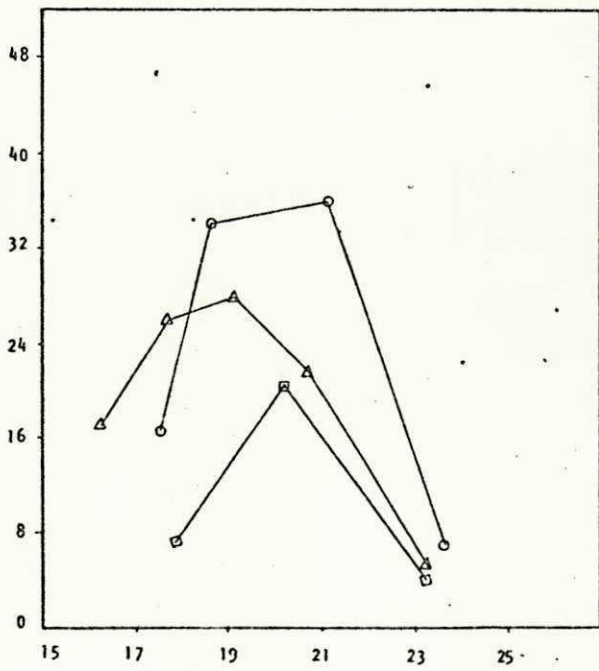
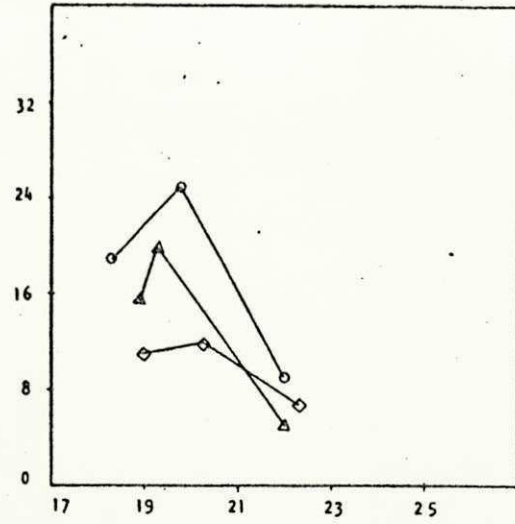
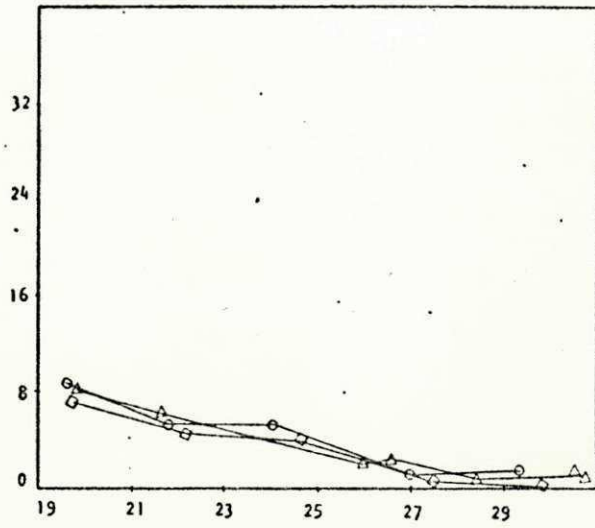
Em suma, verificou-se para os solos estudados que o módulo de elasticidade secante (E_s) aumenta com o aumento da energia mecânica de compactação.

Quanto ao efeito da energia térmica em E_s , observou-se comportamento variado para os 5 solos. Verificou-se no entanto a tendência de E_s diminuir com o aumento da temperatura de secagem para os solos ARPB e "MAPA (ramo seco)", e aumentar para os solos CAPI, JPPB, "MAPA (ramo úmido)" e SLMA. A influência da energia térmica no comportamento dos solos, com exceção do solo CAPI, não se caracterizou para as energias mecânicas de compactação equivalentes às dos Proctor intermediário e modificado, ou seja, o efeito da energia térmica em E_s é variado, tendendo a colocar-se dentro da repetibilidade do ensaio. Tal comportamento foi ainda verificado em alguns casos para $\sigma_v = 4,0 \text{ kg/cm}^2$ na energia mecânica equivalente à do Proctor normal.

4.3.4.4 - Efeito das Energias Térmica e Mecânica na Coesão (c)

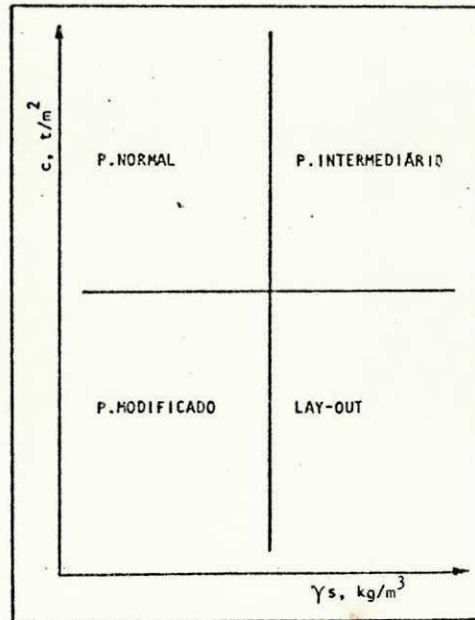
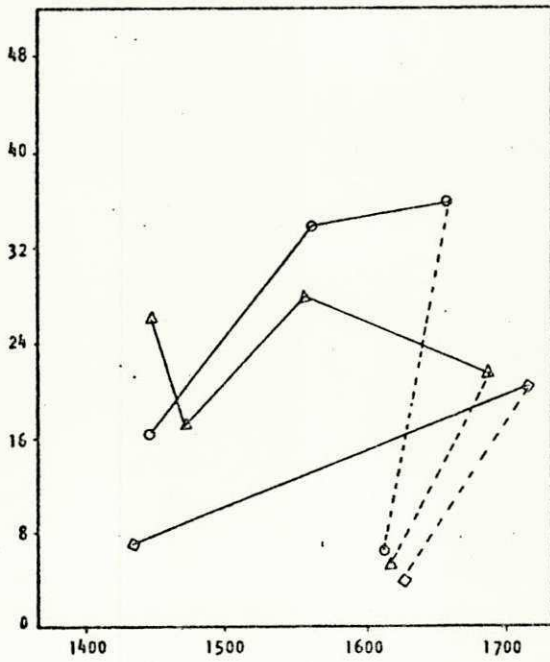
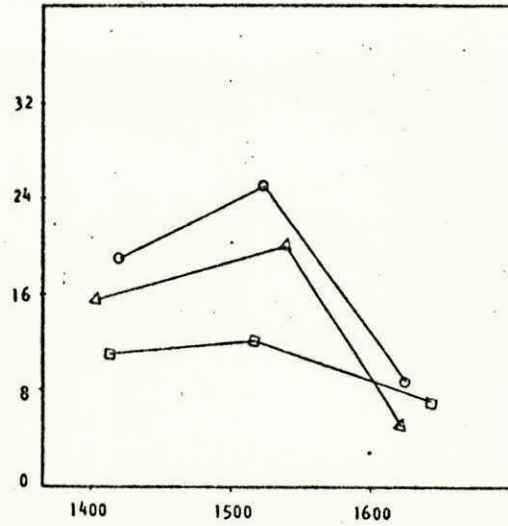
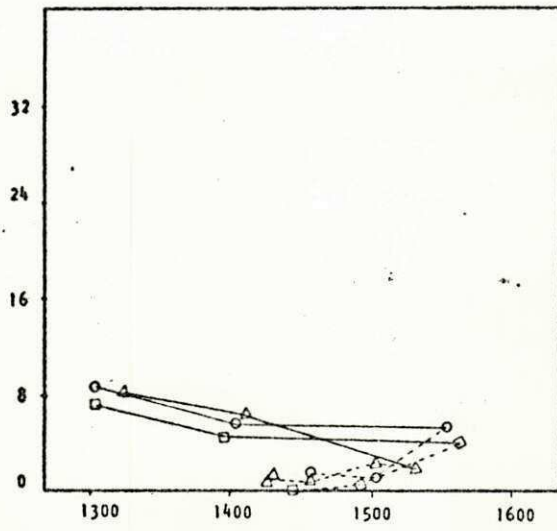
Os comportamentos coesão (c) x teor de umidade (u) e coesão (c) x massa específica aparente seca (γ_s) para o solo ARPB são mostrados nas Figuras 4.3.4.4.A e 4.3.4.4.B respectivamente. Verifica-se da Figura 4.3.4.4.A que para a energia mecânica de compactação equivalente à do Proctor normal a coesão diminuiu com o aumento do teor de umidade. Para as energias mecânicas de compactação equivalentes às dos Proctor intermediário e modificado, no entanto, a coesão apresenta um pico de máximo para o teor de umidade variando entre 19% e 21%, passando a partir daí, a diminuir com o aumento do teor de umidade.

Quanto ao efeito da energia térmica na coesão do solo ARPB, observa-se das Figuras 4.3.4.4.A e B que para a energia mecânica equivalente à do Proctor normal a coesão apresentou tendência a diminuir com o aumento da temperatura de secagem ao longo da curva de compactação. Esta redução na coesão com o aumento da temperatura de secagem foi mais pronunciada para o ramo seco da curva de compactação das energias mecânicas equi



- - T.S. = 25°C
- △ - T.S. = 60°C
- ◻ - T.S. = 110°C

FIGURA 4.3.4.4.A -- Coesão (c) x Teor de Umidade (ui), Solo ARPB.



- - T.S. = 25°C
- Δ - T.S. = 60°C
- ◻ - T.S. = 110°C
- Ramo Seco
- - - Ramo Úmido

FIGURA 4.3.4.4.B - Coesão (c) x Massa Específica Aparente Seca (γ_s), Solo ARPB.

valentes às do Proctor intermediário e modificado. O ramo úmido das curvas de compactação foi coincidente para os 3 níveis de energia mecânica de compactação. Valores mínimos e máximos da coesão são apresentados na Tabela 4.3.4.4.A para os diferentes níveis de energia térmica e mecânica. Estes resultados foram obtidos ao se variar o teor de umidade e a massa específica aparente seca de moldagem ao longo da curva de compactação.

PROCTOR	T.S. OC	COESÃO MÍNIMA t/m ²	COESÃO MÁXIMA t/m ²
Normal	25	1,2	8,8
	60	0,8	8,3
	110	0,0	7,2
Intermediário	25	1,2	25,0
	60	0,8	20,0
	110	0,0	12,0
Modificado	25	1,2	36,0
	60	0,8	28,0
	110	0,0	20,6

TABELA 4.3.4.4.A - Valores Mínimos e Máximos da Coesão do Solo ARPB.

Os resultados da Tabela 4.3.4.4.A além de confirmarem uma redução da coesão com o aumento da energia térmica de secagem, também mostram que o aumento na energia mecânica de moldagem aumentou a coesão do solo ARPB.

A Figura 4.3.4.4.C apresenta as curvas coesão (x) x teor de umidade (u) e coesão (c) x massa específica aparente seca (γ_s) para o solo CAPI. Observa-se que as curvas c x u apresentam a coesão reduzindo-se no ramo seco e aumentando-se no ramo úmido da curva de compactação com o aumento do teor de umidade de moldagem. Tal comportamento, embora não sendo comum, pode ser explicado pela variação da energia estática de compactação, uma vez que o teor de umidade correspondente a máxima pressão de moldagem foi o mesmo verificado para a menor coesão (umida

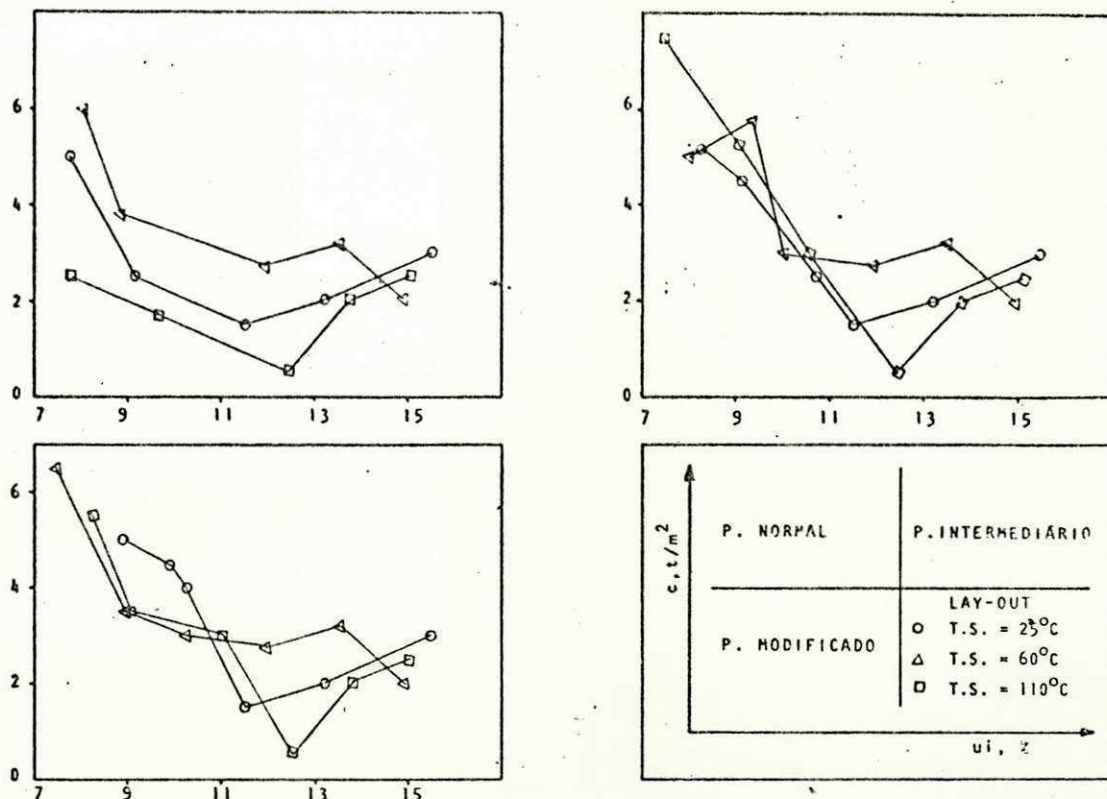
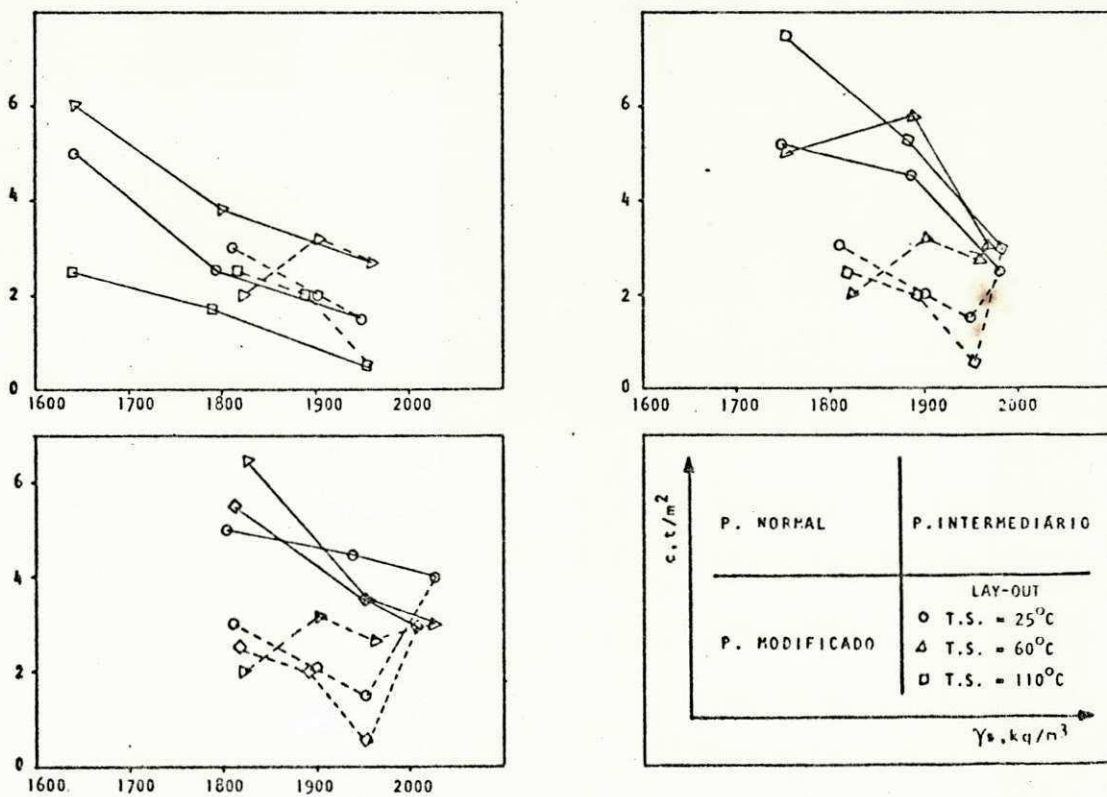


FIGURA 4.3.4.4.C - Coesão (c) x Teor de Umidade (ui) e Coesão (c) x Massa Específica Aparente Seca (γs), Solo CAPI.



de ótima). Segundo Lambe (1976) a maior energia de compactação (maior pressão de moldagem) provoca o aparecimento de estruturas dispersas e conseqüentemente uma menor atração entre as partículas de solo reduzindo-se assim a coesão. Para o solo CAPI, na energia equivalente à do Proctor normal, os valores mínimos e máximos obtidos para a coesão foram os mostrados na Tabela 4.3.4.4.B.

