

NOTA SOBRE SOLOS EXPANSIVOS, SEU RECONHECIMENTO, PREVISÃO DE COMPORTAMENTO*

Note on expansive soils, recognition and the forecasting
of their behaviour

por

H. NOVAIS-FERREIRA** e J. A. HORTA DA SILVA***

SUMÁRIO – O presente trabalho trata do comportamento de misturas binárias de solos (argila e areia), referindo-se exclusivamente ao estudo da variação com o teor de argila (C), do CBR, da expansão (ϵ) e da pressão de expansão (p_e) para os máximos das curvas de compactação, e à correlação entre estes valores. A argila estudada é um solo expansivo subtropical cujas propriedades são também referidas.

SYNOPSIS – This paper deals with the behavior of the binary admixtures of soils (clay and sand) exclusively concerning the study of the variation with clay content (C), CBR, expansion (ϵ) and expansion pressure (P_e) for the maximum of compaction curves and also concerning the correlation of these values. The tested clay is a subtropical expansive soil and its properties are also referred.

1 – CARACTERÍSTICAS DO MATERIAL ARGILOSO UTILIZADO

1.1 – O material argiloso utilizado nos ensaios é proveniente de um solo expansivo de cor cinzenta escura a negra, que ocorre nos arredores de Luanda e é vulgarmente conhecido por argila da Cazenga. Trata-se de um vertissolo que apresenta durante grande parte do ano inúmeras fendas de tracção e relevo do tipo “gilgai”. A sua composição, origem e comportamento geotécnico, nas condições naturais, foram apresentadas e discutidas por Horta da Silva (1967, 1969

* Monografia do L. E. A. n.º 182. (em inglês).

