

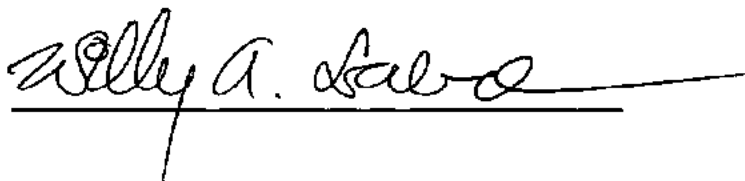
SUELOS EXPANSIVOS SU ESTABILIZACION CON CAL

Juan Julio Jorge Menéndez García

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

Aprovada por:


Presidente





RIO DE JANEIRO
ESTADO DA GUANABARA - BRASIL
MARÇO DE 1973

A mi esposa,
mis hijos y
mis hermanos.

AGRADECIMIENTOS

Mis expresiones de gratitud y agradecimiento a:

Los profesores JACQUES DE MEDINA y WILLY LACERDA por su permanente aporte de conocimientos y orientación en la realización del presente trabajo;

COPPE en sus autoridades y personal de Laboratorios por su invaluable ayuda en las diferentes etapas del desarrollo del trabajo;

OEA por la ayuda financiera.

SUMARIO

En el presente trabajo se hace un estudio de las ca racterísticas Geotécnicas y Estabilización con Cal de dos mues tras típicas de suelos expansivos, massapê, del Recôncavo Baiano, Estado de Bahía, Brasil.

Por medio de Análisis: Químico, Rayos X y Termo-dí ferencial se llegan a conocer los minerales arcillosos componentes. Con ensayos ya normalizados (LNEC) se mide la expansibi lidad, también se determinó la presión de expansibilidad como la contracción lineal y ensayos de consolidación y compresión triaxial.

En la estabilización de los massapês con cal se ana liza la influencia en su Composición Mineralógica, en los Índices de Atterberg, en la Expansibilidad, Presión de Expansibilidad, Resistencia a la Compresión no Confinada, Parámetros de Resis tencia al Esfuerzo Cortante y en la Compresibilidad.

Se obtuvieron resultados que relacionan el Límite de Contracción Lineal con el Índice de Plasticidad.

Se determinó la cantidad adecuada de Cal para la es
tabilización, haciéndose una referencia sobre la posibilidad de
usar el método del pH en la determinación de Cal.

ABSTRACT

A study of geotechnical characteristics and lime stabilization of two samples of typical expansive "massapés" soils from the "Recôncavo Baiano", State of Bahia, Brazil.

Experimental work included mineralogical analysis of clay fraction (X-ray diffractometry and D.T.A.), chemical testing, expansibility (Portuguese LNEC test), expansion pressure, linear shrinkage, compressibility and triaxial compression tests.

The mechanisms of lime stabilization of massapés soils were analyzed through the effect of lime on clay minerals, Atterberg limits, expansion, shear strength parameters, and compressibility.

Linear Shrinkage was compared to Plastic Index according to existing correlations.

Most adequate lime percentage for stabilizing massapé soil samples was determined and reference made to possibilities of using the pH method for such a determination.

INDICE

Capítulos:		Páginas:
I	INTRODUCCION	1
II	REVISION DE LITERATURA	3
III	MATERIALES Y METODOS	7
	3.1 Materiales	7
	3.2 Métodos	8
	3.2.1 Análisis Químico	8
	3.2.2 Análisis Rayos X	9
	3.2.3 Análisis Termo-diferencial	12
	3.2.4 Propiedades Geotécnicas	12
	3.2.5 Contracción Lineal	13
	3.2.6 Expansibilidad	13
	3.2.7 Presión de Expansibilidad	15
	3.2.8 Compactación y Resistencia	16
	3.2.9 Ensayos de Compresión Triaxial	19
	3.2.10 Ensayos de Consolidación	23
IV	RESULTADOS	24
V	DISCUSION	68
	5.1 Análisis Químico	68
	5.2 Composición Mineralógica y Formación de los Massapés	69