Valores de c , t/m^2	TEMPERATURA DE SECAGEM ($^{\circ}C$)		
	25	60	110
Mínimo	1,5	2,7	0,5
Máximo	5,0	6,0	2,5

TABELA 4.3.4.4.B - Valores Mínimos e Máximos da Coesão do Solo CAPI, Proctor Normal.

Para a energia equivalente a do Proctor intermediário considerou-se somente o ramo seco da curva de compactação uma vez que para os 3 níveis de energia mecânica o ramo úmido era coincidente. Nesta energia mecânica, no ramo seco da curva de compactação, a coesão variou de:

$$2,5 \text{ t/m}^2 \text{ à } 5,2 \text{ t/m}^2 \text{ para T.S.} = 25^{\circ}C$$

$$3,0 \text{ t/m}^2 \text{ à } 5,8 \text{ t/m}^2 \text{ para T.S.} = 60^{\circ}C$$

$$3,0 \text{ t/m}^2 \text{ à } 7,5 \text{ t/m}^2 \text{ para T.S.} = 110^{\circ}C$$

Na energia mecânica equivalente à do Proctor modificado, no ramo seco da curva de compactação, a coesão variou de:

$$4,0 \text{ t/m}^2 \text{ à } 5,0 \text{ t/m}^2 \text{ para T.S.} = 25^{\circ}C$$

$$3,0 \text{ t/m}^2 \text{ à } 6,5 \text{ t/m}^2 \text{ para T.S.} = 60^{\circ}C$$

$$3,0 \text{ t/m}^2 \text{ à } 5,5 \text{ t/m}^2 \text{ para T.S.} = 110^{\circ}C.$$

Observando-se esses resultados e a Figura 4.3.4.4.C, verifica-se que a coesão aumentou com o aumento da energia mecânica de compactação.

Quanto ao efeito da energia térmica na coesão do solo CAPI, observou-se que embora a coesão apresentasse diferentes valores para as 3 temperaturas de secagem (T.S.) o comportamento

de variação deste parâmetro com a alteração do nível de energia térmica para os 3 níveis de energia mecânica considerados foi variado. Assim, para o Proctor normal os valores máximos da coesão corresponderam à temperatura de secagem 60°C os mínimos à 110°C e os intermediários à 25°C. No Proctor intermediário, os valores para 60°C e 110°C foram semelhantes mantendo-se no entanto, superiores aos de 25°C. Para a energia equivalente à do Proctor modificado os valores se mantiveram próximos para as energias correspondentes à secagem à 60°C e 110°C sendo no entanto, inferiores aos de 25°C. Portanto, no momento o efeito da energia térmica na coesão do solo CAPI não está totalmente definido.

A Figura 4.3.4.4.D apresenta as curvas coesão x teor de umidade e coesão x massa específica aparente seca para o solo JPPB. Esta figura mostra que a coesão deste solo diminuiu com o aumento do teor de umidade até atingir aproximadamente 18% de umidade, a partir daí a coesão manteve-se praticamente constante. Valores mínimos e máximos da coesão são mostrados na Tabela 4.3.4.4.C, para as energias mecânicas de compactação equivalentes às do Proctor normal e intermediário e para os 3 diferentes níveis de energia térmica.

PROCTOR	T.S. °C	COESÃO MÍNIMA t/m ²	COESÃO MÁXIMA t/m ²
Normal	25	0,0	20,5
	60	0,0	10,5
	110	0,0	12,0
Intermediário	25	0,0	9,0
	60	2,0	15,5
	110	1,6	26,5

TABELA 4.3.4.4.C - Valores Mínimos e Máximos da Coesão do Solo JPPB.

Para a energia mecânica de compactação equivalente à do Proctor modificado, determinou-se apenas a coesão para a umidade ótima de compactação. Os valores das coesões para os 3 níveis de energia térmica e umidade ótima de compactação da energia mecânica

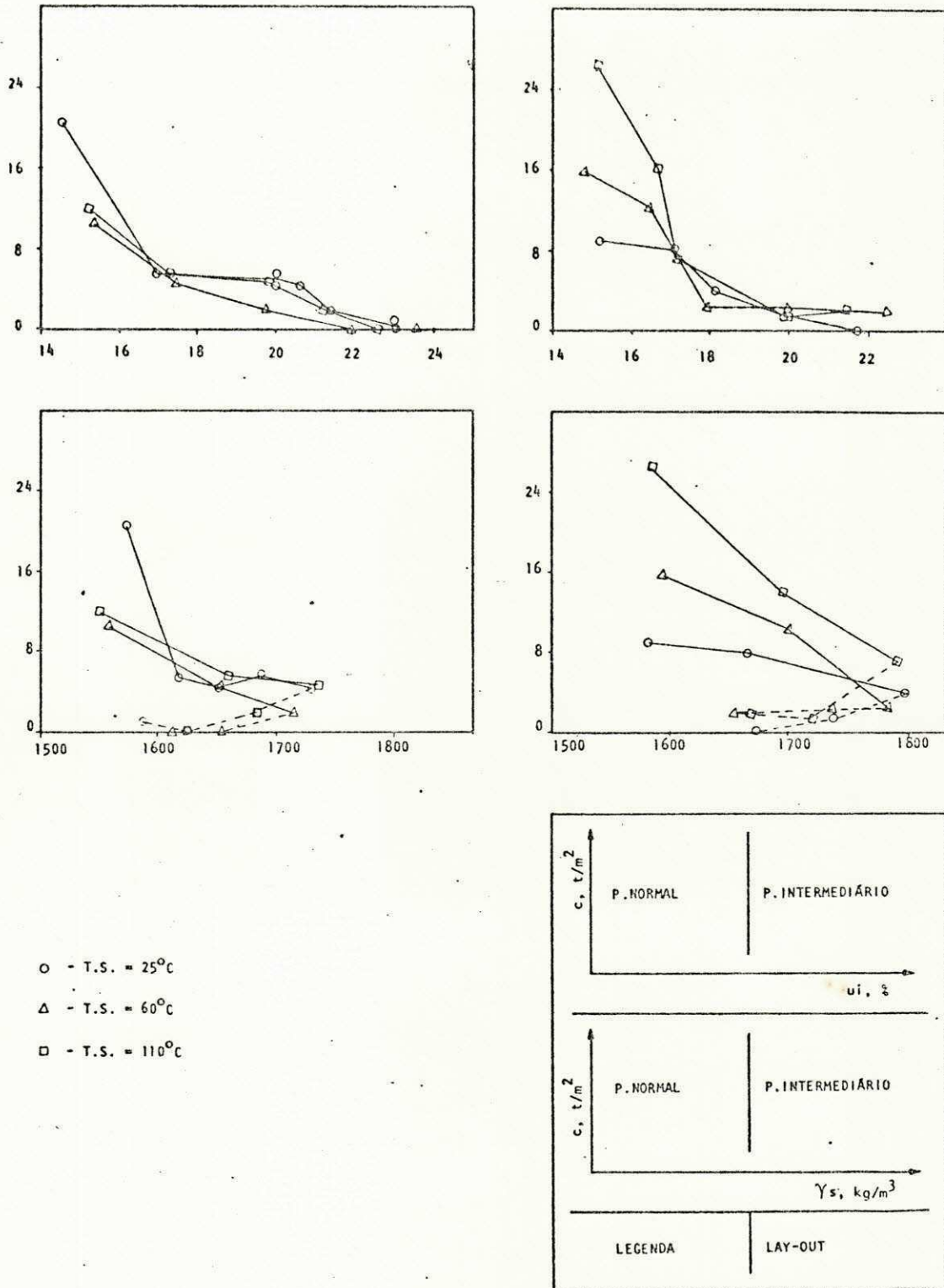


FIGURA 4.3.4.4.D - Coesão (c) x Teor de Umidade (ui) e Coesão (c) x Massa Específica Aparente Seca (γs), Solo JPPB.

equivalente à do Proctor modificado são apresentados na Tabela 4.3.4.4.D.

PROCTOR	T.S. °C	u _i %	c t/m ²
	25	16,69	14,0
Modificado	60	16,86	10,0
	110	18,91	6,0

TABELA 4.3.4.4.D - Valores da Coesão do Solo JPPB.

Observa-se dos resultados apresentados e da Figura 4.3.4.4.D que o efeito da energia térmica na coesão não é bem caracterizado. Assim por exemplo, na energia mecânica equivalente à do Proctor normal, o aumento da temperatura de secagem mostrou um efeito variado na coesão com o aumento do teor de umidade de moldagem, ou seja, aumentando ou diminuindo o valor da coesão. Já na energia mecânica equivalente à do Proctor intermediário a coesão apresentou a tendência de aumentar com o aumento da temperatura de secagem. Para a energia mecânica equivalente à do Proctor modificado a coesão diminuiu com o aumento da temperatura de secagem (na umidade ótima de compactação).

A Figura 4.3.4.4.D indica que o solo JPPB apresentou a tendência de aumentar a coesão com o aumento da energia mecânica de compactação.

A Figura 4.3.4.4.E apresenta as curvas coesão x teor de umidade e coesão x massa específica aparente seca para o solo MAPA. Para a energia equivalente à do Proctor normal a coesão variou de:

$$0,5 \text{ t/m}^2 \text{ à } 16,2 \text{ t/m}^2 \text{ para T.S.} = 25^{\circ}\text{C}$$

$$2,0 \text{ t/m}^2 \text{ à } 13,0 \text{ t/m}^2 \text{ para T.S.} = 60^{\circ}\text{C}$$

$$2,0 \text{ t/m}^2 \text{ à } 16,2 \text{ t/m}^2 \text{ para T.S.} = 110^{\circ}\text{C}.$$

Para a energia equivalente à do Proctor intermediário as variações considerando-se apenas o ramo seco da curva de compactação foram de:

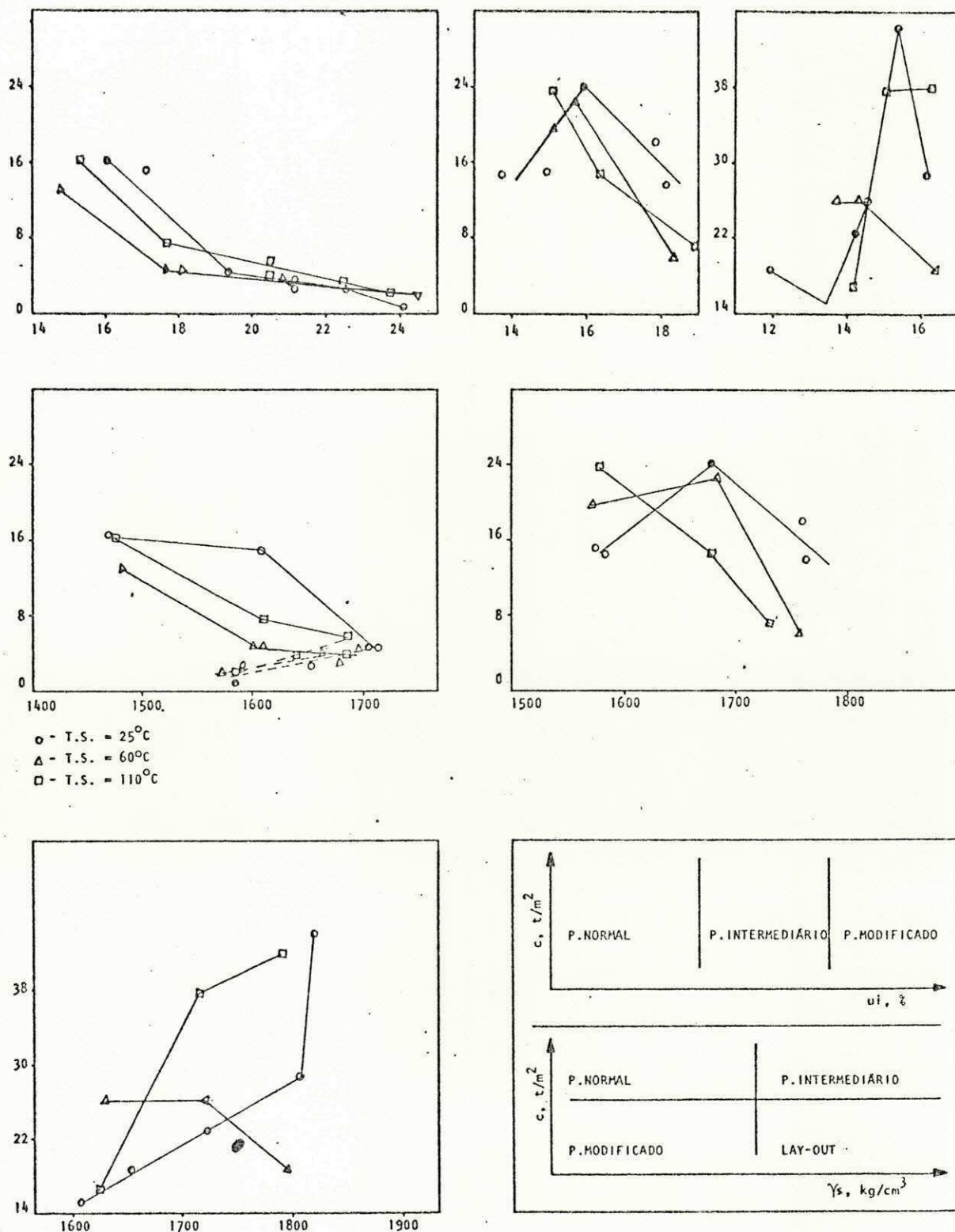


FIGURA 4.3.4.4.E - Coesão (c) x Teor de Unidade (u_l) e Coesão (c) x Massa Específica Aparente Seca (γ_s)
Solo MAPA.

$$\begin{aligned}
 13,5 \text{ t/m}^2 & \text{ à } 24,0 \text{ t/m}^2 \text{ para T.S.} = 25^\circ\text{C} \\
 6,0 \text{ t/m}^2 & \text{ à } 22,5 \text{ t/m}^2 \text{ para T.S.} = 60^\circ\text{C} \\
 7,0 \text{ t/m}^2 & \text{ à } 23,6 \text{ t/m}^2 \text{ para T.S.} = 110^\circ\text{C}.
 \end{aligned}$$

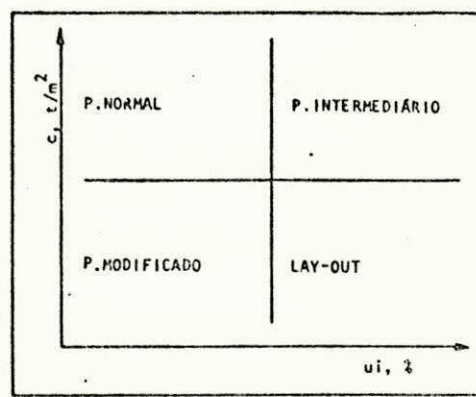
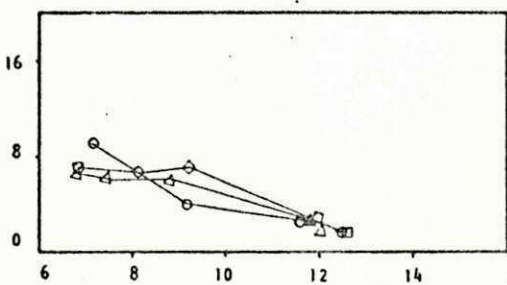
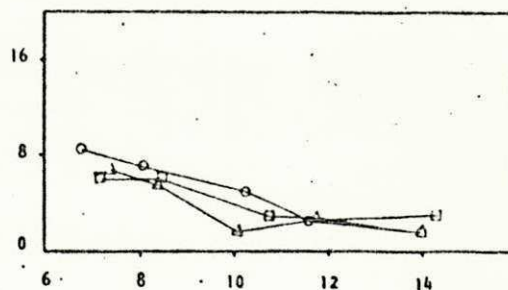
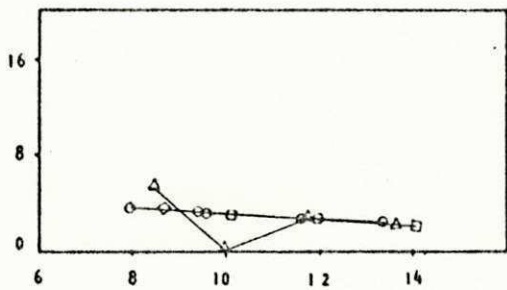
Para a energia mecânica de compactação equivalente à do Proctor modificado as curvas coesão x teor de umidade e coesão x massa específica aparente seca não apresentaram comportamento "bem definido". São os seguintes os valores máximos de coesão para esse nível de energia mecânica:

$$\begin{aligned}
 44,5 \text{ t/m}^2 & \text{ para T.S.} = 25^\circ\text{C} \\
 26,0 \text{ t/m}^2 & \text{ para T.S.} = 60^\circ\text{C} \\
 38,0 \text{ t/m}^2 & \text{ para T.S.} = 110^\circ\text{C}
 \end{aligned}$$

Verificou-se, portanto, que aumentando-se a energia mecânica de compactação aumentou-se a coesão do solo MAPA.

Quanto ao efeito da energia térmica na coesão do solo MAPA, na energia mecânica equivalente à do Proctor normal, observou-se a exemplo do comportamento apresentado para o módulo de elasticidade secante, que para teores de umidade inferiores ao ótimo de compactação (20%), a coesão diminuiu quando T.S. variou de 25°C para 110°C. Observou-se que para T.S. = 60°C a diminuição da coesão foi maior do que para T.S. = 110°C. No ramo úmido da curva de compactação a coesão manteve-se praticamente constante ao se variar a temperatura de secagem. Na energia mecânica de compactação equivalente à do Proctor intermediário os valores da coesão tenderam a diminuir com o aumento da temperatura de secagem. Observa-se no entanto, que para valores muito baixos do teor de umidade este comportamento apresentou tendência a se inverter. Para a energia mecânica equivalente à do Proctor modificado não foi possível definir um comportamento de variação da coesão com a energia térmica de secagem.