** Investigador, Director do Laboratório de Engenharia de Angola.

*** Geólogo, Especialista do Laboratório de Engenharia de Angola.

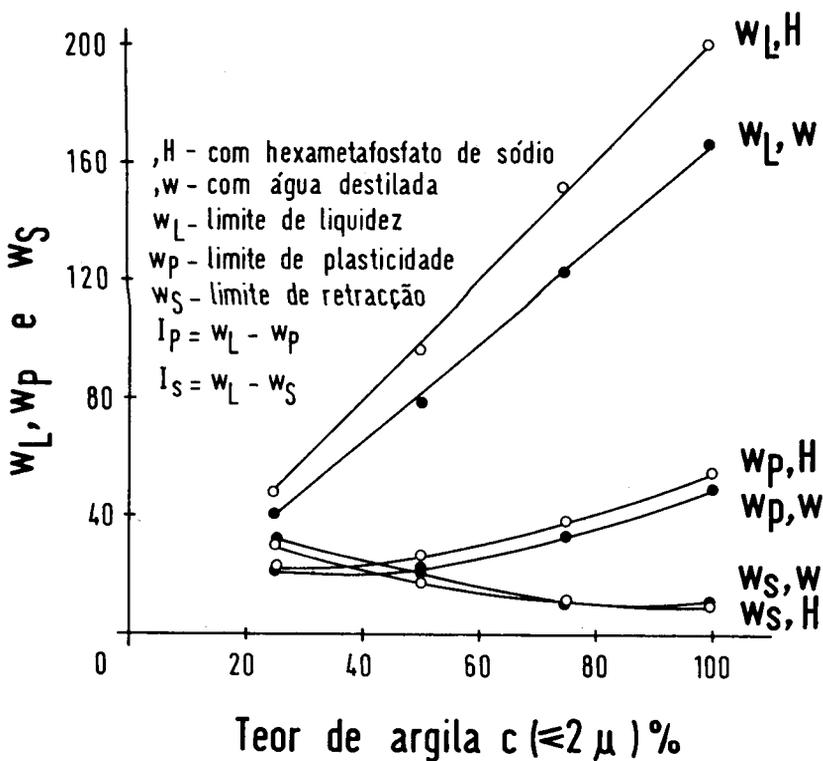


Fig. 1

e 1971 a e b). A fracção argilosa deste solo é composta predominantemente por esmectitos dioctaédricos, do tipo montmorilonite anormal. Fazem ainda parte desta fracção, pequenas quantidades de caulinite e quartzo e por vezes pequenas quantidades ou vestígios de illite. As fracções superiores a 2μ são predominantemente compostas por quartzo, ao qual se associam nalguns casos, pequenas quantidades de calcite e mais raramente feldspatos. As determinações da capacidade de troca catiónica e da superfície específica externa levadas a efeito nas fracções $< 2\mu$ de algumas amostras revelaram valores limites, respectivamente, de $57,4 \text{ me}/100 \text{ g}$ a $92,8 \text{ me}/100 \text{ g}$ e de $96 \text{ m}^2/\text{g}$, a $121 \text{ m}^2/\text{g}$, tendo-se estimado a percentagem de esmectitos na ordem dos 80 a 95%; enquanto que a da caulinite não ultrapassa os 15%. A argila está essencialmente saturada por catiões bivalentes mormente Ca^{++} , apresentando os minerais montmoriloníticos, nas condições naturais

e secos ao ar, um espaçamento basal de cerca de 15Å, correspondente a duas camadas de água interlamelar. Não obstante ser de cor negra, o solo tem teores de matéria orgânica muito baixos, inferiores a 0,5%.

1.2 – Para uma melhor interpretação das características plásticas e de retracção da argila do solo isolou-se uma quantidade apreciável da sua fracção $< 2\mu$ e misturou-se com uma areia de praia, em proporções variadas contendo 25%, 50%, 75% e 100% de argila. Os limites de liquidez, plasticidade e retracção foram então obtidos com água destilada de acordo com as normas e com uma solução aquosa de hexametáfosfato de Na^* . Estes resultados confirmam os dados apresentados por Dumbleton e West (1966 a e b), Novais-Ferreira (1967) e Horta da Silva (1969) realçando-se o facto de que, quer I_p quer I_s sofrem um aumento considerável quando os limites são determinados com hexametáfosfato de sódio, o que prova que nas condições naturais o material utilizado não se encontra sob a forma potencialmente mais activa. A acção peptizante do hexametáfosfato de sódio, complexando os catiões bivalentes e saturando a argila em Na^+ , permite um aumento da superfície específica do material argiloso e consequentemente um aumento da quantidade de água adsorvida, o que faz elevar significativamente o limite de liquidez em relação aos limites da plasticidade e retracção. Tais resultados estão sensivelmente de acordo com Grim (1965), no que se refere à adição de soda cáustica às argilas montmoriloníticas e com os dados de Bain (1971), no que se refere à adição de carbonato de sódio às montmorilonites cálcicas. Estes dados estão ainda em concordância com os resultados apresentados por Horta da Silva (1969, 1971), mostrando o interesse da definição então proposta para actividade [actividade fundamental = $I_p' / (\% < 2\mu)$], ambos determinados com hexametáfosfato de Na .

2 – ENSAIOS REALIZADOS E RESULTADOS OBTIDOS

2.1 – Os ensaios foram realizados com misturas de argila (C) definida em 1 e areia fina (F) (ver Quadros I e II).

* O hexametáfosfato de sódio foi utilizado nas mesmas proporções, às referidas pelas Normas ASTM, do ensaio de granulometria por sedimentação.

QUADRO I – GRANULOMETRIA E DENSIDADE

	GRANULOMETRIA (ASTM)							G
	N.º 4 4,76 mm	N.º 10 2,00 mm	N.º 40 0,42 mm	N.º 200 74µ	5µ	2µ	M. G. (*)	
C	-	100,0	90,0	77,0	49,9	46,0	767,0	2,700
F	100,0	99,0	97,0	5,0	3,0	3,0	701,0	2,660

(*) Soma das percentagens de material passado nos peneiros ASTM 1", 3/4", 1/2", 3/8", N.º 4, N.º 10, N.º 40 e N.º 200 (módulo granulométrico)