Capítulos:	Páginas:
5.2.1 Rayos X	69
5.2.2 Termo-diferencial	70
5.2.3 Minerales Arcillosos Componentes del Massapé y Folhelho	71
5.3 Estructura Mineralógica de Massapé- -Cal	72
5.4 Indices de Atterberg	73
5.5 Contracción Lineal	75
5.6 Clasificación	76
5.7 Expansibilidad	77
5.8 Presión de Expansibilidad	78
5.9 Reacciones Massapé-Cal	80
5.9.1 Formación de Nuevos Cristales	81
5.9.2 Efectos de la Cal sobre los Suelos Expansivos	81
5.9.3 Método del pH en la Determinación de la Cantidad de Cal Adecuada para la Estabilización de Suelos Expansivos.	83
5.10 Compactación y Resistencia a la Com presión	84
5.10.1 Cantidad de Cal Adecuada	87
5.11 Ensayos de Compresión Triaxial	87
5.12 Ensayos de Consolidación	90

Capítulos:		Páginas:
VI	CONCLUSIONES	91
	SUGERENCIAS	94
	BIBLIOGRAFIA	96

CAPITULO I

INTRODUCCION

Cada vez es mayor la necesidad de conocer y utilizar mejor los suelos, es así cómo va aumentando el interés en estudiar los suelos llamados Expansivos, que acusan una elevada plasticidad, variación de volumen debido a la variación del contenido de agua, presión de expansibilidad, características que imposibilitan su uso en construcción de carreteras, diques o edificios. Entonces se plantea la alternativa de substituirlos o tratarlos, de tal modo que adquirieran características adecuadas a las especificaciones exigidas.

En Brasil la región en que se ha ubicado la existencia de suelos expansivos es el Recóncavo Baiano conociéndoseles con el nombre de Massapé.

El presente trabajo precisamente tiene por objeto estudiar el comportamiento del Massapé estabilizado con Cal, ya que éste método puede ser el mas eficaz técnica y económicamente.

El cumplimiento de tal objetivo exige un conocimiento

cuantitativo y cualitativo de las características de estos sue
los y luego su constitución y comportamiento cuando tratados;
es así que, por medio de los Análisis: Químico, Rayos X y Ter
mo-diferencial se conocen los minerales arcillosos componentes;
con la determinación de las propiedades Geotécnicas se los cla
sifica, luego con el conocimiento de su comportamiento a través
de la evaluación de su Expansibilidad, Presión de Expansibilidad,
Resistencia a la Compresión no Confinada, Resistencia al Esfuerz
o Cortante, Cohesión, Angulo de Fricción Interna, Índice de Va
cíos, Deformaciones y Compresibilidad, se verifica en qué medi
da y de qué modo estas características son modificadas y cuál
la cantidad de cal a emplear con resultados satisfactorios en
la práctica que posibilite la especificación del empleo correcto
de la Estabilización de Suelos Expansivos con Cal.

CAPITULO II

REVISION DE LA LITERATURA

El estudio del comportamiento de los suelos expansivos en cualquier tipo de obra de ingeniería es una constante preocupación. Moretto (1) en un trabajo de fundaciones de edificios livianos sobre arcillas activas describe el fenómeno de la expansión de los suelos como movimientos cíclicos verticales y horizontales, la perturbación que se produce en el ritmo de esos movimientos, toda vez que la superficie es cubierta por un elemento leve e impermeable.

Carrillo (2) describe la expansibilidad como un movimiento espontáneo del sub-suelo arcilloso debido a cambios de equilibrio en su contenido de humedad natural.

Perez Guerra (3) define las características de los suelos expansivos para estimar la expansión potencial a base de índices.

Browne Ribero y Becker (4) anotan que en el Recóncavo Baiano las mayores dificultades en la construcción de carreteras

es por la existencia, en grandes, horizontes de una arcilla muy plástica y excepcionalmente activa conocida por Massapé.

Monteiro (5) dice que la intensa actividad de los massapés en presencia de agua originan asentamientos en fundaciones, deslizamiento en taludes, desnivelamiento en pavimentos; que son suelos de pésimas condiciones de drenaje, presentando elevada retracción cuando secos y gran expansión cuando saturados, débil capacidad soporte en presencia de agua.

Machado (6) compara los massapés con los suelos tropicales y sub-tropicales denominados "Black Cotton" existentes en Sudán, Marruecos, Argentina, EE.UU., Africa.

El trabajo de Pratt (7) permite la interpretación del Análisis Químico de los suelos.

La naturaleza y propiedades de los Rayos X aplicados en el reconocimiento de los minerales componentes de las arcillas es descrito por Asencio Amor (8).

En la identificación de los minerales arcillosos por medio de Rayos X se usó el "Método de los Polvos" descrito por Barret (9). La identificación por medio del Análisis Termogravimétrico y las propiedades físico químicas de los massapés de acuerdo a Yong-Warkentin (10).