Os comportamentos coesão x teor de umidade e coesão x massa específica aparente seca do solo SLMA são apresentados na Figura 4.3.4.4.F. A coesão deste solo apresentou pouca variação com o aumento do teor de umidade de moldagem. Os resultados apresentados na Tabela 4.3.4.4.E indicam os valores mínimos e máximos da coesão do solo SLMA para os diferentes níveis de



○ - T.S. = 25°C
 △ - T.S. = 60°C
 □ - T.S. = 110°C

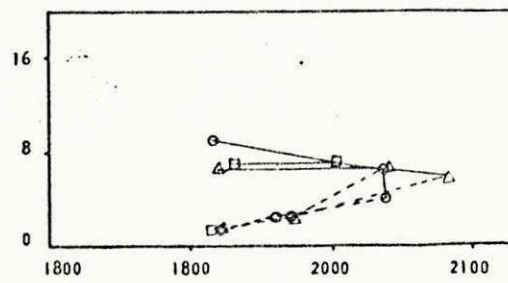
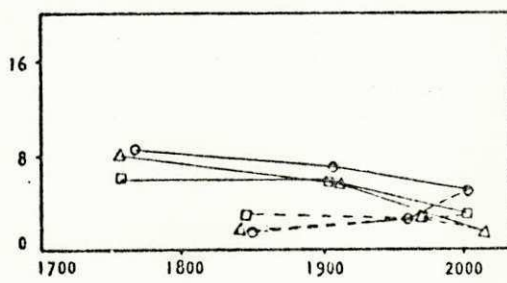
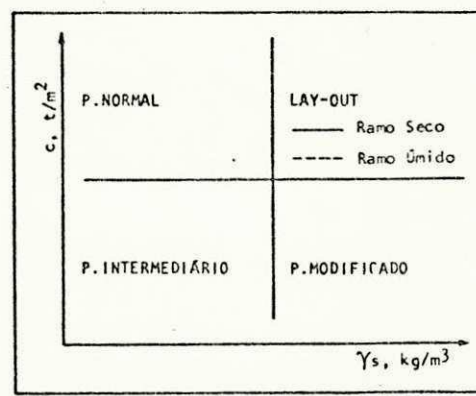
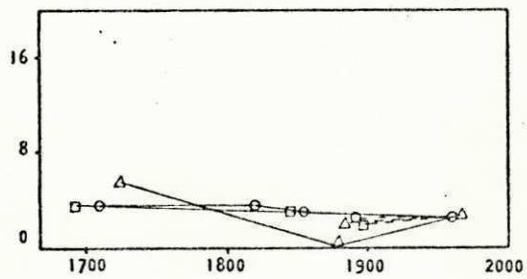


FIGURA 4.3.4.4.F - Coesão (c) x Teor de Umidade (ui) e Coesão (c) x Massa Específica Aparente Seca (γs), Solo SLMA.

energias térmica e mecânica.

PROCTOR	T.S. °C	COESÃO MÍNIMA t/m ²	COESÃO MÁXIMA t/m ²
Normal	25	2,5	3,8
	60	0,0	5,5
	110	2,0	3,5
Intermediário	25	1,5	8,5
	60	1,5	8,0
	110	3,0	6,0
Modificado	25	1,5	9,0
	60	1,5	6,5
	110	1,5	7,0

TABELA 4.3.4.4.E - Valores Mínimos e Máximos da Coesão do Solo SLMA.

A Figura 4.3.4.4.F e os resultados apresentados na Tabela 4.3.4.4.E mostram que a coesão do solo SLMA não apresentou um comportamento característico com a variação da energia térmica de secagem.

Quanto ao efeito da energia mecânica de compactação na coesão do solo SLMA verifica-se da Figura 4.3.4.4.F que este parâmetro tende a aumentar ao se passar da energia mecânica de compactação equivalente à do Proctor normal para a do Proctor intermediário pouca variação ocorrendo entre os valores de coesão obtidos para as energias mecânicas de compactação equivalentes às dos Proctor intermediário e modificado.

Resumindo-se pode-se afirmar que a influência da energia térmica na coesão só é bem caracterizada para os solos ARPB e MAPA isto é, a coesão tende a diminuir com o aumento da temperatura de secagem. Salienta-se que para o ramo úmido da curva de compactação do solo MAPA a coesão apresentou tendência a assumir valores constantes ao se variar a temperatura de secagem.

Com relação ao efeito da energia mecânica pode-se resumir dizendo que um aumento na energia mecânica corresponde a um aumento na coesão dos solos estudados.

4.3.4.5 - Efeito das Energias Térmica e Mecânica no Ângulo de Atrito Interno (ϕ_i , $i = 1$ e 2)

4.3.4.5.1 - Introdução

Devido à obtenção de envoltórias não lineares para os solos CAPI, JPPB e SLMA, definiu-se 2 ângulos de atrito interno para esses solos (Figura 4.3.4.5.1.A). O primeiro (ϕ_1) correspondendo à tangente ao trecho inicial da envoltória de resistência; ϕ_1 é mobilizado considerando-se apenas a matriz do solo e o segundo (ϕ_2) correspondendo à tangente ao trecho final da envoltória de resistência; ϕ_2 é mobilizado pela matriz do solo e por pequenas concreções ou fragmentos de rocha (Lohnes e Handy, 1968). É importante salientar, que nos solos lateríticos, os grupamentos de partículas do tamanho argila ou a união de partículas do tamanho argila às frações de outros tamanhos podem formar concreções com ligações cimentícias que variam de fracas a muito resistentes. A presença dos limites cimentícios fracos pode provocar o colapso da estrutura do solo, para um certo teor de umidade e níveis de tensões definidos. Tal colapso faz surgir um novo arranjo estrutural no solo bem como poro-pressões negativas provenientes dos vazios intra-agregações, provocando assim alteração nas propriedades de resistência (Borba 1976). O comportamento de resistência dos solos lateríticos depende portanto, da presença e natureza das ligações cimentícias. A Figura 4.3.4.5.1.B apresenta uma estrutura idealizada para solos residuais, onde é mostrada a presença de limites pobremente cimentados e fortemente cimentados (P. K. De et alii 1973). A presença de concreções com limites pobremente cimentados no plano de cisalhamento certamente provocará o surgimento de envoltórias de resistência dos tipos mostrados na Figura 4.3.4.5.1.C. No entanto, se no plano de cisalhamento se fizerem presentes fragmentos de rocha ou grupamentos/concreções cujos

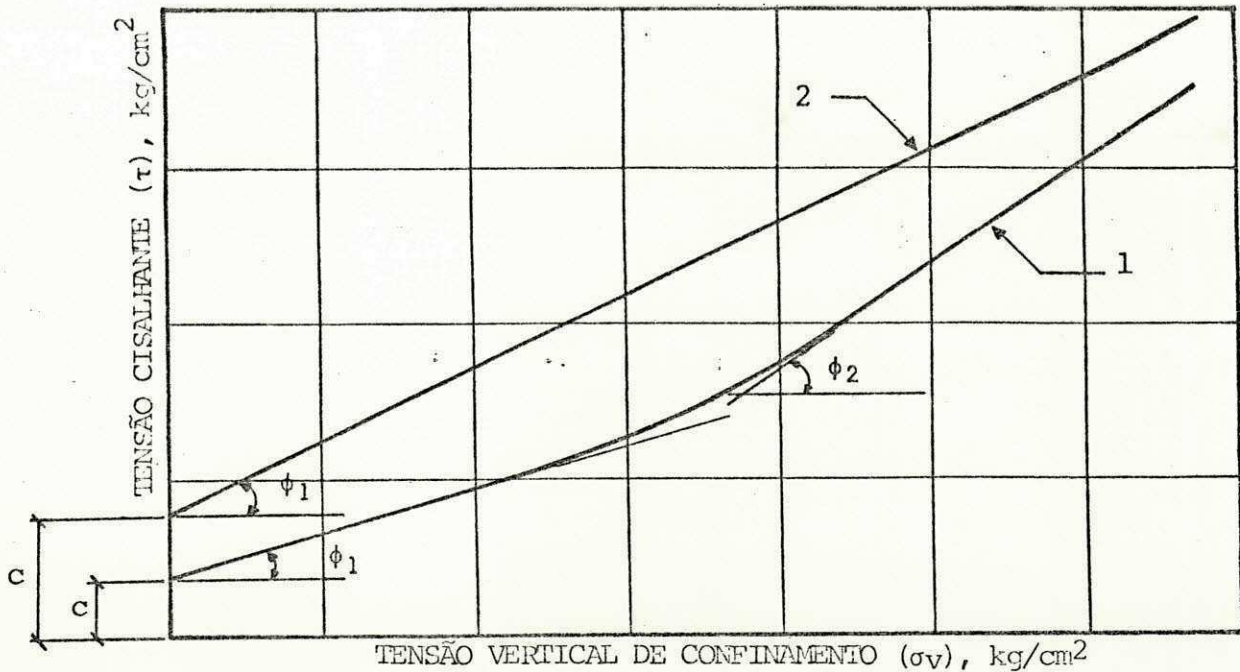


FIGURA 4.3.4.5.1.A - Envoltórias de Resistência Características dos Solos ARPB (2), CAPI (1), JPPB (1), MAPA (2) e SLMA (1).

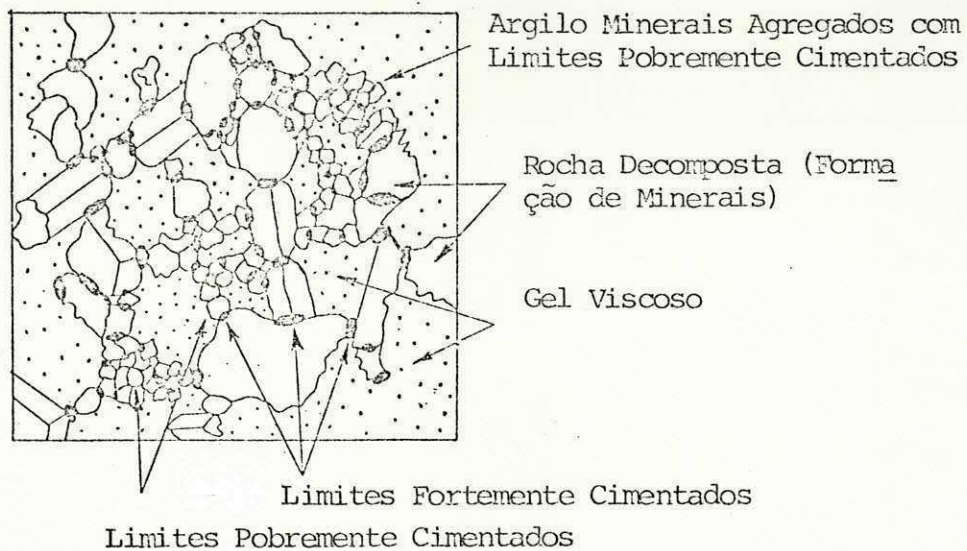


FIGURA 4.3.4.5.1.B - P.K. De et alii (1973) - Estrutura Idealizada para Solos Residuais.

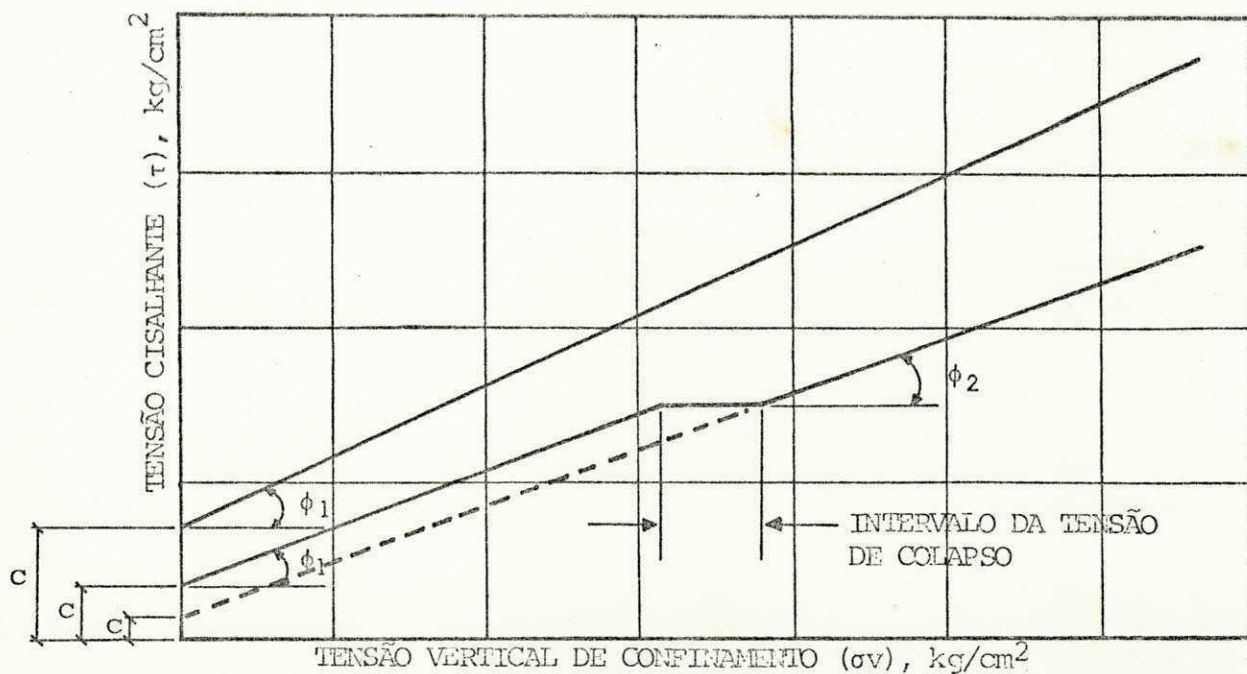


FIGURA 4.3.4.5.1.C - Envoltórias de Resistência de Solos com Limites Estruturais Pobrementemente Cimentados.