QUADRO II – MISTURAS E ENSAIOS DE IDENTIFICAÇÃO

	RESULTADO DOS ENSAIOS DE IDENTIFICAÇÃO							
	w _L	w _p	w _S	I _p	I _S	S _V	R _L	
0/100	NP	NP	-	NP	-	-	-	CBR; E
2/98	NP	NP	-	NP	-	-	-	CBR
5/95	NP	NP	-	NP	-	-	-	CBR
10/90	NP	NP	-	NP	-	-	-	CBR; E
20/80	25,0	18,5	19,7	6,5	5,3	9,4	3,0	CBR; E
30/70	27,0	17,4	18,4	9,6	8,6	15,2	4,6	E
40/60	32,0	16,7	17,2	15,3	14,8	27,2	7,7	CBR; E
50/50	38,4	15,4	14,2	23,0	24,2	46,9	12,0	E
70/30	54,0	15,0	9,7	39,0	44,3	94,3	19,8	CBR; E
80/20	59,0	17,0	8,9	42,0	50,1	108,7	21,8	CBR
90/10	63,3	17,8	8,2	45,5	55,1	121,7	23,3	CBR
95/5	68,3	19,2	7,6	49,1	60,7	135,9	24,9	CBR
100/0	69,4	22,2	8,1	47,2	61,3	135,8	24,9	CBR; E

C - Solo argiloso
 F - Areia fina
 CBR - Ensaio de CBR
 E - Ensaio edométrico
 w_L - Limite de liquidez
 w_p - Limite de plasticidade

w_S - Limite de retracção
 I_p - Índice de plasticidade
 I_S - Índice de retracção
 (I_S = w_L - w_S)
 S_V - Retracção volumétrica
 R_L - Retracção linear

2.2 – Cada mistura foi considerada como um solo. Nos ensaios de compactação foram seguidas as indicações gerais das normas ASTM: D 698-70 e ASTM: D 557-70. Part 11, excepto no que se refere à energia de compactação (Quadro III). Os ensaios edométricos foram realizados com provetes preparados em condições tão próximas quanto possível do máximo da respectiva curva de compactação (γ_d máximo; w ótimo). Os ensaios de CBR foram realizados com todos os proveres executados durante o ensaio de compactação. Para cada tipo de compactação foram traçados diagramas: $1/\gamma_M = f_1(C)$; $w_M = f_2(C)$. Os diagramas obtidos para os cinco tipos de compactação são similares. Apresentam-se exclusivamente na Fig. 2 os correspondentes à compactação 24N (Quadro III).