El análisis de la expansibilidad de los massapés fué basado en el trabajo de Elda de Castro (11).

Las propiedades de las arcillas expansivas fueron analizadas en base al trabajo de Holtz y Gibbs (12).

La estabilización de un suelo con Cal, según Herrin y Mitchell (13) produce un cambio químico y una acción cementante. Entre las varias pruebas que existen para valorar la resistencia de una mezcla suelo-cal considera la de resistencia a la compresión no confinada una de las mas usadas. Los efectos de la Cal en el suelo fueron analizados tambien de acuerdo al Manual de Estabilizados con Cal (14).

El trabajo de Diamond y Kinter (15) permitió una mayor apreciación en cuanto a los efectos de las reacciones de los suelos arcillosos estabilizados con cal, sobre el incremento de su resistencia.

La influencia del tiempo entre el mezclado y la compactación sobre la densidad y la resistencia en massapé estabilizado con cal se estudió de acuerdo al trabajo de J.K. Mitchell y D.R. Hooper (16).

Las reacciones de la cal con los minerales arcillosos en suelos estabilizados se analizaron de acuerdo al trabajo de Eades y Grim (17).

En la determinación del esfuerzo cortante, ángulo de fricción interna y cohesión total y efectiva por medio de ensayos de compresión triaxial de especímenes indeformados y comcompactados de massapé, se consultaron Escario y Justo (18); Lambe (19) y Juarez y Rico (20). Para especímenes compactados con cal se consultaron los trabajos de Fossberg (21); Laguros (22); C.H. Neubauer, Jr. y M.R. Thompson (23) los mismos que tambien se usaron para la determinación de las presiones de preconsolidación por compactación y efectos del tratamiento con cal, índice de compresión en muestras indeformadas y compactadas, ademas del trabajo de Schmertmam (24).

CAPITULO III

MATERIALES Y METODOS3.1 - MATERIALES

3.1.1 - Las muestras utilizadas fueron de suelos arcillosos: Massapé y Folhelho, tomadas en una zona próxima a Aratú en la carretera Aratú-Centro Industrial de Salvador, Estado de Bahía. El massapé fue extraído de 1,00m de profundidad y el folhelho de 3,00m en el mes de Febrero, época de mayor intensidad de lluvias; posteriormente se hizo una visita al Recóncavo Baiano, observándose las condiciones de clima y que las formaciones de massapé están en la superficie en cuanto que el folhelho se presenta a profundidades mayores a los dos metros.

Las muestras fueron tomadas por gentileza de la firma TECNOSOLO S.A..

3.1.2 - La Cal fué la utilizada normalmente en construcción y cuyo Análisis Químico aparece en Cuadro I.

3.2 - MÉTODOS

3.2.1 - ANÁLISIS QUÍMICO DEL SUELO.

Fué realizado en el "Laboratorio da Equipe de Pedologia e Fertilidade do Solo do Ministerio da Agricultura", Rio de Janeiro, Estado de Guanabara, determinándose: Potencial- Hidrógeno iónico-pH; Capacidad de Intercambio Catiónico-CIC y Razón Sílice/Alúmina-ki- Sílice/Sesqui xidos-kr.

Según Vettori (25): El Potencial-Hidrógeno iónico ya sea en agua o en cloruro de potasio se mide con potenciómetros proveidos de electrodos de vidrio y calomelano sumergiendo am bos en soluciones suelo-líquido de 1:2,5 con un tiempo de con tacto no inferior a media hora.

La determinación individual de los cationes intercam biables se realiza de la siguiente manera: los cationes Ca^{++} ; Mg^{++} ; Al^{+++} fueron extraidos con solución normal de cloruro de potasio en la proporción 1:10; los cationes K^+ y Na^+ extrai dos con ácido clor drico 0,05 normal.

La suma de estos cationes intercambiables da el va lor S.

Los cationes $H^+ + Al^{+++}$ con acetato de calcio normal de pH 7 y para obtener el valor de H^+ se resta Al^{+++} de $H^+ + Al^{+++}$.

La CIC total $T = S + H^+ + Al^{+++}$.

Los valores $Kf = SiO_2 / Al_2O_3$ y $Kr = SiO_2 / (Al_2O_3 + Fe_2O_3)$ fueron calculados bajo forma molecular basado en las determinaciones Vettori (25) resultantes del ataque sulfúrico en la propia muestra de suelo como también Al_2O_3 / Fe_2O_3 .