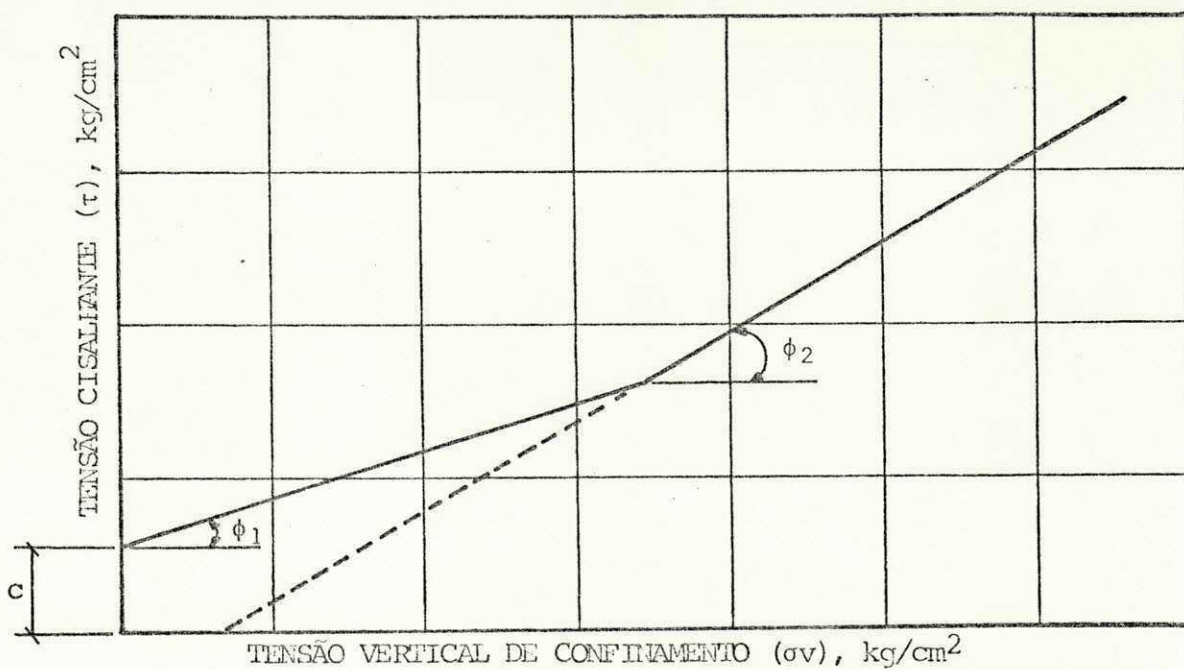


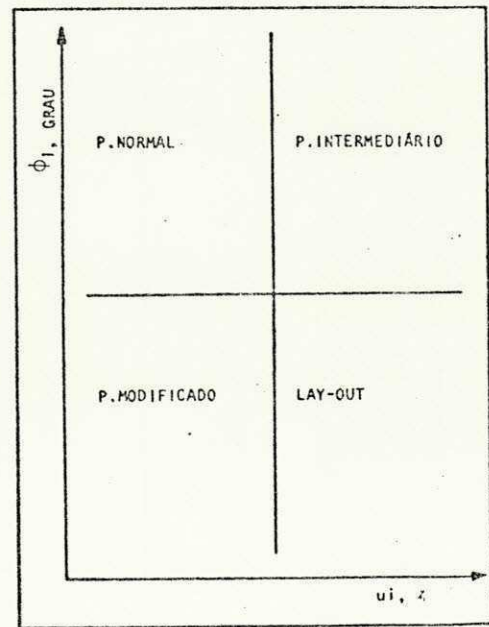
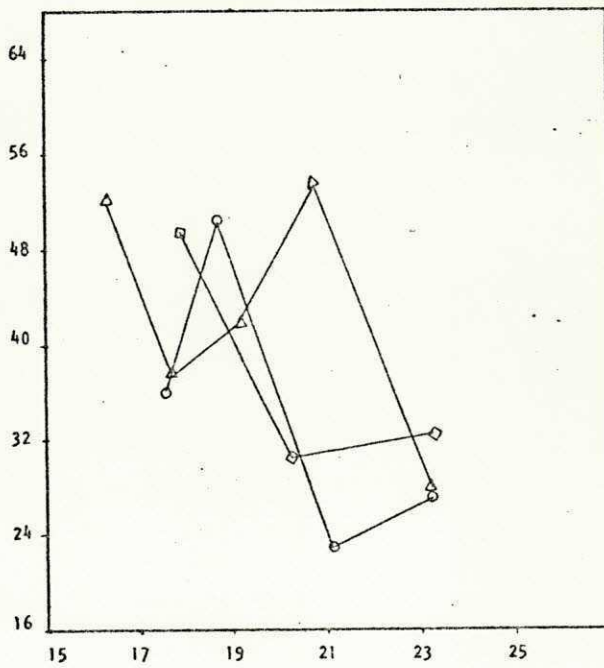
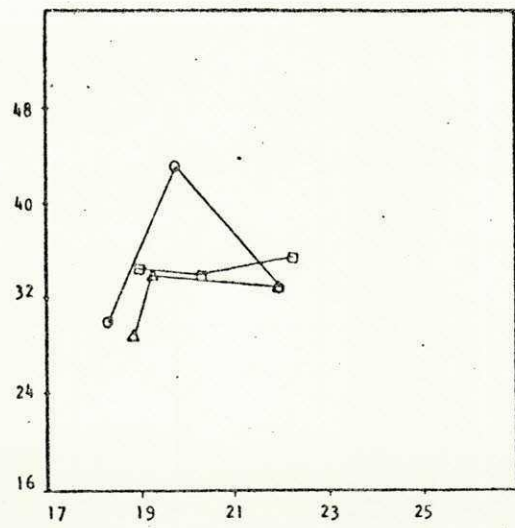
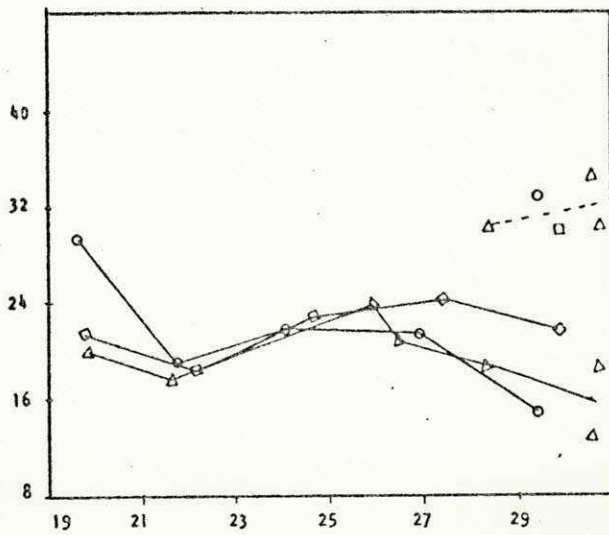
FIGURA 4.3.4.5.1.D - Envoltórias de Resistência de Solos Contendo Fragmentos de Rocha ou Estruturas Fortemente Cimentadas.

limites cimentantes são fortes o suficiente para não permitir o colapso destas estruturas, o solo certamente apresentará uma envoltória do tipo mostrado na Figura 4.3.4.5.1.D, e como citado anteriormente, este comportamento já foi verificado em solo laterítico por Lohnes e Handy (1968).

4.3.4.5.2 - Resultados Obtidos

Os comportamentos ângulo de atrito x teor de umidade e ângulo de atrito x massa específica aparente seca do solo ARPB são mostrados nas Figuras 4.3.4.5.2.A e 4.3.4.5.2.B respectivamente. Observa-se destas figuras que o ângulo de atrito ϕ_2 só foi mobilizado para elevados teores de umidade o que até certo ponto confirma a presença de partículas granulares de maior resistência (em relação à matriz do solo) no plano de cisalhamento, uma vez que o aumento excessivo de água tende a reduzir a resistência da matriz dos solos plásticos com relativamente elevado teor de finos. O comportamento de variação do ângulo de atrito ϕ_1 com o teor de umidade só se apresenta bem caracterizado para a energia mecânica de compactação equivalente à do Proctor normal, em que ϕ_1 apresenta inicialmente uma pequena redução com o aumento do teor de umidade (até 22%) passando então a aumentar até atingir um valor máximo para a umidade correspondente à ótima de compactação (máxima massa específica aparente seca) a partir do qual diminui com o aumento do teor de umidade.

Quanto ao efeito da energia térmica em ϕ_1 , verifica-se da Figura 4.3.4.5.2.A, para a energia mecânica de compactação equivalente à do Proctor normal, que no ramo seco da curva de compactação os valores obtidos para as temperaturas de secagem (T.S.) de 60°C e 110°C foram aproximadamente os mesmos, sendo no entanto inferiores aos obtidos para o solo seco a 25°C (temperatura ambiente). Para o ramo úmido desta curva de compactação, o ângulo de atrito interno ϕ_1 apresentou tendência a aumentar com o aumento da temperatura de secagem. Na energia de compactação equivalente à do Proctor intermediário o comportamento apresentado para o ramo seco da curva de compactação é semelhante ao encontrado para a energia de compactação equivalente à do Proctor normal isto é ϕ_1 aumentou ao se pas



○ - T.S. = 25°C
 △ - T.S. = 60°C
 □ - T.S. = 110°C

— φ₁
 - - - φ₂

FIGURA 4.3.4.5.2.A - Angulo de Atrito (φ₁) x Teor de Umidade (u_l), Solo ARP.B.

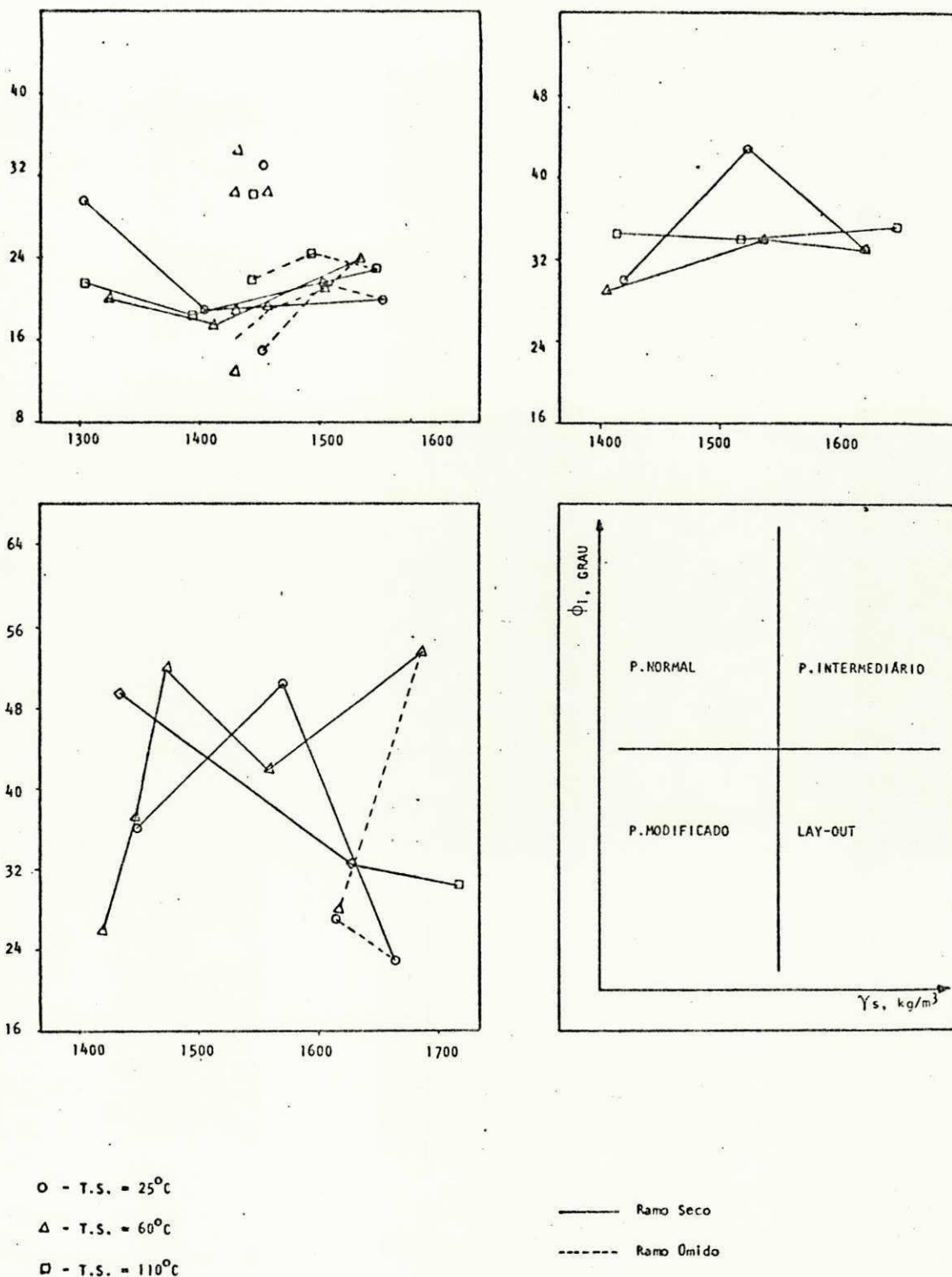


FIGURA 4.3.4.5.2.B - Ângulo de Atrito (Φ_1) x Massa Específica Aparente Seca (γ_s), Solo ARPB.

sar de T.S. = 25°C para T.S. = 60°C e manteve-se aproximadamente o mesmo ao se passar de T.S. = 60°C para T.S. = 110°C. Para o ramo úmido, as curvas de compactação foram coincidentes, admitindo-se assim o mesmo comportamento de variação de ϕ_1 para os Proctor normal, intermediário e modificado. Para umidades inferiores à ótima na energia de compactação equivalente à do Proctor modificado, não foi caracterizado o efeito da energia térmica em ϕ_1 .

As Figuras 4.3.4.5.2.A e B e a Tabela 4.3.4.5.2.A mostram que o ângulo de atrito ϕ_1 do solo ARPB aumentou com o aumento da energia mecânica de compactação.

As Figuras 4.3.4.5.2.C e D mostram para o solo CAPI a variação dos ângulos de atrito (ϕ_1 e ϕ_2) com o teor de umidade (u) e dos ângulos de atrito (ϕ_1 e ϕ_2) com a massa específica aparente seca (γ_s), respectivamente. A curva ângulo de atrito $\phi_1 \times u$ apresentou ϕ_1 aumentando com u até atingir a umidade ótima de compactação para qualquer dos Proctor, passando a diminuir a partir deste ponto. A Tabela 4.3.4.5.2.B mostra que os menores valores de ϕ_1 correspondem aos maiores valores de u. Observa-se também que para os teores de umidade situados no ramo úmido da curva de compactação, os valores de ϕ_1 foram coincidentes para os 3 níveis de energia mecânica, uma vez que os ramos úmidos das curvas de compactação dinâmica se sobrepuseram.

As Figuras 4.3.4.5.2.C e D, e a Tabela 4.3.4.5.2.B mostram que para o solo CAPI ϕ_1 tendeu a aumentar com o aumento da energia térmica. A mesma tendência é observada ao aumentar a energia mecânica de compactação, existindo no entanto, pouca diferença entre ϕ_1 obtido para as energias de compactação equivalentes às dos Proctor normal e intermediário. Com relação a ϕ_2 , observa-se que o mesmo não apresentou um comportamento definido em relação ao teor de umidade e a massa específica aparente seca. Verificou-se que ϕ_2 está compreendido entre:

33,5°	e	43,6°	para o Proctor normal
36,6°	e	47,5°	para o Proctor intermediário
37,2°	e	49,5°	para o Proctor modificado.

Esses resultados mostram que ϕ_2 aumentou ao se passar da energia mecânica de compactação equivalente à do Proctor normal para a do Proctor intermediário e deste para a do Proctor modifi

PROCTOR	LIMITES DE ϕ_1	TEMPERATURA DE SECAGEM DO SOLO - T.S., °C								
		25			60			110		
		ui, %	$\gamma_s, \text{kg/m}^3$	ϕ_1, GRAU	ui, %	$\gamma_s, \text{kg/m}^3$	ϕ_1, GRAU	ui, %	$\gamma_s, \text{kg/m}^3$	ϕ_1, GRAU
NORMAL	MÍNIMO	28,83	1455	15,0	30,54	1430	13,0	22,19	1393	18,5
	MÁXIMO	19,60	1303	29,5	25,92	1533	24,0	27,41	1493	24,5
INTERMEDIÁRIO	MÍNIMO	28,83	1455	15,0	30,54	1430	13,0	29,86	1443	22,0
	MÁXIMO	19,74	1524	43,0	19,27	1536	34,0	22,23	1646	35,5
MODIFICADO	MÍNIMO	28,83	1455	15,0	30,54	1430	13,0	29,86	1443	22,0
	MÁXIMO	18,69	1571	50,5	20,79	1688	53,5	17,89	1434	49,5

TABELA 4.3.4.5.2.A - Ângulo de Atrito Interno (ϕ_1) Mínimo e Máximo para o Solo ARPB.

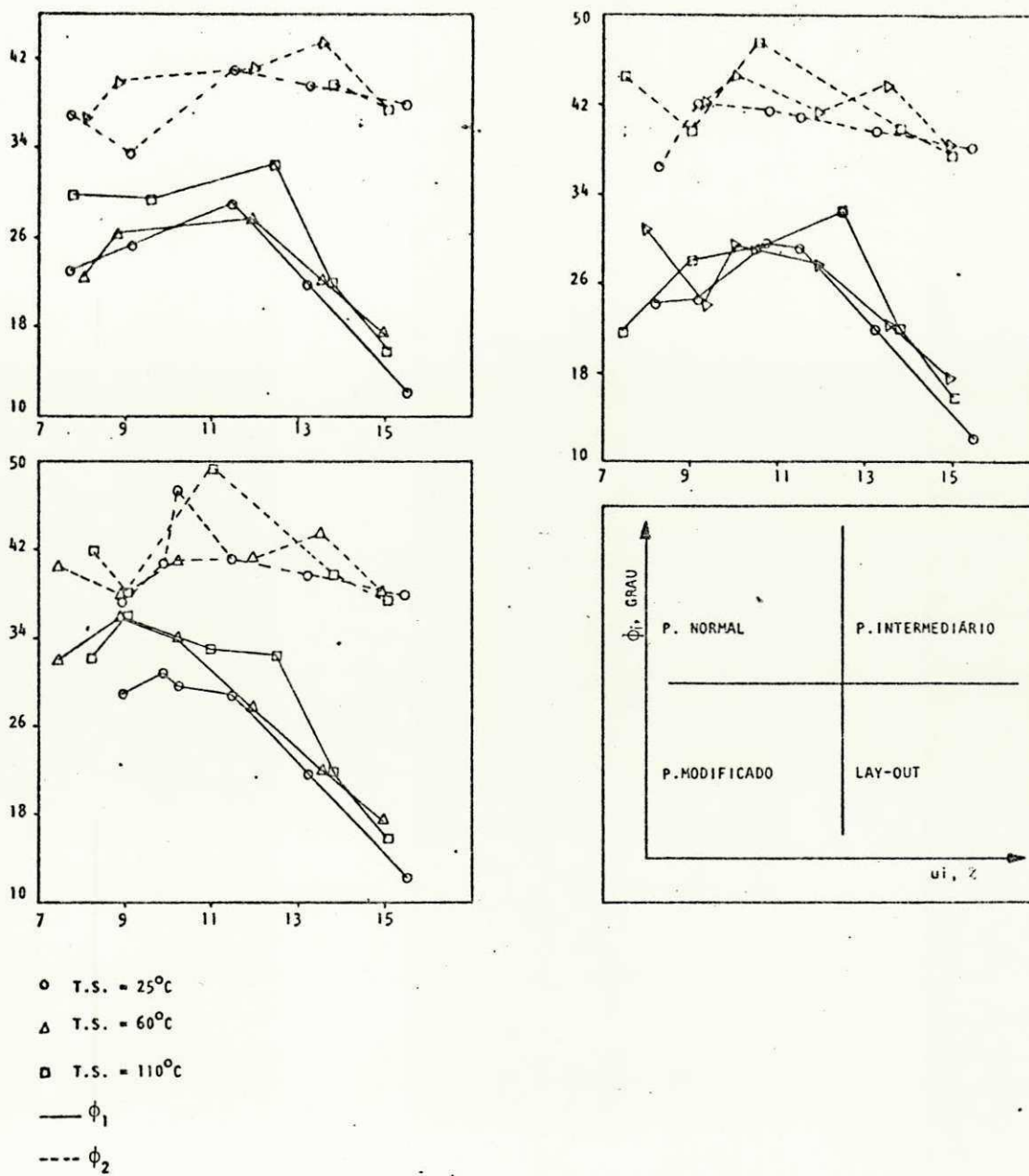


FIGURA 4.3.4.5.2.C - Ângulo de Atrito (ϕ_i) x Teor de Unidade (u_i), Solo CAPI.