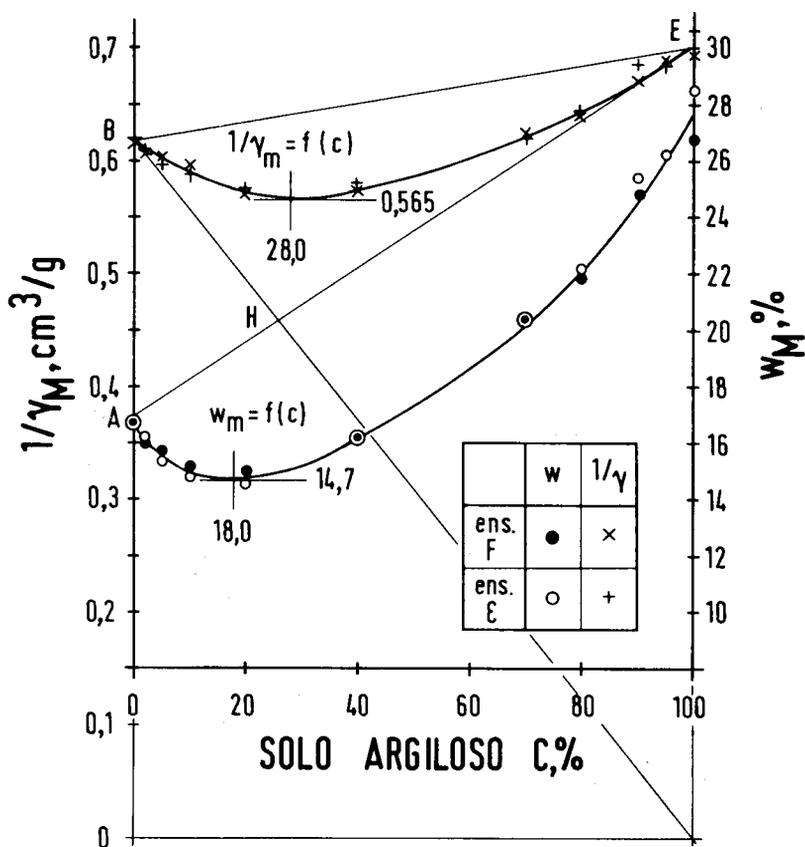


Fig. 2

QUADRO III – CONDIÇÕES DE COMPACTAÇÃO

ENSAIOS	EDOMÉ- TRICO	CBR			
		12 N	24 N	100 N	54 P
Compactação tipo	25 N	12 N	24 N	100 N	54 P
Molde (diâmetro)	4 pol. (10,16 cm)	6 pol. (15,24 cm)			
Pilão (peso)	5,5 lbs (2,5 kg)				10 lbs. (4,54 kg)
Altura de queda	12 pol. (30,5 cm)				18 pol. (45,7 cm)
Número de camadas	3	5			
Pancadas por camada	25	12	24	100	54

2.3 – Os ensaios edométricos (Novais-Ferreira, 1969) incluem consolidação em imersão (ensaio saturado) e consolidação com o teor de humidade de compactação (ensaio ao ar), que são considerados em conjunto como ensaio edométrico duplo (Jennings e Knight, 1957), e determinou-se a pressão de expansão edométrica virtual (p_{ev}) – pressão a que corresponde o cruzamento dos diagramas dos ensaios saturados e com teor de humidade de compactação. As misturas com pequeno teor de solo argila – até cerca de 20% – mostram, no diagrama $e = f(\log p)$, uma zona inicial ($p \leq p_{ev}$) que é comum aos diagramas dos ensaios saturados e ao ar. A pressão $0 \leq p \leq p_{ev}$ parece corresponder a uma *zona de indiferença edométrica* relativamente ao teor da humidade da amostra, na qual não há expansão nem colapso.

2.4 – Para cada mistura prepararam-se três novos provetes que foram consolidados ao teor de humidade óptimo de compactação, e a pressões (p_{ev} , $1/2 p_{ev}$ e $2 p_{ev}$). Os provetes foram saturados e medida a variação de índices de vazios Δe . Com estes resultados traçaram-se diagramas $\Delta e = f(\log p)$ (Singh, A., 1967) e

foi avaliada a pressão de expansão nula (p_{en}) a que corresponde $\Delta e=0$. As curvas $p_{ev}=f(C)$ e $p_{en}=f(C)$ apresentam aspecto similar, embora com pequenas diferenças de pormenor.

2.5 – Os CBR foram realizados de dois modos diferentes: (a) de acordo com a especificação ASTM:D 1883-67 – ensaios com expansão livre – ensaios ϵ ; (b) com a expansão impedida (volume constante) – ensaios F . Nos ensaios (b) mediu-se a pressão de expansão impedida p_{ev} por meio de anéis dinamométricos.

Posteriormente foi medido o CBR nas faces A (faces inferiores durante a embebição mas superiores durante a compactação) e faces B. Os resultados de CBR obtidos para cada ponto das curvas de compactação permitiram traçar as curvas $CBR=f(w)$ para cada mistura (6), tipo de compactação (4) e tipo de ensaio (2), no total 48 curvas. A partir destas curvas determinaram-se os CBR correspondentes aos máximos das curvas de compactação indicadas. Com os CBR correspondentes aos máximos das curvas de compactação, traçaram-se os diagramas de $CBR=f(C)$. Dada a relativa uniformidade no andamento dos diagramas $CBR=f(C)$ para os quatro tipos de compactação efectuaram-se as médias por tipo de ensaio. Assim, obtiveram-se curvas médias (das quatro compactações) de CBR medido; nos provetes de expansão livre, na face A – $CBR, \epsilon A$; idem na face B – $CBR, \epsilon B$; nos provetes de expansão impedida, na face A – CBR, FA ; idem na face B – CBR, FB . Na Fig. 3 estão traçados os diagramas $CBR=f(C)$ para os quatro casos. O comportamento das misturas apresenta três zonas diferentes: as misturas na zona a) ($C < 20\%$) têm um comportamento incoerente, pois a principal influência no CBR resulta da compactação inicial. As melhores condições de compactação para solos arenosos verificaram-se nas faces B que são inferiores durante a compactação. A embebição promove pequena expansão, pelo que entre os ensaios ϵ e F há pequena diferença (face B) ou nenhuma (face A).