3.2.2 - ANALISIS POR MEDIO DE RAYOS X.

Equipo utilizado fué el del Laboratorio del Programa de Ingeniería Metalúrgica y de Materiales de la COPPE-UFRJ, con el uso de Rayos X identificamos los componentes mineralógicos de la arcilla en estudio y que de acuerdo al "Método de los Polvos" (9) se preparan muestras de suelo no tratado y pasado en el tamiz nº 200 ó 325 ASTM, luego de mezclado con agua destilada se hace una película sobre láminas de vidrio de tamaño apropiado al dispositivo del equipo de Rayos X; para muestras tratadas se mezclaba suelo con las cantidades de cal deseadas, que fueron: 2%, 4%, 6%, 10% del peso seco con una cantidad de agua destilada igual a la humedad óptima luego depositados en frascos para su curado en cámara húmeda a diferentes tiempos: 3, 7 y 30 días; cumplidos estos tiempos fueron secados en estufa a 60°C durante 24hs. para después ser pulverizadas y tamizadas en las mallas ya indicadas, finalmente el preparado en láminas de vidrio, el mismo que para muestras no tratadas.

Las muestras así preparadas y ya en el equipo de Ra yo s X son expuestas a las radiaciones de Cobalto, es decir un tu bo con anticátodo de ese metal, se llegó a la decisión de usar este tipo de radiación luego de varias tentativas con tubo de co br e que no acusaba difratogramas que permitiera una caracteriza ción correcta; las condiciones usadas en el equipo fueron: Ten sión 36KV, Intensidad 22mA, Escala 1×10^3 , Constante de tiempo 4 y Velocidad 2 grados por minuto, se hace esta descripción por que en la bibliografía disponible no fué encontrada y es funda mental en la eficiencia de los difratogramas.

Los Rayos X difundidos o difractados son captados por un contador Geiger móvil que recorre ángulos dobles de difrac ción, 2θ a velocidad constante, siendo transformados a pulsacio nes y registradas gráficamente las intensidades de los rayos di fractados en función del ángulo θ .

El haz de Rayos X que incide sobre los planos de un cristal formando el ángulo θ y es difractado; en el recorrido de un rayo difundido por un átomo debe haber un número entero de longitudes de onda y si el rayo difundido por otro átomo re corre la misma distancia, entonces los rayos procedentes de los átomos de encontrarán en fase y sumarán sus intensidades; cuando ésto ocurre puede comprobarse que sucede lo mismo para cualquier otro átomo del mismo plano y la condición necesaria es que los rayos incidentes y difundidos formen ángulos iguales con el pla no atómico y de acuerdo a las leyes de la reflexión para que los

rayos reflejados por los demás planos paralelos, también se en cuentren en fase, la condición necesaria es que la diferencia de longitudes de los trayectos recorridos por los rayos proceden tes de los distintos planos sea un número entero de longitudes de onda, condición expresada por la ley de Bragg:

$$n\lambda = 2d\text{sen}\theta$$

en que:

n : siempre un número entero, expresa el número de longitudes de onda en que se diferencian los caminos recorridos por los rayos reflejados, es el órden de reflexión.

λ : longitud de onda, para $C_0 = 1,79$.

d : distancia entre los planos del cristal.

Conocidos λ , θ calculamos d y con el auxilio de tablas de ASTM (26) de identificación de sustancias cristalinas por medio de Rayos X que relacionan las distancias con las intensidades relativas acusadas por los picos de los difratogramas, usamos las tablas que identifican a los minerales arcillosos: Montmorillonita, Illita y Caolinita además de la Calcita.

El órden para la identificación fué el siguiente: primero se identificó muestras padrón de Montmorillonita, Illita y Caolinita, luego de identificados los picos característicos analizamos las muestras de Massapé y Folhelho puras, finalmente las

muestras tratadas con Cal para identificar los nuevos cristales formados por adición de la Cal y observar las alteraciones en las intensidades de los picos característicos de los minerales constituyentes del massapé.

3.2.3 - ANALISIS TERMODIFERENCIAL.

Para la identificación de los minerales arcillosos del massapé y folhelho se usó también éste método con equipo del Laboratorio del Instituto de Geociencias-UFRJ.

3.2.4 - PROPIEDADES GEOTECNICAS.