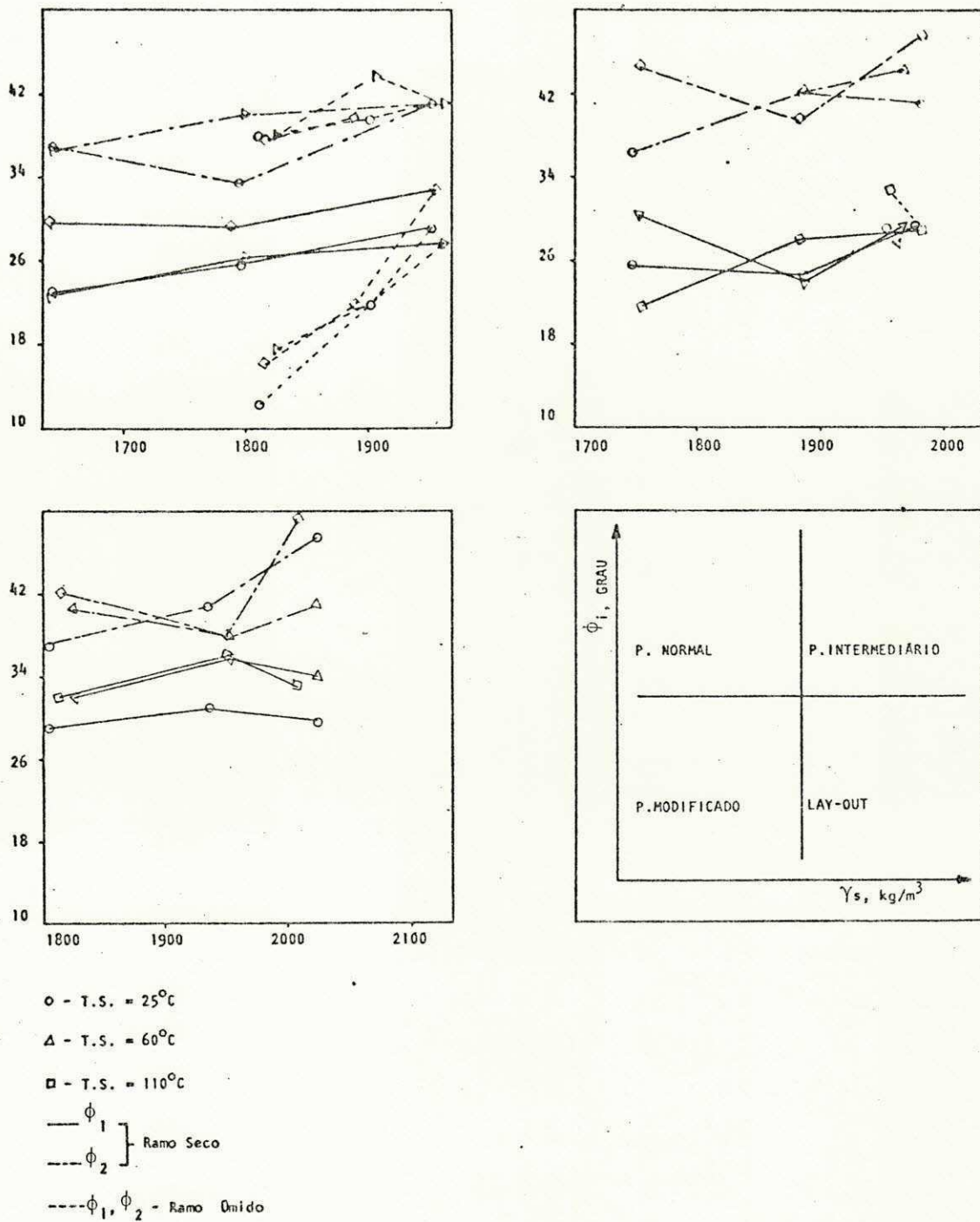


FIGURA 4.3.4.5.2.D - Ângulo de Atrito (ϕ_i) x Massa Específica Aparente Seca (γ_s), Solo CAPI.

PROCTOR	LIMITES DE ϕ_1	TEMPERATURA DE SECAGEM DO SOLO - T.S., °C								
		25			60			110		
		ui, %	$\gamma_s, \text{kg/m}^3$	ϕ_1, GRAU	ui, %	$\gamma_s, \text{kg/m}^3$	ϕ_1, GRAU	ui, %	$\gamma_s, \text{kg/m}^3$	ϕ_1, GRAU
NORMAL	MÍNIMO	15,52	1810	12,0	14,94	1824	17,5	15,05	1815	15,9
	MÁXIMO	11,50	1951	29,0	11,92	1962	27,5	12,48	1954	32,8
INTERMEDIÁRIO	MÍNIMO	15,52	1810	12,0	14,94	1824	17,5	15,05	1815	15,9
	MÁXIMO	10,78	1980	29,4	10,00	1968	28,5	12,48	1954	32,8
MODIFICADO	MÍNIMO	15,52	1810	12,0	14,94	1824	17,5	15,05	1815	15,9
	MÁXIMO	9,95	1938	31,0	8,96	1956	36,0	9,03	1951	36,0

TABELA 4.3.4.5.2.B - Ângulo de Atrito Interno (ϕ_1) Mínimo e Máximo do Solo CAPI.

cado.

Quanto ao efeito da energia térmica em ϕ_2 , observa-se das Figuras 4.3.4.5.2.C e D que embora tal influência seja diversificada, existe uma tendência de ϕ_2 ser aumentado pela secagem.

Os comportamentos ângulo de atrito (ϕ_1 e ϕ_2) x teor de umidade (u) e ângulo de atrito (ϕ_1 e ϕ_2) x massa específica aparente seca (γ_s) para o solo JPPB são mostrados na Figura 4.3.4.5.2.E. Esta figura indica que a energia térmica afetou ϕ_1 . Para a energia equivalente à do Proctor normal ϕ_1 aumentou ao passar da temperatura de secagem 25°C para a de 110°C e ao passar da de 110°C para a de 60°C. Para a energia equivalente a do Proctor intermediário os resultados de ϕ_1 não apresentaram um comportamento de variação com a energia térmica bem caracterizado, verificando-se apenas uma tendência de igualdade entre os valores obtidos com o solo seco a 25°C e a 60°C sendo estes no entanto superiores aos obtidos para o solo seco à 110°C.

A Tabela 4.3.4.5.2.C e a Figura 4.3.4.5.2.E mostram que ϕ_1 aumentou ao variar a energia mecânica de compactação e equivalente à do Proctor normal para a do Proctor intermediário para T.S. = 25°C e T.S. = 60°C, no ramo seco da curva de compactação. No ramo úmido da curva de compactação não foi caracterizada a influência da energia mecânica de compactação em ϕ_1 . Para T.S. = 110°C ϕ_1 manteve-se praticamente inalterado ao longo da curva de compactação ao se variar a energia mecânica de compactação equivalente à do Proctor normal para a equivalente à do Proctor intermediário. Para a energia mecânica equivalente a do Proctor modificado ϕ_1 foi determinado apenas para o teor de umidade próximo ao ótimo de compactação, assumindo os valores seguintes:

29,5°	para	T.S. = 25°C,	ui = 16,69%
33,5°	para	T.S. = 60°C,	ui = 16,86%
28,5°	para	T.S. = 110°C,	ui = 18,91%.

Estes resultados quando comparados aos obtidos para a energia de compactação equivalente à do Proctor intermediário, mostram que para estes teores de umidade particulares a variação da energia mecânica de compactação do Proctor interme

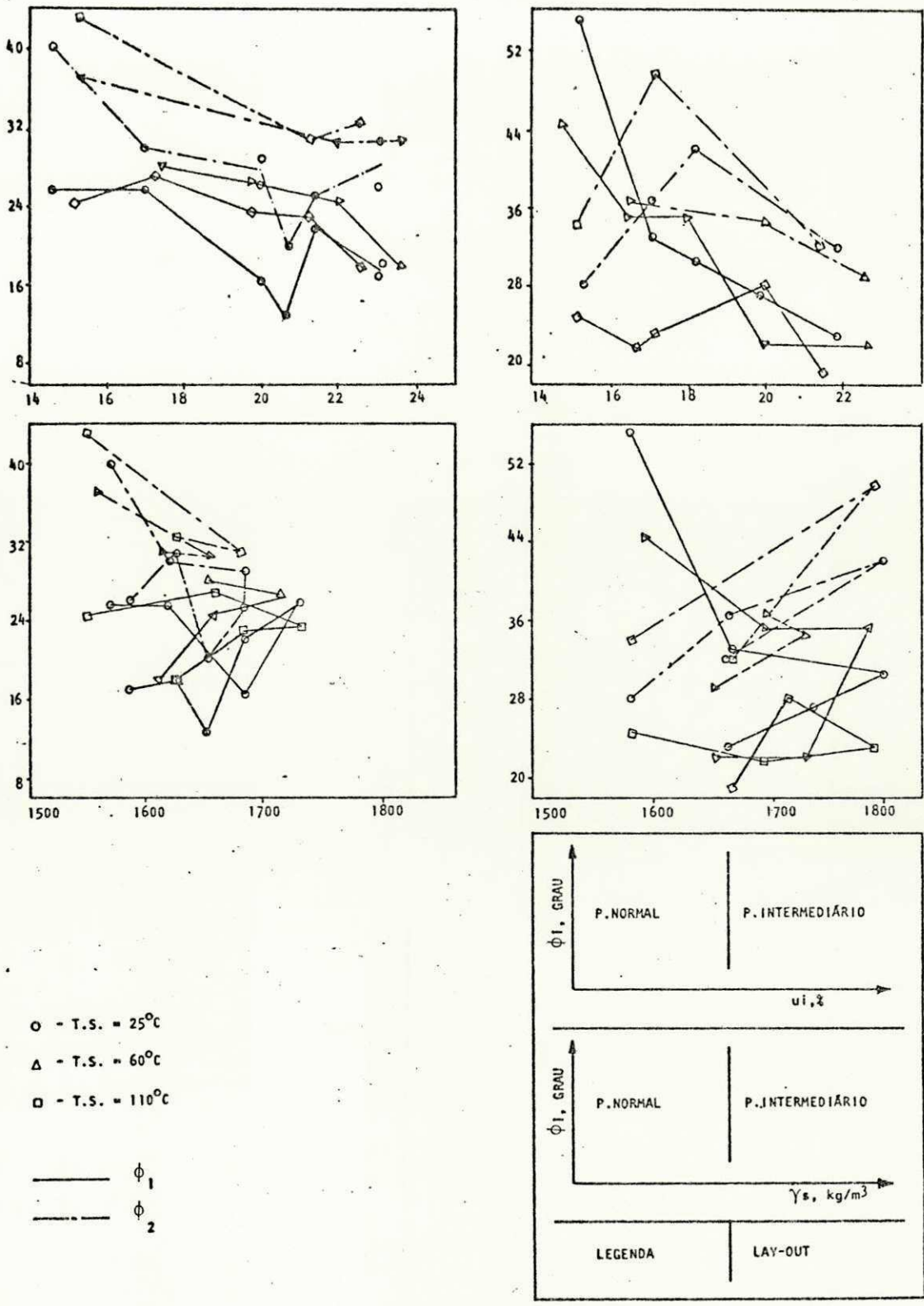


FIGURA 4.3.4.5.2.E - Ângulo de Atrito (ϕ_1) x Teor de Umidade (u_i) e Ângulo de Atrito (ϕ_1) x Massa Específica Aparente Seca (γ_s), Solo JPPB.

PROCTOR	LIMITES DE ϕ_1	TEMPERATURA DE SECAGEM DO SOLO - T.S., °C								
		25			60			110		
		ui, %	$\gamma_s, \text{kg/m}^3$	ϕ_1, GRAU	ui, %	$\gamma_s, \text{kg/m}^3$	ϕ_1, GRAU	ui, %	$\gamma_s, \text{kg/m}^3$	ϕ_1, GRAU
NORMAL	MÍNIMO	20,61	1654	12,5	23,59	1613	18,0	22,53	1626	18,0
	MÁXIMO	17,00	1621	25,5	17,49	1653	28,0	17,29	1660	27,0
INTERMEDIÁRIO	MÍNIMO	21,82	1674	23,0	22,51	1656	22,0	21,47	1670	19,0
	MÁXIMO	15,20	1585	55,0	14,79	1595	44,5	19,96	1719	28,0

TABELA 4.3.4.5.2.C - Ângulo de Atrito Interno (ϕ_1) Mínimo e Máximo para o Solo JPPB.

diário para o modificado não afetou ϕ_1 .

O ângulo de atrito ϕ_2 variou como mostrado na Tabela 4.3.4.5.2.D.

PROCTOR	T.S. °C	ui %	ϕ_2 MÍNIMO GRAU	ui %	ϕ_2 MÁXIMO GRAU
NORMAL	25	20,61	20,0	14,62	40,0
	60	21,95	30,5	15,33	37,0
	110	21,24	31,0	15,25	43,0
INTERMEDIÁRIO	25	21,82	32,0	18,13	42,0
	60	22,51	29,0	16,49	36,5
	110	21,47	32,0	17,13	49,5

TABELA 4.3.4.5.2.D - Ângulo de Atrito Interno (ϕ_2) para o solo JPPB.

Para a unidade próxima a ótima da curva de compactação do Proctor modificado ϕ_2 assumiu os seguintes valores:

43,5° para T.S. = 25°C e ui = 16,69%

48,0° para T.S. = 60°C e ui = 16,86%

44,0° para T.S. = 110°C e ui = 18,91%

Observando-se a Figura 4.3.4.5.2.E verifica-se para a energia mecânica de compactação equivalente à do Proctor normal, que ϕ_2 aumentou com o aumento da energia térmica de secagem. Para a energia mecânica equivalente a do Proctor intermediário ϕ_2 aumentou ao se passar de T.S. = 25°C para T.S. = 110°C. Os valores de ϕ_2 para T.S. = 60°C foram ligeiramente inferiores aos obtidos para T.S. = 25°C.

Quanto ao efeito da energia mecânica de compactação em ϕ_2 , não foi caracterizado um comportamento de variação para o solo JPPB.

A Figura 4.3.4.5.2.F mostra, para o solo MAPA, a variação no ângulo de atrito ϕ_1 com o teor de umidade (u) e com a massa específica aparente seca (γ_s). Verifica-se desta figura que a "umidade ótima" correspondente a ϕ_1 máximo apresentou-

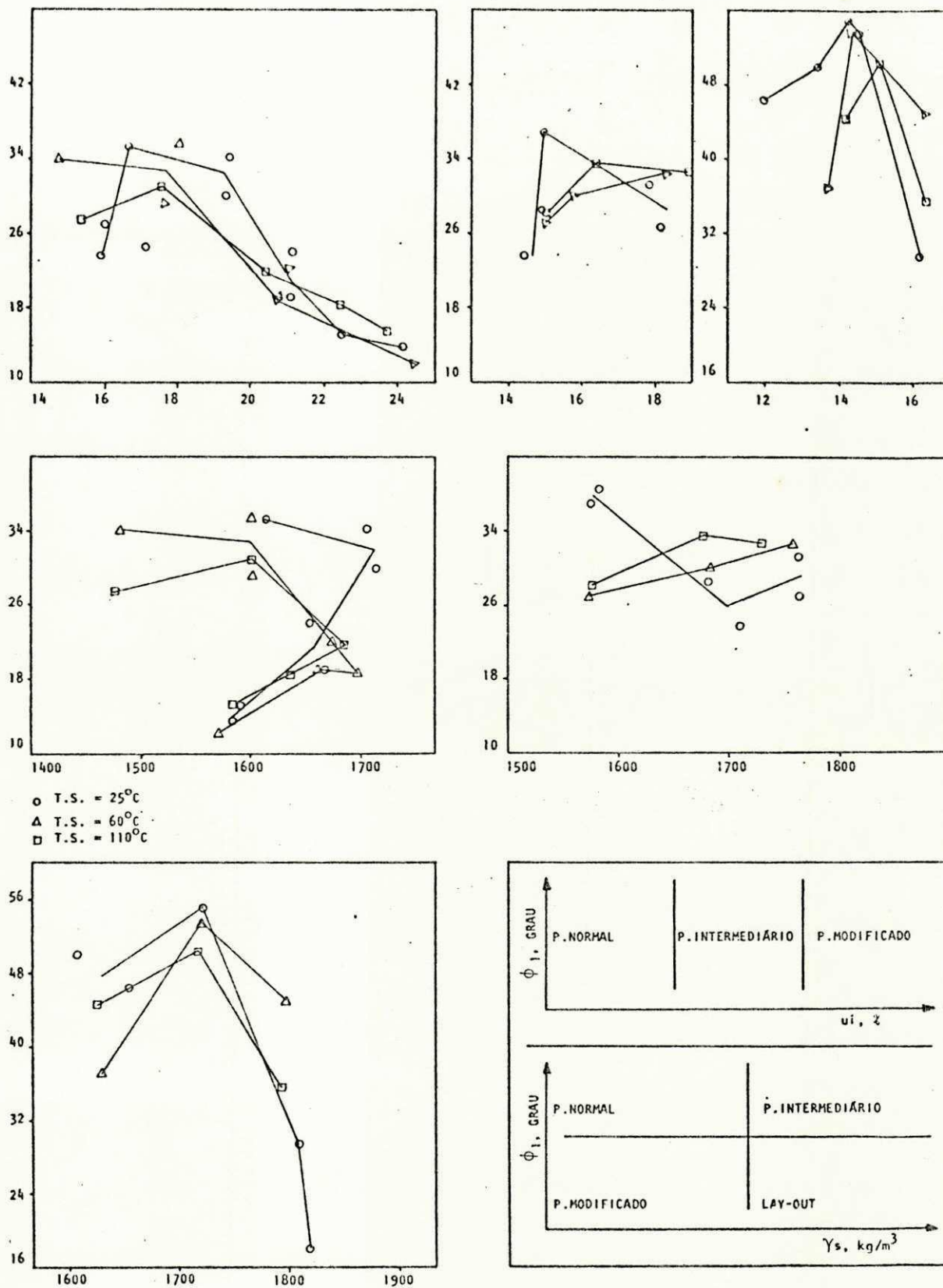


FIGURA 4.3.4.5.2.F - Ângulo de Atrito (ϕ_1) x Teor de Umidade (u_i) e Ângulo de Atrito (ϕ_1) x Massa Específica Aparente Seca (γ_s), Solo MAPA.

se inferior à ótima correspondente à massa específica aparente seca máxima para as energias equivalentes à cada Proctor, en quanto os menores valores de ϕ_1 ocorreram para os maiores teo res de umidade a exemplo do comportamento verificado para o so lo CAPI. Estes valores mínimos e máximos para o solo MAPA são mostrados na Tabela 4.3.4.5.2.E.