A zona b) ($20\% < C < 70\%$) é de transição nítida entre os dois tipos de comportamento, podendo aceitar-se talvez $C=40\%$ como a percentagem de solo argila para a qual se dá a mudança de comportamento.

Na zona c) o comportamento é francamente coerente. A melhor compactação verifica-se ainda na face B (maior CBR no ensaio F), mas esse efeito perde significado em face da expansão que é mais prejudicial na face superior B (menor CBR no ensaio ϵ).

Estas conclusões concordam com as anteriores obtidas em ensaios de corte (Novais-Ferreira, 1971).

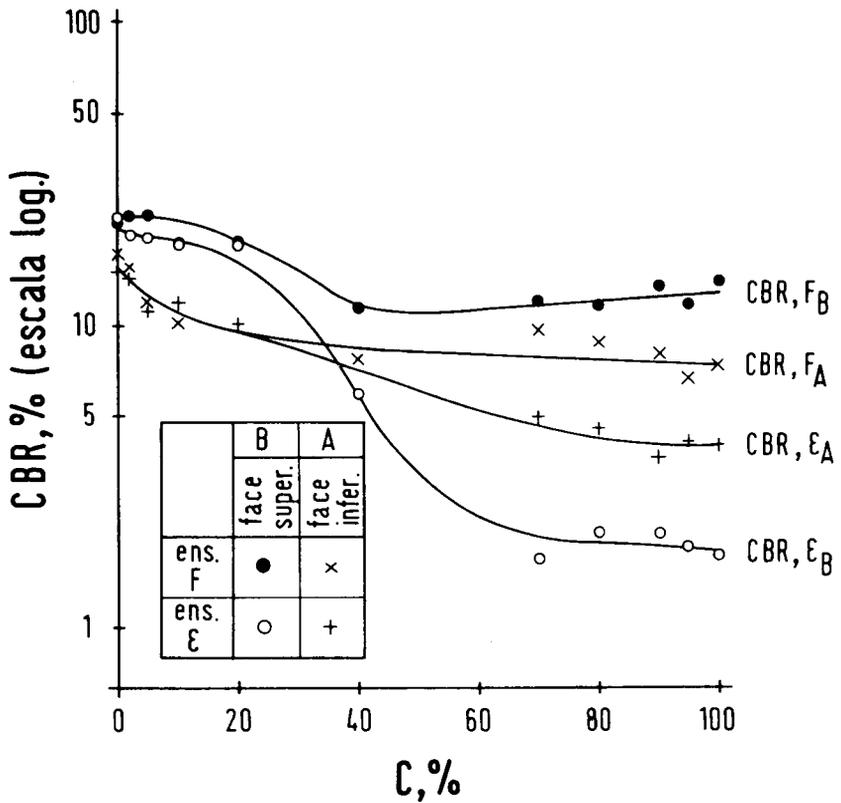
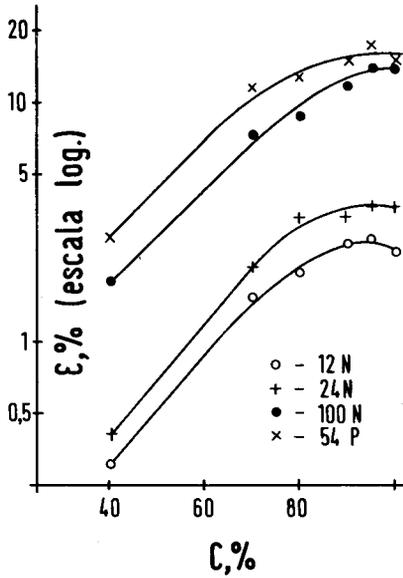