Las mismas fueron determinadas de acuerdo a las Normas y Métodos siguientes:

Límite Líquido L.L. AASHO: T-89-60
 Límite Plástico L.P. AASHO: T-90-61
 Índice de Plasticidad I.P. (39)
 Peso Específico de los Sólidos G_s (39)
 Límite de Contracción L.C. AASHO: T-92-60
 Límite de Contracción Lineal L.C.L. (27)
 Granulometría AASHO: T-88-57.

3.2.5 - CONTRACCION LINEAL.

Siguiendo un estudio hecho por D. Niwill (27) la contracción lineal del massapé y folhelho se determinó por uno de los métodos propuestos y recomendados por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos, cuyo molde se mandó a confeccionar con las medidas siguientes: longitud interna 5 pulgadas y 1 pulgada de diámetro de la sección, semicircular, el ensayo consiste en mezclar una muestra de suelo pasando el tamíz n° 40 ASTM con una cantidad de agua igual al límite líquido más 2%, luego volcar al molde previamente lubricado con silicone y secar al aire libre, completando el secado en estufa primero a 60°C y finalmente a 105 - 110°C.

La contracción lineal se calcula con la expresión siguiente:

$$L.C.L. = \left[1 - \frac{\text{Longitud del especimen seco}}{\text{Longitud inicial del especimen}} \right] 100$$

3.2.6 - EXPANSIBILIDAD.

Para medir la expansibilidad fué usado el método especificado por el Laboratorio Nacional de Engenharia Civil, Portugal (LNEC) (28) con muestras de Massapé y Folhelho pasando el

tamíz nº 40 ASTM y secado en estufa a $60 \pm 2^{\circ}\text{C}$ cerca de 16hs. El equipo utilizado fué mandado a confeccionar por el Laboratorio de Mecánica de Suelos de COPPE, de acuerdo a las especificaciones indicadas.

Luego de secado y enfriado en un frasco de vidrio para ser compactado en un molde de 60mm de diámetro interior y 15mm de altura con una energía desarrollada por la aplicación de un compactador con un resorte de 5Kg de fuerza al desplazarse 25mm cuando presionado; aplicado por 50 veces y en dos capas, terminada la compactación era sumergida en agua destilada que penetra en la muestra a través de una piedra porosa en el fondo del molde.

Los desplazamientos verticales devidos a la variación de volumen de la muestra en contacto con el agua eran registrados en un deflectómetro de 0,01mm/div de aproximación; finalmente la expansibilidad es calculada con la expresión siguiente:

$$E = \frac{l_1 - l_0}{15} \times 100$$

E: expansibilidad en porciento.

l₁: lectura final del deflectómetro, luego que en el intervalo de 2hs. acuse el mismo valor o valores decrecientes.

10: lectura inicial del defleótmetro.

15: altura normalizada del espécimen.

Las muestras tratadas luego de ser mezcladas con la cantidad de cal establecida y humedad óptima determinada (11) eran depositados en frascos de vidrio y curados en cámara húmeda; al término del tiempo fijado se secaba en estufa a $60 \pm 2^{\circ}\text{C}$ repitiéndose el procedimiento ya descrito.

3.2.7 - PRESION DE EXPANSION.

Otra de las características de los suelos en estudio y de marcada importancia es la presión que ejercen al aumentar de volumen en contacto con el agua o sea al expandirse; fué necesario proyectar y construir dispositivos que permitieran medir el desarrollo de tal presión; siendo una manifestación de la expansibilidad se usó el mismo procedimiento para preparar el espécimen, vale decir muestras de massapé y folhelho pasando el tamiz nº 40 ASTM, luego compactado a la misma energía en 5 capas por la diferencia de volumen, que para el caso se usó una célula de consolidación de 4" de diámetro con piedra porosa inferior.

El equipo para medir la presión consiste en una pequeña estructura metálica compuesta de una base rígida y pesada,

dos parantes que sostienen una viga lo más rígida que fué posible en la que se instaló una célula de carga cuyas variaciones eran registradas en un indicador con aproximación de $1,333 \times 10^{-1} \text{ Kg}_f/\text{div}$; la presión de expansión era transmitida por la muestra a la célula de carga a través de una placa suspendida en la viga de tal modo que su peso no ejerciera presión alguna sobre el espécimen para que las presiones de expansión sean registradas fielmente y sin interferencias a la placa de 10cm de diámetro y una superficie de $78,54\text{cm}^2$.

La fuerza registrada se divide por esta superficie y se tiene la presión de expansión. Para muestras tratadas se procedía de la misma manera que para la determinación de expansibilidad en muestras no tratadas.