PROCTOR	LIMITES DE ϕ_1	TEMPERATURA DE SECAGEM DO SOLO - T.S., °C								
		25			60			110		
		ui, %	$\gamma_s, \text{kg/m}^3$	ϕ_1, GRAU	ui, %	$\gamma_s, \text{kg/m}^3$	ϕ_1, GRAU	ui, %	$\gamma_s, \text{kg/m}^3$	ϕ_1, GRAU
NORMAL	MÍNIMO	24,16	1584	13,5	24,45	1572	12,0	23,72	1585	15,3
	MÁXIMO	16,69	1614	35,2	14,71	1483	34,0	17,57	1690	31,0
INTERMEDIÁRIO	MÍNIMO	24,16	1584	13,5	24,45	1572	12,0	23,72	1585	15,3
	MÁXIMO	14,90	1576	36,9	18,31	1759	32,6	16,39	1678	33,6
MODIFICADO	MÍNIMO	24,16	1584	13,5	24,45	1572	12,0	23,72	1585	15,3
	MÁXIMO	14,28	1724	55,0	14,36	1722	53,5	15,02	1717	50,5

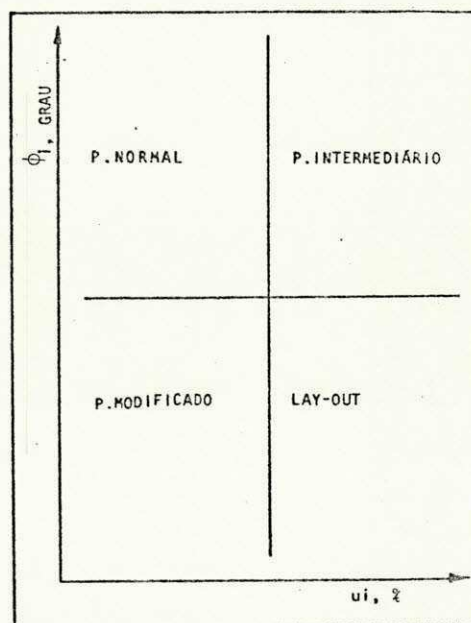
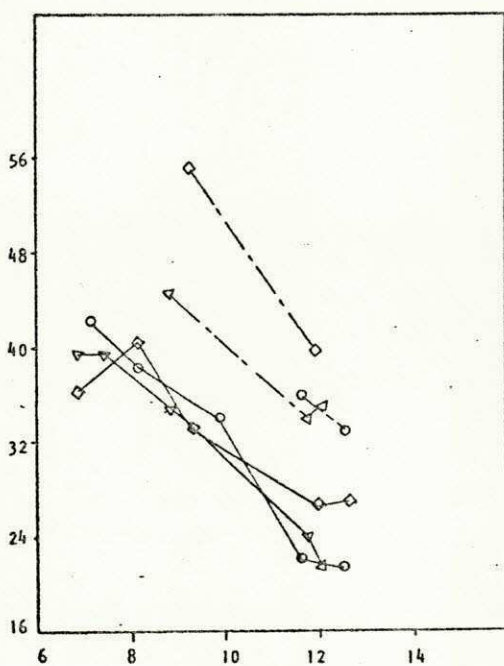
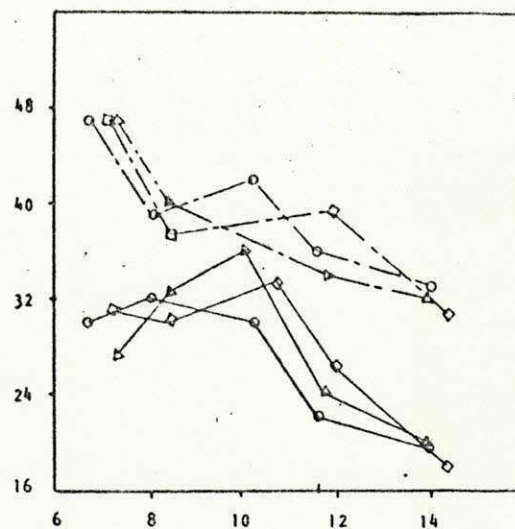
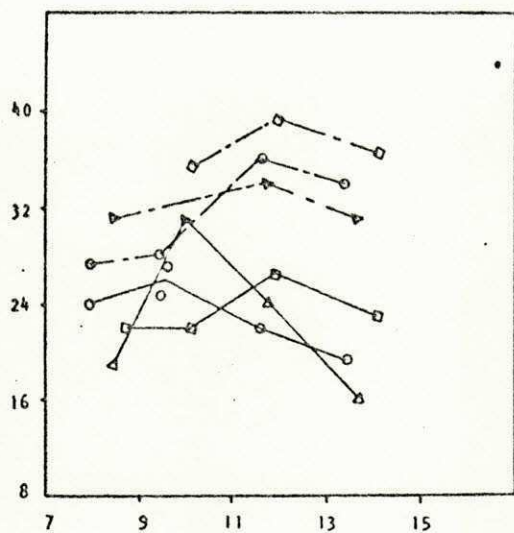
TABELA 4.3.4.5.2.F - Ângulo de Atrito Interno (ϕ_1) Mínimo e Máximo do Solo MAPA.

Os resultados apresentados para o solo MAPA na Tabela 4.3.4.5.2.E e na Figura 4.3.4.5.2.F mostram para este solo a tendência de ϕ_1 aumentar com a energia mecânica de compactação no ramo seco da curva de compactação. Os valores correspondentes ao ramo úmido da curva de compactação foram coincidentes para os 3 níveis de energia mecânica ao se considerar teores de umidade superiores ao ótimo do Proctor normal. Estes resultados mostram ainda que os valores de ϕ_1 máximo obtidos após a secagem em estufa são sempre inferiores aos obtidos para o solo seco ao ar. Para as energias mecânicas equivalentes as dos Proctor normal e intermediário os valores de ϕ_1 obtidos para T.S. 60°C foram inferiores aos obtidos para T.S. = 110°C. Para o Proctor modificado ϕ_1 para T.S. = 60°C foi maior que para T.S. = 110°C. No entanto, tais comportamentos não se mantiveram ao longo das curvas $\phi_1 \times u$ e $\phi_1 \times \gamma_s$. Assim, por exemplo, para a energia mecânica de compactação equivalente à do Proctor normal no ramo úmido da curva de compactação, ϕ_1 diminuiu de T.S. 25°C ($\phi_1 = 13,5^\circ$, ui = 24,16%) para T.S. = 60°C ($\phi_1 = 12,0^\circ$, ui = 24,45%) e aumentou de T.S. = 25°C

para T.S. = 110°C ($\phi_1 = 15,3^\circ$, $u_i = 23,72\%$), este comportamento, parece ser uma consequência da variação na umidade e na massa específica aparente seca dos corpos de prova moldados para T.S. = 25°C, T.S. = 60°C e T.S. = 110°C, apresentando ϕ_1 tendência a permanecer constante ou a sofrer pequenos aumentos a partir da umidade ótima de compactação, a um mesmo teor de umidade, ao se aumentar a temperatura de secagem. No ramo seco da curva de compactação para a energia mecânica equivalente à do Proctor normal, ϕ_1 diminuiu com o aumento da energia térmica como mostra a Figura 4.3.4.5.2.F. Para a energia de compactação equivalente à do Proctor intermediário, na menor umidade do ramo seco da curva de compactação ($u = 15\%$), ϕ_1 diminuiu de T.S. = 25°C ($\phi_1 = 38,0$) para T.S. = 110°C ($\phi_1 = 28,1^\circ$), mantendo-se aproximadamente constante entre T.S. = 110°C ($\phi_1 = 28,1^\circ$) e T.S. = 60°C ($\phi_1 = 27,0^\circ$). Para o maior teor de umidade do ramo seco da curva de compactação (umidade ótima, $u = 18,3\%$), ϕ_1 manteve-se constante entre T.S. = 60°C e T.S. = 110°C ($\phi_1 = 32,6^\circ$) e diminuiu para T.S. = 25°C ($\phi_1 = 29,0^\circ$). A Figura 4.3.4.5.2.F mostra que ϕ_1 não definiu um comportamento de variação com a energia térmica para a energia mecânica de compactação equivalente à do Proctor modificado. No entanto, os resultados apresentados na Tabela 4.3.4.5.2.E mostram que ϕ_1 máximo diminuiu com o aumento da energia térmica de secagem.

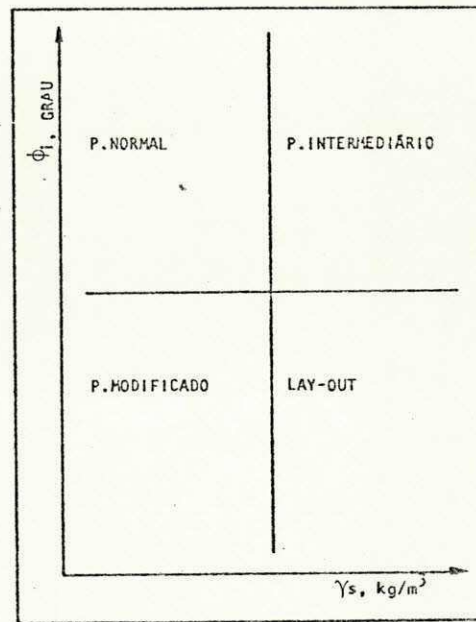
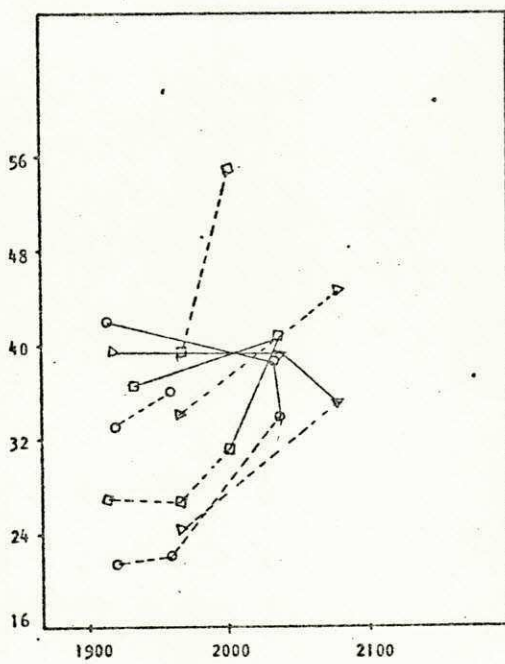
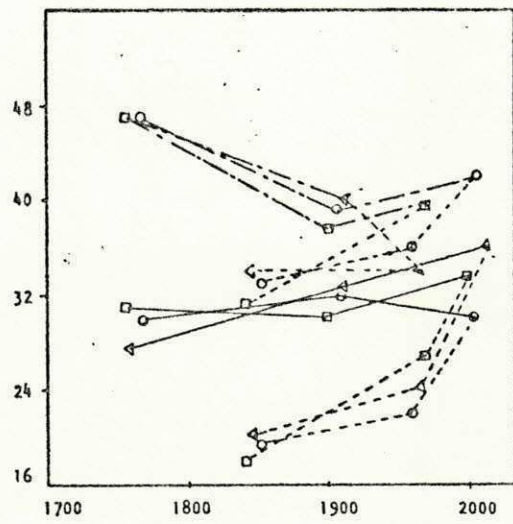
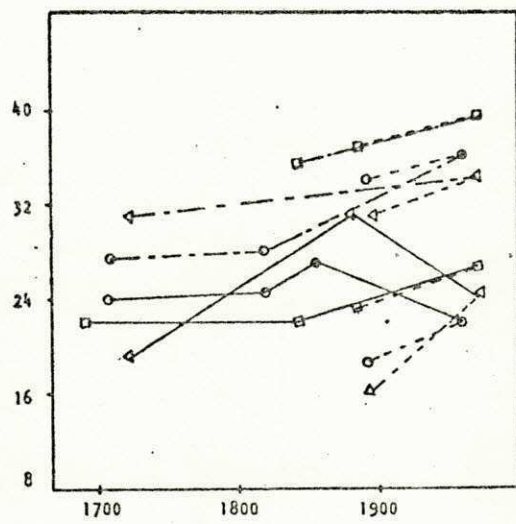
As Figuras 4.3.4.5.2.G e H apresentam para o solo SLMA as curvas ângulo de atrito (ϕ_1 e ϕ_2) x teor de umidade (u) e ângulo de atrito (ϕ_1 e ϕ_2) x massa específica aparente seca (γ_s) respectivamente. As curvas ϕ_1 x u apresentam para T.S. = 110°C ϕ_1 aumentando com o aumento do teor de umidade até atingir a umidade ótima de compactação, a partir da qual passou a diminuir. A medida que diminuiu a temperatura de secagem, embora o formato das curvas (ϕ_1 x u) não varie muito, a umidade ótima correspondente a ϕ_1 máximo se deslocou em direção a menores teores de umidade. Tal comportamento provavelmente se deve a um fortalecimento dos limites cimentantes pelo aquecimento, tornando-se assim (para um mesmo nível de tensão) necessário maior teor de umidade para destruí-los.

Para o solo SLMA, como mostram as Figuras 4.3.4.5.2.G e H, ϕ_1 apresentou tendência a diminuir com o aumento da tempe



- - T.S. = 25°C
- △ - T.S. = 60°C
- - T.S. = 110°C
- ϕ_1
- - - ϕ_2

FIGURA 4.3.4.5.2.G - Angulo de Atrito (ϕ_1) x Teor de Umidade (ui), Solo SLMA.



- - T.S. = 25°C
- △ - T.S. = 60°C
- - T.S. = 110°C
- ϕ_1 } Ramo Seco
- - - ϕ_2 }
- - - ϕ_1, ϕ_2 - Ramo Umido

FIGURA 4.3.4.5.2.H - Ângulo de Atrito (ϕ) x Massa Específica Aparente Seca (γ_s), Solo SLMA.

ratura de secagem para o ramo seco da curva de compactação nos 3 níveis de energia mecânica considerados (normal, intermediário e modificado). No ramo úmido da curva de compactação, para estes 3 níveis de energia mecânica de compactação ϕ_1 apresentou tendência a aumentar com o aumento da energia térmica de secagem.

Quanto ao efeito da energia mecânica em ϕ_1 observou-se que este parâmetro aumentou com o aumento da energia mecânica de compactação, para o ramo seco da curva de compactação. Para o ramo úmido da curva de compactação (umidades superiores a ótima da curva de compactação do Proctor normal) a energia mecânica não afetou ϕ_1 . A Tabela 4.3.4.5.2.F apresenta os intervalos de variação de ϕ_1 para os diferentes níveis de energia térmica e mecânica.

A influência da energia térmica de secagem no ângulo de atrito ϕ_2 não foi "bem definida", ou seja, ϕ_2 aumentou ou diminuiu com o aumento da energia térmica de secagem. Observou-se, no entanto, tendência a ϕ_2 obtido para T.S. 110°C ser superior aos valores obtidos para T.S. = 60°C e T.S. = 25°C. Os resultados apresentados na Tabela 4.3.4.5.2.G mostram a variação de ϕ_2 com a energia térmica de secagem.

PROCTOR	T.S. °C	ui %	ϕ_2 MÍNIMO GRAU	ui %	ϕ_2 MÁXIMO GRAU
Normal	25	7,95	27,2	11,60	36,0
	60	8,48	31,0	11,76	34,0
	110	10,12	35,5	11,91	39,5
Intermediário	25	13,97	33,0	6,73	47,0
	60	13,99	34,0	7,38	47,0
	110	14,32	31,0	7,18	47,0
Modificado	25	13,97	33,0	11,60	36,0
	60	13,99	34,0	8,83	44,5
	110	14,32	31,0	9,23	55,0

TABELA 4.3.4.5.2.G - Ângulo de Atrito Interno (ϕ_2) para o Solo SLMA.

PROCTOR	LIMITES DE ϕ_1	TEMPERATURA DE SECAGEM DO SOLO - T.S., °C								
		25			60			110		
		ui, %	$\gamma_s, \text{kg/m}^3$	ϕ_1, GRAU	ui, %	$\gamma_s, \text{kg/m}^3$	ϕ_1, GRAU	ui, %	$\gamma_s, \text{kg/m}^3$	ϕ_1, GRAU
NORMAL	MÍNIMO	13,41	1892	18,5	13,65	1896	16,0	8,73	1692	22,0
	MÁXIMO	9,61	1855	27,0	10,00	1883	31,0	11,91	1970	26,5
INTERMEDIÁRIO	MÍNIMO	13,97	1849	19,5	13,99	1843	20,0	14,32	1842	18,0
	MÁXIMO	8,07	1908	32,0	10,02	2015	36,0	10,75	2004	33,5
MODIFICADO	MÍNIMO	13,97	1849	19,5	13,99	1843	20,0	14,32	1842	18,0
	MÁXIMO	7,13	1915	42,0	6,84	1918	39,5	8,19	2036	40,5

TABELA 4.3.4.5.2.F - Ângulo de Atrito Interno (ϕ_1) Mínimo e Máximo para o Solo SLMA.