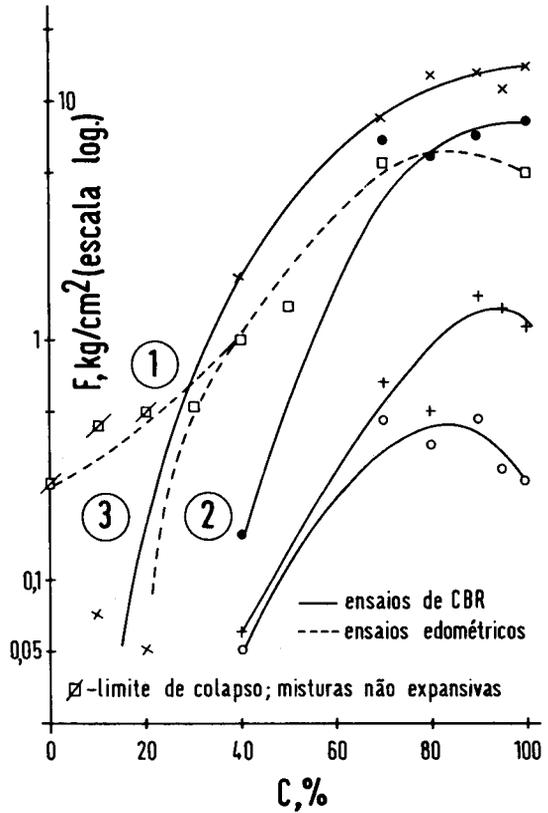
Fig. 3

2.6 - Analogamente ao que se fez para o CBR traçaram-se curvas de $\epsilon=f(w)$ e $p=f(w)$ para cada mistura e tipo de compactação, no total de 24 curvas para cada propriedade (ϵ e p) e determinaram-se os valores de ϵ e p correspondente às condições de máximo das curvas de compactação. Com esses valores traçaram-se as curvas $\epsilon=f(C)$ e $p=f(C)$ - Figs. 4 e 5 respectivamente.

Pela Fig. 4 vê-se que, para $C < 20\%$ não se verificam praticamente expansões; para $40\% < C < 90\%$ as expansões crescem com a percentagem de solo argila, C ; para $90\% < C$ a expansão permanece constante ou decresce se C aumenta (casos de compactação leve, 12N e 24N). Na zona $0 < 20\%$ existe a influência do esqueleto arenoso a contrariar a expansão. Na zona $90\% < C$ a baridade do solo decresce com C e este efeito contraria a maior percentagem de elemento activo.



- ① - Zona de assentamento
- ② - Zona de expansão
- ③ - Zona de humidade indiferente



Figs. 4 e 5

A influência da energia de compactação é muito grande. A relação entre ϵ dos provetes compactados com 12N e 54P é de cerca de 1:6.

A Fig. 5 permite tirar conclusões similares no caso da pressão de expansão.

2.7 – No mesmo diagrama sobrepueram-se as curvas de p_{ev} e p_{en} obtidas nos ensaios edométricos. Neste caso marcaram-se as forças a partir dos quais se verifica assentamento por embebição (forças de colapso) e as forças até às quais se verifica expansão (forças de expansão). Como se disse em 2.3, estas duas não coincidiram na zona de comportamento incoerente. Aparecem deste modo definidas as zonas (a) de assentamento ou colapso, (b) de expansão e (c) de indiferença ou de teor de humidade indiferente.

3 – CORRELAÇÃO ENTRE PROPRIEDADES

Nos ensaios com expansão livre, o CBR apresenta correlação negativa com ϵ , para os valores mais elevados de CBR medidos na face A (inferior). Nos ensaios de expansão impedida (ensaios F) o valor de CBR é praticamente constante, sendo os medidos na face B (superior).