Quanto ao efeito da energia mecânica de compactação em ϕ_2 observa-se dos resultados apresentados nas Figuras 4.3.4.5.2.G e H, que ϕ_2 aumentou com o aumento da energia mecânica de compactação para o ramo seco da curva de compactação (umidade superior a ótima de compactação do Proctor normal), para o ramo úmido da curva de compactação os valores de ϕ_2 foram repetitivos.

Em resumo, verificou-se que o ângulo de atrito ϕ_1 dos solos estudados (ARPB, CAPI, JPPB, MAPA e SLMA) aumentou com o aumento da energia mecânica de compactação no ramo seco da curva de compactação. No ramo úmido os valores de ϕ_1 foram coincidentes/repetitivos.

Quanto ao efeito da energia térmica em ϕ_1 , observou-se para os solos ARPB, MAPA e SLMA tendência deste parâmetro diminuir com o aumento da energia térmica de secagem para o ramo seco da curva de compactação. Comportamento inverso a este tendeu a ser verificado para o ramo úmido da curva de compactação. No solo CAPI ϕ_1 tendeu a aumentar com o aumento da energia térmica de secagem. No solo JPPB, o efeito da energia térmica em ϕ_1 foi "mal definido", não se caracterizando uma tendência. O aumento da energia mecânica de compactação apresentou tendência a fazer com que o efeito da energia térmica de secagem em ϕ_1 fosse diversificado, impossibilitando assim em alguns casos, a sua caracterização.

O ângulo de atrito ϕ_2 foi bem caracterizado para os solos CAPI, JPPB e SLMA. Nos solos CAPI e SLMA ϕ_2 aumentou com o aumento da energia mecânica de compactação no ramo seco da curva de compactação. No ramo úmido os valores de ϕ_2 foram coincidentes/repetitivos. No solo JPPB não se caracterizou a influência da energia mecânica em ϕ_2 .

Quanto ao efeito da energia térmica em ϕ_2 observou-se a tendência deste parâmetro obtido para T.S. = 110°C ser superior aos obtidos para T.S. = 25°C e 60°C. As variações de ϕ_2 entre T.S. = 25°C e T.S. = 60°C apresentaram-se quase sempre, diversificadas.

4.3.4.6 - Fatores que Afetam as Propriedades Elásticas e de Resistência dos Solos Sujeitos a Diferentes Níveis de Energias Térmica e Mecânica

Os resultados apresentados indicaram que a secagem dos solos lateríticos afetou o seu comportamento elástico de modo variado. Nos solos ARPB e "MAPA (ramo seco da curva de compactação)", a secagem proporcionou a redução do módulo de elasticidade secante (E_s), enquanto que nos solos CAPI, JPPB, "MAPA (ramo úmido da curva de compactação)" e SLMA provocou o aumento de E_s . A redução de E_s dos solos ARPB e MAPA (ramo seco da curva de compactação), pode ser atribuída à possível desidratação parcial da goetita e dos constituintes amorfos e à redução da atividade das partículas com o aumento da temperatura de secagem. Esta redução da atividade pode ser explicada pelo fenômeno da floculação/agregação verificado para estes solos através dos resultados de área específica, sedimentação e equivalente de areia mostrados nas seções 4.2.3 e 4.2.4. A floculação/agregação das partículas de solo provoca ainda, o aumento dos vazios inter-estruturais. A desidratação, a redução da atividade das partículas, e o aumento dos vazios inter-estruturais com o aumento da temperatura de secagem, provocam para um teor de umidade fixado (umidade fixada = água líquida + água adsorvida desidratável à 110°C), um aumento no teor de água líquida (água não orientada) em relação ao teor de água adsorvida (água orientada) desidratável à 110°C . A redução no teor de água adsorvida é comprovada pela redução dos limites de liquidez destes solos (ARPB e MAPA), com o aumento da temperatura de secagem. A difícil reversibilidade deste fenômeno no tempo médio do ensaio de cisalhamento direto efetuado nesta pesquisa (4 horas), é mostrado pelos resultados de limite de liquidez obtidos de amostras umedecidas por 24 horas e sem umedecimento prévio. O aumento no teor de água líquida pode contribuir para a redução de E_s , visto que, este comportamento além de facilitar o surgimento de estruturas dispersas com a conseqüente redução da atração entre as partículas de solo, pode provocar a redução nas tensões de sucção que se fazem presentes em corpos de prova compactados e não saturados. Acredita-se que, para os solos CAPI, JPPB e "MAPA (ramo úmido da

curva de compactação)", o efeito da desidratação e redução da atividade em Es sejam pouco expressivos, sendo mais significativo o efeito da floculação/agregação das partículas de solo com o aumento da temperatura de secagem e que tende a provocar o aumento de Es. A tendência de aumento de Es do solo SLMA com o crescimento da temperatura de secagem, provavelmente seja devido mais a um fortalecimento das ligações cimentíceas, uma vêz que, os resultados de área específica, sedimentação e equivalente de areia indicaram uma difícil floculação/agregação das partículas deste solo com o aquecimento.

A influência da energia térmica na coesão (c) só foi bem caracterizada nos solos ARPB e MAPA. Nesses solos (MAPA no ramo seco da curva de compactação) a coesão apresentou tendência a diminuir com o aumento da temperatura de secagem. Este comportamento, a exemplo do verificado para o módulo de elasticidade secante, se deve provavelmente à desidratação do solo, à diminuição de sua atividade, à redução nas tensões de sucção e ao surgimento de estruturas dispersas com a consequente redução da atração entre as partículas de solo. Para o solo MAPA, no ramo úmido da curva de compactação, o aumento da temperatura de secagem apresentou tendência a não afetar a coesão. Salienta-se que, no ramo úmido da curva de compactação as diferenças no teor (relativo) de água líquida dos solos secos a diferentes temperaturas (25°C, 60°C e 110°C) são menos significativas, e a desagregação do solo com a energia de compactação com um consequente aumento da atividade é facilitado pelo maior teor de umidade. Tais fatores fazem com que a coesão apresente pequenas ou insignificantes variações para elevados teores de umidade ao se modificar a condição de secagem do solo.

O ângulo de atrito interno (ϕ_1) dos solos ARPB, MAPA e SLMA diminuiu com o aumento da temperatura de secagem no ramo seco da curva de compactação e apresentou comportamento inverso a este no ramo úmido da curva de compactação. No solo CAPI ϕ_1 aumentou com o aumento da temperatura de secagem (T.S.). No solo JPPB o comportamento de variação de ϕ_1 com a energia térmica não foi "bem definido". A redução em (ϕ_1) dos solos ARPB, MAPA e SLMA no ramo seco da curva de compactação com o aumento da temperatura de secagem, provavelmente se deve ao maior teor de

água líquida necessário para se atingir a umidade fixada (água líquida mais água adsorvida). Com a fixação de maiores teores de umidade ao longo da curva de compactação, a influência das diferenças nos teores de água líquida é minimizada, se sobre saindo como fatores importantes a floculação/agregação do solo e o fortalecimento das ligações cimentíceas entre partículas. Estes fatores provocam o aumento de ϕ_1 . Acredita-se que o aumento em ϕ_1 do solo CAPI com o aumento da temperatura de secagem seja devido ao fenômeno da floculação/agregação do solo.

O ângulo de atrito interno (ϕ_2) foi caracterizado para os solos CAPI, JPPB e SLMA. Observou-se dos resultados apresentados na sub-seção 4.3.4.5, que ϕ_2 obtido para T.S. = 110°C apresentou tendência a ser superior aos obtidos para T.S. = 25°C e T.S. = 60°C. As variações de ϕ_2 entre T.S. = 25°C e T.S. = 60°C não apresentaram comportamento "bem definido". Os maiores valores de ϕ_2 obtidos para T.S. = 110°C em relação aos ϕ_2 obtidos para T.S. = 25°C e T.S. = 60°C são provavelmente uma consequência não só da floculação/agregação das partículas de solo, mas também do fortalecimento das ligações cimentíceas.

Com relação ao efeito da variação da energia mecânica em Es observou-se que este parâmetro aumentou com o crescimento da energia mecânica de compactação. Tal comportamento, provavelmente é uma consequência não só do aumento das tensões de sucção como também da maior aproximação entre as partículas do solo. O efeito da energia mecânica em Es não foi possível ser medido no ramo úmido da curva de compactação, uma vez que as curvas foram "coincidentes" ou próximas.

A coesão (c) dos solos estudados aumentou com o aumento da energia mecânica de compactação. Salienta-se, no entanto, que os valores de c obtidos para o ramo úmido da curva de compactação foram os mesmos ou aproximadamente os mesmos, uma vez que os ramos úmidos das curvas de compactação para os 3 níveis de energia mecânica foram "coincidentes" ou próximos. Segundo Lambe (1976), os solos finos (como é o caso dos solos estudados, $d < 2,0$ mm) compactados no ramo seco da curva de compactação apresentam poro-pressões negativas que aumentam com a energia mecânica. Acredita-se que este fator seja o responsável pelo aumento de c com o aumento da energia mecânica de compacta

ção.

O ângulo de atrito interno (ϕ_i , $i = 1$ e 2) dos solos estudados aumentou com o crescimento da energia mecânica de compactação no ramo seco da curva de compactação, sendo coincidentes/repetitivos no ramo úmido. Pode-se afirmar que o aumento de ϕ_i com a energia mecânica de compactação é uma consequência da maior aproximação entre as partículas de solo, principalmente das frações areia mais silte (predominantes nos solos estudados nesta pesquisa). É importante frisar que o aumento da energia mecânica pode provocar uma degradação das estruturas existentes e formadas com a secagem, propiciando a redução de ϕ_i ou mesmo o desaparecimento de ϕ_2 como pode ser observado para o solo SLMA (Figura 4.3.4.5.2.G) na energia mecânica de compactação e quivalente a do Proctor modificado.

4.3.4.7 - Análise da Metodologia Adotada

Nesta pesquisa, a metodologia para o ensaio de cisalhamento direto foi objeto de estudo, sendo avaliados/definidos os seguintes aspectos:

- i) metodologia de moldagem dos corpos de prova
- ii) metodologia do ensaio de cisalhamento direto.

4.3.4.7.1 - Com Relação a Metodologia de Moldagem dos Corpos de Prova

Optou-se pela moldagem estática dos corpos de prova. Procurou-se então, definir uma metodologia de compactação estática que repetisse as condições de massa específica aparente seca e teor de umidade obtidos da compactação dinâmica. Definindo-se a seção transversal dos corpos de prova, fêz-se necessário estudar a altura ideal para a velocidade de compactação adotada, de modo a que se obtivesse maior homogeneidade ao longo dos mesmos. Para se definir a altura dos corpos de prova, fêz-se um estudo do gradiente de resistência, gradiente de massa específica aparente seca e gradiente de umidade. Com base neste estudo, embora as variações encontradas para a massa específi

ca aparente seca e teor de umidade estivessem dentro dos critérios de repetibilidade, optou-se por moldar corpos de prova com 5 cm de altura de modo a minimizar o gradiente de resistência. Os resultados mostram que as tensões cisalhantes de ruptura (ã 4% de deformação específica horizontal) obtidas para os corpos de prova moldados com 5 cm de altura se localizam entre as obtidas para os CP₁ e CP₂ no estudo do gradiente de resistência, indicando assim ocorrer uma redução no gradiente de resistência para os corpos de prova moldados com 5 cm de altura (Apêndice III).

4.3.4.7.2 - Com Relação ao Ensaio de Cisalhamento Direto

Optou-se por realizar ensaios de cisalhamento direto adensados drenados, afim de se obter os parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito interno) que fossem intrínsecos dos solos. Com esse objetivo e após estudo prévio do comportamento de adensamento dos solos, adotou-se 1,5 horas como tempo de adensamento e 0,0118 cm/min como velocidade de deslocamento da caixa de cisalhamento.

Apesar das prováveis tensões de sucção que surgem nos corpos de prova parcialmente saturados e embora não se tenha feito um estudo comparativo em relação a corpos de prova saturados, pode-se afirmar que para as condições particulares de tempo de adensamento (1,5 h) e velocidade de ensaio (0,0118 cm/min) a metodologia adotada mostrou-se satisfatória, uma vez que os resultados obtidos apresentaram-se dentro dos limites/comportamentos esperados.

CAPÍTULO V

CONCLUSÃO

Os resultados obtidos permitiram concluir que:

5.1 - Com Relação ao Efeito da Energia Térmica nas Propriedades Elásticas e de Resistência:

- i) O aumento da temperatura de secagem afetou o módulo de elasticidade, sem no entanto definir uma tendência.
- ii) A coesão tendeu para alguns solos a diminuir com o aumento da temperatura de secagem.
- iii) O ângulo de atrito ϕ_1 aumentou com o aumento da temperatura de secagem no ramo úmido da curva de compactação. No ramo seco este comportamento tendeu a se inverter para alguns solos. O ângulo de atrito ϕ_2 tendeu a aumentar com a secagem a 110°C .

5.2 - Com Relação ao Efeito da Energia Mecânica nas Propriedades Elásticas e de Resistência:

- i) O módulo de elasticidade, a coesão e o ângulo de atrito ϕ_i ($i = 1$ e 2) apresentaram tendência a aumentar com o aumento da energia mecânica no ramo seco da curva de compactação (no ramo úmido as curvas de compactação foram "coincidentes").

5.3 - Com Relação a Metodologia de Ensaio Utilizada:

- i) A metodologia utilizada no ensaio de cisalhamento direto, incluindo-se a moldagem dos corpos de prova, mostrou-se satisfatória.

5.4 - Com Relação ao Efeito da Energia Térmica em Outras Pro
priedades dos Solos:

- i) O aumento da temperatura de secagem provocou um aumento no teor dos cátions H^+ e Al^{3+} e no teor total de sais solúveis e uma redução no teor dos cátions Ca^{2+} , Mg^{2+} , Na^+ e K^+ e no pH.
- ii) O aumento da temperatura de secagem tendeu a diminuir a fração tamanho argila dos solos.
- iii) O aumento da temperatura de secagem não afetou o limite de plasticidade dos solos, no entanto, tendeu a diminuir os limites de liquidez.

CAPÍTULO VI

SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Embora os resultados obtidos nesta pesquisa tenham se mostrado satisfatórios, o autor reconhece o seu caráter limitado e apresenta as seguintes sugestões para pesquisas futuras:

1. Estudar a influência das energias térmica e/ou mecânica nas micro-estruturas destes solos.
2. Estudar a influência da energia mecânica nos limites de Atterberg.
3. Estudar o fenômeno de anisotropia surgida com a compactação estática.
4. Avaliar o efeito das energias térmica e mecânica em outros parâmetros de resistência tais como resistência a compressão simples e resistência a compressão confinada.
5. Ampliar este estudo para solos lateríticos de outras áreas do Brasil.

A P Ê N D I C E I

APÊNDICE I

DETERMINAÇÃO DA ÁREA ESPECÍFICA PELO MÉTODO DE ADSORÇÃO DE AZUL DE METILENO

PROCEDIMENTO

1. Pesar 5,0000g de amostra de caulim⁽¹⁾ com granulometria inferior à peneira USS Nº 325⁽²⁾ (abertura de 0,044 mm) e colocar em erlenmayer de 500 ml e misturar com 300 ml de água deionizada ou destilada.
2. Agitar a suspensão e adicionar gôta a gôta solução IN de Na_2CO_3 até o pH da suspensão de aproximadamente 9,0⁽³⁾ e continuar agitação por 5 minutos para homogenizar. Após, adicionar solução IN de HCl e baixar o pH da suspensão até 3,5; neste pH supõe-se que todo o azul de metileno esteja na forma monomolecular e apresenta os melhores resultados.
3. Titular a suspensão acima preparada com a solução padrão (3,7g/l) de azul de metileno contido numa bureta, da seguinte maneira: a solução de azul de metileno é adicionada, inicialmente de 1,0 em 1,0 ml, sendo que, após cada adição de azul de metileno a suspensão é agitada continuamente durante 2 minutos; então, com uma baqueta de vidro, pingar uma gôta da suspensão num papel de filtro Whatman nº 50. Esse procedimento deve prosseguir até que leve coloração azul apareça ao redor do círculo formado pelas partículas de caulim. Quando aparecer esse anel azulado, agitar por mais 2 minutos e pingar nova gôta no papel de filtro. Se o anel azulado persistir, está alcançando o ponto da viragem; se desaparecer o

(1) - Os solos usados nesta pesquisa eram constituídos, predominantemente por partículas de argilo mineral caulinita.

(2) - Usou-se amostra do solo passando na peneira USS nº 200.

(3) - A suspensão não foi elevada ao pH 9.

anel azulado, adicionar mais 0,5 ml de solução de azul de metileno, agitar mais 2 minutos e pingar nova gota no papel de filtro. Continuar esse processo até que o anel azulado não mais desapareça.

CÁLCULO

1. Determinar o volume total V (ml) e a concentração C (em normalidade) de azul de metileno, usado na saturação da amostra.
2. Calcular a área específica pela fórmula a seguir:

$$\text{A.E.} = \frac{V \times C \times 100}{\text{massa da amostra seca (g)}^{(4)}} \times 7,8043^{(5)} \text{ (m}^2\text{/g)}$$

(4) - No caso de amostras úmidas descontou-se o peso da água e liminável à 110°C.

(5) - O fator de conversão é calculado com base em moléculas com orientação de 130Å² nas condições recomendadas por Hang e Brindley (1970).