A correlação $p_{ei}=p(\epsilon)$ (considerada como correlação tipo SI , Natrella, 1963: 5-31 e seg.) obtida foi (r =coeficient of correlations):

$$\log p = 1,548 \log \epsilon - 0,7706 \quad (r = 0,9564)$$

Os valores considerados foram os correspondentes aos máximos das curvas de compactação. A equação apresentada parece ser independente (em primeira aproximação) da percentagem de solo argila e da energia de compactação.

Traçaram-se diagramas de CBR , ϵ e p_{ei} para os valores médios das quatro compactações usadas em função do limite de liquidez (w_L), índice de plasticidade ($I_p = w_L - w_p$) e índice de retracção ($I_s = w_L - w_s$). Os diagramas são similares. São também similares aos de CBR , ϵ e p_{ei} em função do teor de solo argila.

4 – CONCLUSÕES

4.1 – As misturas de solos argila e areia comportam-se de facto como misturas binárias (Fig. 2) no que se refere à baridade.

4.2 – As misturas apresentam três zonas de comportamento: *incoerente*, até um pouco antes do mínimo da curva $1/\gamma_M = f(C)$, ou seja para $C < 20\%$; de *transição*

desde 20% a cerca de 60 a 70% de solo argila, a qual abrange a zona de mínimo no diagrama da Fig. 2; *coerente*, para $C > 70\%$. (Ver ainda Fig. 3).

4.3 – A correlação de ϵ e p_{ei} (e também CBR) com a percentagem de argila só tem sentido na zona de transição e depende da energia de compactação. A correlação de ϵ , p_{ei} e CBR com o limite de liquidez, índice de plasticidade e índice de retracção é similar à que se obtém com a percentagem de solo argila, dada a correlação bastante boa entre estas três propriedades com a percentagem de argila.

4.4 – Parece conveniente definir pressão de colapso como aquela a partir da qual o solo assenta se for saturado. Na zona de comportamento incoerente a força de colapso não coincide com a força de expansão. No diagrama $p_{ei}=f(C)$, aparecem três zonas: de assentamento ou colapso, de expansão e ainda uma zona de indiferença às variações de teor de humidade.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BAIN, J. A. – Clay Minerals, 9, 1971.

DUMBLETON, M. J. e WEST, G. – *Some factors affecting the relation between the clay minerals in soils and their plasticity* – Clay Minerals, Vol. 6, 1966 b.

DUMBLETON, M. J. e WEST, G. – *The influence of the coarse fraction on the plastic properties of the clay soils* – RRL Report n.º 36, 1966 a.

GRIM, R. E. – *Applied Clay Mineralogy* – McGraw-Hill Book, New York, 1962.

GRIM, R. E. – American Ceramic Soc., Bull. 44, 1965.

HORTA DA SILVA, J. A.:

– Proc. 4th African Reg. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Cape Town, I, Session 2, 1967.

– *Geology and Engineering Behaviour of Expansive and Collapsing Soils of Angola* – Dissertation, Imperial College of Science and Technology, London, 1969.

– 5th Reg. Conf. Africa Soil Mech. Found. Eng., Luanda, 1971, Discussion on Theme I (Vol. II).

– Bull. of the Laboratório de Engenharia de Angola, Luanda (não publicado) 1971 b.

- JENNINGS, J. E. B. e KNIGHT, K. – Transactions of the South African Inst. of Civil Eng., 7 (9): 285-291, 1957.09.
- NATRELLA, Mary G. – *Experimental Statistics* – National Bureau of Standards Handbook Insered, August, 1963.
- NOVAIS-FERREIRA, H.:
- 4th Reg. Conf. African Soil Mech. Found. Eng., Cape Town, I: 261-266, 1967.
 - 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., México, I: 317-325, 1969.
 - Monografia 166, Laboratório de Engenharia de Angola, Luanda, 1970.
 - 5th Reg. Conf. Africa Soil Mech. Found. Eng., Luanda, 1971, pp. 3-33.
 - 5th Reg. Conf. Africa Soil Mech. Found. Eng., Luanda, 1971, pp. 5-35.
- SINGH, Alam – *Soil Eng. in Theory and Practice* – Asia Publish. House, London, 1967, pp. 658.