A P É N D I C E I I

SOLO	σ_v kg/cm ²	UMIDADE (%)		MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA (kg/m ³)
		INICIAL	FINAL	
ARPB	1,0	29,71	28,51	1428
	2,5	29,71	27,67	1409
	4,0	29,71	26,61	1430
CAPI	1,0	15,82	14,93	1825
	2,5	15,82	14,02	1810
	4,0	15,82	13,21	1820
JPPB	1,0	22,97	22,59	1591
	2,5	22,97	21,32	1613
	4,0	22,97	21,31	1590
MAPA	1,0	24,78	23,58	1565
	2,5	24,78	21,63	1585
	4,0	24,78	20,93	1566
SLMA	1,0	15,14	14,29	1801
	2,5	15,14	13,47	1822
	4,0	15,14	13,20	1801

APÊNDICE II - Características dos Corpos de Prova Sujeitos ao Ensaio de Adensamento.

A P É N D I C E . I I I

SOLO		ARPB		CAPI		JPPB		MAPA		SLMA	
σ_v	CPi	ui	τ	ui	τ	ui	τ	ui	τ	ui	τ
1	CPo	24,03	0,95	11,50	0,70	20,00	0,85	19,36	1,02	11,60	0,65
	CP ₁	23,56	1,10	11,79	1,05	19,36	0,94	19,51	1,25	11,58	0,78
	CP ₂	23,56	0,79	11,79	0,57	19,36	0,55	19,51	0,86	11,58	0,43
	CP ₃	23,56	0,81	11,79	0,61	19,36	0,55	19,51	0,95	11,58	0,46
2,5	CPo	24,03	1,56	11,50	1,65	20,00	1,30	19,36	1,86	11,60	1,40
	CP ₁	23,77	1,86	10,95	2,23	19,37	1,63	19,05	1,95	11,52	1,75
	CP ₂	23,77	1,50	10,95	1,35	19,37	1,30	19,05	1,60	11,52	1,40
	CP ₃	23,77	1,30	10,95	1,50	19,37	1,25	19,05	1,60	11,52	1,35
4	CPo	24,03	2,20	11,50	2,85	20,00	2,05	19,36	2,66	11,60	2,45
	CP ₁	24,68	2,70	12,89	3,20	19,07	2,50	19,69	2,94	11,66	2,65
	CP ₂	24,68	2,00	12,89	2,58	19,07	1,90	19,69	2,31	11,66	2,10
	CP ₃	24,68	1,94	12,89	2,05	19,07	1,90	19,69	2,00	11,66	2,05

Obs: σ_v, τ em kg/cm^2
 ui em %

CPo = Corpos de Prova moldado com 5 cm de altura

CP = CP₁ + CP₂ + CP₃ = Corpo de Prova matriz moldado com 14 cm de altura

CP₁ = Corpo de Prova retirado junto à face de aplicação da máxima carga de moldagem

CP₂ = Corpo de Prova retirado da parte central do corpo de prova matriz (CP)

CP₃ = Corpo de Prova retirado junto à face de aplicação da mínima carga de moldagem

APÊNDICE III - Tensões Cisalhantes de Rutura (ã 4% de Deformação Específica Horizontal) na Umidade Ótima e Máxima Massa Específica Aparente Seca de Cada Solo na Energia Equivalente a do Proctor Normal.

BIBLIOGRAFIA

- Ackroyd, L.W., Engineering Classification of Some Western Nigerian Gravels and Their Qualities in Road Making, Overseas Bulletin 10, British Road Research Laboratory, 1959, 32 p.
- Alexander, L.T. and Cady, Y.G., Genesis and Hardening of Laterite in Soils, Technical Bull 1282, U.S. Department of Agriculture, 1962, 90 p.
- Badillo, J. y Rodrigues, R., Mecánica de Suelos, Tomo I, Limusa, México, 1976, 642 p.
- Baldovin, G., The Shear Strength of Lateritic Soils, Proc. of Specialty Session on Engineering Properties of Lateritic Soils, Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, vol 1, 1969, pp. 129 - 142.
- Barata, F.E., Correlação Entre Compactação Dinâmica e Compactação Estática, 2ª C.B.M.S., 1958, pp. 213 - 227.
- Bhatia, H.S. and Hammond, A.A., Durability and Strength Properties of Laterite Aggregates of Ghana, Project Rept. 9, Building and Road Research Institute, Kumasi, Ghana, 1970, 15 p.
- Birrell, K.S., Some Physical Properties of New Zealand Volcanic Ash Soils, Proc. 1st Aust. N.Z. Conf. S.M.F.E., Melbourne, 1952, 1952, pp. 30-34.
- Bishop, A.W. and Henkel, D.J., The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test, Ed. Edward Arnold, 1974, 227 p.

- Black, C.A., Evans, D.D., White, J.L., Ensminger, L.E. and Clark, F.E., Methods of Soil Analysis, American Society of Agronomy, Inc., USA, 1965, 770 p.
- Borba, G.R., Propriedades de Resistência de um Solo Vermelho do Estado da Paraíba, Tese M.Sc., UFPb, 1976, 97p.
- Brady, N.C., Natureza e Propriedades dos Solos, Livraria Freitas Bastos S.A., 1979, 647 p.
- Brand, E.W. and Hongnoi, M., Effects of Method of Preparation on Compaction and Strength Characteristics of Lateritic Soils, Proc. of Specialty Session on Engineering Properties of Lateritic Soils, Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, vol. 1, 1969, pp.107-116.
- BSI, Methods of Test for Soils for Civil Engineering Purposes, BS 1377: April 1975, London 143 p.
- Caputo, H.P., Mecânica dos Solos e Suas Aplicações, Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., Rio de Janeiro, Brasil, Vol. 1, 1975, 242 p.
- Carvalho Borba, S., Estudo das Propriedades Químicas e Mineralógicas de Solos Vermelhos do Nordeste do Brasil, Tese M.Sc, UFRS, 1981, a publicar.
- Chen, T.J., Souza Santos, P., Ferreira, H.C., Calil, S.F., Zandonadi, A.R. e Campos, L.V., Determinação da Capacidade de Troca de Cátions e da Área Específica de Algumas Argilas e Caulins Cerâmicos Brasileiros pelo Azul de Metileno e sua Correlação com Algumas Propriedades Tecnológicas, Cerâmica, XX, nº 79, Julho a Setembro 1974, pp. 305 - 327.
- Costa, C.R.V., Repetibilidade do Ensaio Índice de Suporte Califórnia (CBR) com e sem Imersão e sua Relação com Mudanças de Energias Térmica e Mecânica e Resistência a Com

pressão Simples (RCS), Tese M.Sc., UFPB, 1981, a publicar.

De Graft-Johnson, J.W.S., Bhatia, H.S. and Gidigasu, D.M., The Engineering Characteristics of a Lateritic Residual Clays of Ghana for Earth Dam Construction, Symposium on Earth and Rockfill Dams, Nat. Soc. SMFE, India, 1968.

De Graft-Johnson, J.W.S. and Bhatia, H.S., Engineering Characteristics, Proc. of Specialty Session on Engineering Properties of Lateritic Soils, Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, vol 2, 1969, pp. 13-43.

Departamento Nacional da Produção Mineral, Levantamento de Recursos Naturais, Projeto RADAM, Brasil, 1974.

Deshpande, T.L., Greeland, D.J. and Quirk, J.P., Role of Iron Oxides in the Bonding of Soil Particles, vol. 201, 1964, pp. 107 - 108.

DNER (Departamento Nacional de Estradas de Rodagem), Materiais para Obras Rodoviárias, Métodos e Instruções de Ensaios, Brasil, 1977.

Editora Globo, Dicionário Geográfico Brasileiro, 1966, 559 p.

Evans, E.A., Laboratory Examination of the Properties of Fifteen Tropical Soils, British Road Research Laboratory, Research Note RN/3020/EAE, 1957, 20 p., Unpublished.

Evans, E.A., A Laboratory Investigation of Six Lateritic Gravels from Uganda, Research Note RN/3241/EAE, Road Research Lab. London, 1958.

Ferreira, A.M., Influência do Tempo de Percolação e da Acidez da Água nas Características de Resistência ao Cisalhamento e Permeabilidade de um Solo Vermelho do Estado da Paraíba, Tese M.Sc., UFPB, 1976, 83 p.

- Foster, C.R., Reduction in Soil Strength With Increase in Density, ASCE, 1955, pp. 803 - 822.
- Frost, R.J., Importance of Correct Pretest Preparation of Some Tropical Soils, Proc. First Southeast Asian Regional Conference on Soil Engineering, Bangkok, 1967, pp. 43-53.
- Fruhauf, B., A Study of Lateritic Soils, HRB Proc., Vol. 26, 1946, pp. 579 - 593.
- Gidigasu, M.D. and Yeboa, S.L., Significance of Pretesting Preparations in Evaluating Index Properties of Laterite Materials, Highway Res. Rec., n^o 405, 1972, pp. 105-116.
- Gidigasu, M.D., Laterite Soil Engineering, Chapter 15, New York, 1976.
- Grim, R.E., Applied Clay Mineralogy, McGraw-Hill Book Company, Inc, 1962, 422 p.
- Grim, R.E., Clay Mineralogy, McGraw-Hill Book Company, 1968, 596 p.
- Haantjens, H.A. and Rutherford, G.K., Soil Zonality and Parent Rock in a Very Wet Mountain Region, Proc. 8th. Int. Conf. of Soil Sci., Bucharest, in press. 1964a.
- Haantjens, H.A., Soils of the Buna-Kokoda Area, C.S.I.R.O. Australia, n^o 10: Part VII, 1964b, pp. 69-88.
- Haantjens, H.A. and Rutherford, G.K., Soils of the Wabag - Tari Area, Land Res. Series, C.S.I.R.O. Australia, n^o 15: Part VI, 1965, pp. 85-99.
- Haantjens, H.A., Detailed Description and Some Analytical Data of Soil Families in the Sofia-Pongani Area, Territory of Papua and New Guinea, Tech. Memo 66/7, C.S.I.R.O. Australia, 1966.

- Hammond, A.A., A Study of the Engineering Properties of Some Lateritic Gravels From Kumasi District, Project Rept. SM5, Building and Road Research Institute, Kumasi, Ghana, 1970, 17 p.
- Hang, P.T. and Brindley, G.W. - Methylene Blue Adsorption by Clay Minerals: Determination of Surface Areas and Cation Exchange Capacities - Clay and Clay Minerals, 18, 203, 1970.
- Hashimoto, I. and Jackson, M.L., Rapid Dissolution of Allophane and Kaolinite-Halloysite After Dehydration, Clays and Clay Minerals, Vol 7, Pergamon Press, New York, 1960, pp. 102-113.
- Hirashima, K.B., Highway Experience With Thixotropic Volcanic Clay, HRB Proc., Vol 28, 1948, pp. 481 - 494.
- Joffe, J.S. and Levine, A.K., Fixation of Potassium in Relation to the Exchange Capacity of Soils, Soil Sci, nº 63, 1947, pp. 241 - 247.
- Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Modes Operatoires, Essai de Cisaillement à la Boîte, Dunod, Paris, France, 1970.
- Lambe, T.W., A Mechanistic Picture of Shear Strength in Clay, Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, June 1960, pp. 555 - 580.
- Lambe, T.W., Soil Testing for Engineers, John Wiley & Sons, Inc. 1969, 165 p.
- Lambe, T.W. and Whitman, R.V., Mecânica de Suelos, Limusa, Mexico, 1976, 582 p.
- Lima, R.C., Estudo da Repetibilidade do Ensaio de Granulometria: Análise e Relação Existente entre Energias Térmica e Mecânica e Composição Química, Tese M.Sc., UFPb, 1981, a publicar.

- Little, A.L., The Engineering Classification of Residual Tropical Soil, Proc. of Specialty Session on Engineering Properties of Lateritic Soils, Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, vol 1, 1969, pp. 1 - 10.
- L.N.E.C. (Lisboa) L.E.A. (Luanda) e L.E.M.M.S. (Lourenço Marques), As Lateritas do Ultramar Português, Memória nº 141, 1959, 157 p.
- L.N.E.C. (Lisboa), L.E.A. (Luanda), L.E.M.M.S. (Lourenço Marques) e J.A.E.A. (Luanda), Portuguese Studies on Engineering Properties of Lateritic Soils, Proc. of Specialty Session on Engineering Properties of Lateritic Soils, Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, vol 1, 1969, pp.85 - 96.
- Lohnes, R.A. and Handy, R.L., Shear Strength of Some Hawaiian Latosols, In Engineering Geology and Soils Engineering Symposium, 6th ann, Proc. Boise, Idaho Dept. Highways, 1968, pp. 64-79.
- Lucena, F.B., A Natureza e Propriedades de Solos Vermelhos do Estado da Paraíba, Tese M.Sc., UFRJ, 1976, 194 p.
- Lyon Associates Inc. and Brazilian National Highway Department by W.J. Morin and Peter C. Todor, Laterite and Lateritic Soils and Other Problem Soils of the Tropics, vol I, 1975, 369 p.
- Meireles, J.M.F., Mechanical Effect on Geotechnical Properties of Lateritic Soils, Fifth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Luanda, Angola, 1971, 3 p.
- Mello, V.F.B., Silveira, E.B.S. e Silveira, A., Sugestões para Revisão das Normas de Execução de Ensaios de Limite

de Liquidez e de Granulometria, Anais do 2º C.B.M.S., Vol I, 1958, pp.245 - 255.

Ministério da Agricultura e SUDENE, Levantamento Exploratório Reconhecimento de Solos do Estado da Paraíba, Boletim Técnico nº 15, Série edafologia nº 8, Rio de Janeiro, Brasil, 1972.

Mitchell, J.K., Fundamentals of Soil Behavior, John Wiley & Sons, Inc., 1976, 422 p.

Moh, Za - Chieh and Mozhar, M.F., Effects of Method of Preparation on Index Properties of Lateritic Soils, Proc. of Specialty Session on Engineering Properties of Lateritic Soils, Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, vol I, 1969, pp.23-35.

Newill, D., A Laboratory Investigation of Two Red Clays From Kenya, Geotechnique, nº 11:4, 1961, pp.302-318.

Newill, D. and Dowling, J.W.F., Laterites in Western Malaysia and Northern Nigeria, Proc. of Specialty Session on Engineering Properties of Lateritic Soils, Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, vol 2, 1969, pp.133 - 150.

Newmark, N.M., Failure Hypothesis for Soils, Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, 1960, pp.17 - 32.

Novais - Ferreira, H. and Meireles, J.M.F., The Influence of Temperature of Humidification on the Geotechnical Properties of Lateritic Soils, Proc. of Specialty Session on Engineering Properties of Lateritic Soils, Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, vol I, 1969, pp. 65 - 74.

Pinto, C.S., Resistência ao Cisalhamento dos Solos, Grêmio Politécnico da USP, 1979, 137 p.

P.K. De and Furdas, Sir Willian Helcrow and Partners, Aberaman, Aberdare, Glamorgan (Discussion), "Paper by Wallace, B.K., Geotechnique, vol 23, nº 2, 1973, pp. 203-218", Structural Behavior of Residual Soils of the Continually Wet Highlands of Papua New Guinea, vol. 23, nº 4, 1973, pp.601 - 603.

Queiroz de Carvalho, J.B., Soil Properties Affecting the Lime Stabilization of Red Tropical Soils from North East Brazil, Ph.D. Tesis, Depart. Civil Eng. University Leeds, England, March 1979, 344 p.

Queiroz de Carvalho, J.B., Amorphous Materials and Lime Stabilized Soils, X International Congress on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Seção 12, Estocolmo, Suécia, 1981.

Quintans, F. de Assis, Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo Laterítico Compactado Submetido a Estados de Tensões Triaxiais, Tese M.Sc., UFPb, 1979, 108 p.

Seed, H.B. and Chan, C.K., Structure and Strength Characteristics of Compacted Clays, Proc. Am. Soc. Civ. Eng., Journal S.M.F. Division, Vol 85, nº SM 5, 1959, pp. 87 - 128.

Seed, H.B., Mitchell, J.K. and Chan, C.K., Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, June 1960, pp.877 - 964.

Souza Santos, P. de, Tecnologia de Argilas, Ed. Edgard Blucher Ltda e Ed. da Universidade de São Paulo, Vol I, 1975, 340 p.

SUDENE, Departamento de Solos, Mapa de Regiões Bioclimáticas

e Mapa de Isoietas, Recife, Brasil, 1974.

SUDENE, Inventário Hidrogeológico Básico do Nordeste, Recife, Brasil, 1977.

Tateishi, H., Basic Engineering Characteristics of High Moisture Tropical Soils, Proc. W.A.S.H.O. Conf., Honolulu, 1967, 19 p.

Terzaghi, K., Design and Performance of Sasumua Dorn, Proc. Institution of Civil Engineers, London, Vol. 9, 1958, pp. 369 - 395.

Townsend, F.C., Manke, G.P., and Parcher, J.V., Effect of Remolding on the Properties of a Lateritic Soils, Highway Research Record 284, 1969, pp. 76 - 84.

Townsend, F.C., Manke, G.P. and Parcher, J.V., The Influence of Sesquioxides on Lateritic Soil Properties, Highway Research Record 374, 1971, pp. 80 - 92.

Van Aunken, F.M., Shear Strength of Clay-Shales Found in the Southwestern USA, 2º Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Brasil, 1963, pp. 255 - 287.

Winterkorn, H.F. and Chandrasekharan, E.C., Laterite Soils and Their Stabilization, HRB Bull. 44, 1951, pp. 10 - 29.

Wesley, L.D., Some Basic Engineering Properties of Halloysite Allophane Clays in Java - Indonesia, Geotechnique, Vol 23, nº 4, 1973, pp. 471 - 494.

Youssef, M.S., Sabry, A. and El Ramil, A.H., Temperature Changes and Their Effects on Some Physical Properties of Soils, Proc. 5th Int. Conf. on S.M.F.E., Vol I, 1961, pp. 419 - 421.