3.2.8 - COMPACTACION Y RESISTENCIA.

Teniendo en cuenta el uso de suelos expansivos estabilizados con Cal como material de Base y Sub-base la compactación fué realizada con equipo y procedimientos ya aplicados en el Laboratorio de Mecánica de Suelos de COPPE (29) que es el Método Equipo Reducido para Amoldar Especímenes de Suelo-Aditivo, la energía utilizada fué la correspondiente a la Energía Intermedia de Proctor, producida por la aplicación de 12 golpes por cada lado del espécimen y un valor de energía igual a $167,804 \text{ Kg}_f \cdot \text{m}/\text{m}^3$.

Herrin y Mitchell (13) dicen que las mezclas suelo-cal deben ser compactadas a un alto grado de compactación para tener una mayor resistencia al desgaste.

En suelo no tratado se usaron muestras pasantes la malla n° 10 ASTM de acuerdo a (29) para determinar la densidad aparente seca máxima, γ_s , y la humedad óptima, $w_{\text{ópt}}$.

Para muestras tratadas se usaron diferentes cantidades de cal: 4%, 6%, 8% del peso seco y cinco humedades que fueron compactados inmediatamente despues de mezclados.

Despues de haber determinado como apropiada la cantidad de 6% de cal para el tratamiento de estabilización del suelo en estudio se compactaron especímenes con diferentes humedades y con un tiempo de 24hs. entre el mezclado y la compactación para establecer la diferencia de densidades y resistencias con las muestras inmediatamente compactadas.

De acuerdo a un estudio de J.K. Mitchell y D.R. Hooper (16) se procedió al compactado de especímenes con 6% de cal, humedad óptima, variando el tiempo entre mezcla y compactación de un minuto hasta 48hs. para estudiar su influencia tanto en la densidad como en la resistencia.

Finalizada la compactación de cada especimen era en vuelto en papel de aluminio, de acuerdo a recomendaciones de

Souza Pinto (30) para aislarlos del aire atmosférico y evitar la carbonatación que al formar cementos débiles impide que la resistencia normal sea alcanzada, observación también hecha por M. Herrin y H. Mitchell (13); luego de envueltos y numerados los especímenes fueron depositados en Cámara Húmeda durante tres edades de curado: 7, 14 y 28 días.

Cumplido el tiempo de curado previsto fueron sumergidos en agua destilada durante tres días a temperatura ambiente para asegurar una saturación total, según P.E. Fossberg (21) y antes de ser ensayados a la compresión no confinada los especímenes fueron pesados y medidos para determinar humedad y posible expansión.

La efectividad de la estabilización fué medida en ensayos de Resistencia a la Compresión no confinada de acuerdo a las Normas de ASTM-C-109-58 que fija como valor máximo de resistencia a considerar el promedio de la resistencia de tres especímenes con una tolerancia de $\pm 10\%$. Para promediar la posible variación de resistencia debida al tiempo entre mezcla y compactación (16) y de acuerdo a un estudio de Souza Pinto (30) se preparaba mezcla para nueve especímenes, tres para cada edad de curado, numerados de 1 a 9 tomando un promedio de numeración 5 para cada edad o sea que en la primera se ensayaron los números 1-5 y 9 en la segunda los números 2-6 y 7 y finalmente los correspondientes a 3-4 y 8.

Se usó la prensa Wikeham-Farrance-T-57 con una velo ci dad de deformación de 1%/min o sea 0,5mm/min, el esfuerzo fué aplicado con una célula de carga de capacidad de 0,5Tn para en sayos del primer tiempo de curado, despues prevendo que la re sist encia debería incrementarse se usó otra célula de carga de 1Tn de capacidad, cuyas variaciones de carga fueron medidas con indicadores de $3,4 \times 10^{-2} \text{ Kg}_f/\text{div}$ y $2,45 \times 10^{-1} \text{ Kg}_f/\text{div}$ de apro xim aci ón, respectivamente, las deformaciones fueron registradas en deflectómetros de 0,01mm/div de aproximación.

Finalmente obtenidas las lecturas del ind ic ed or y de flect ó m e t r o se confeccionó un programa de computador para calcu lar la resistencia a la compresión no confinada y el prom edio de la máxima de tres especímenes.

3.2.9 - ENSAYOS DE COMPRESION TRIAXIAL.

Especímenes indeformados fueron sometidos a ensayos triaxiales por el proceso de Consolidado no Drenado con medición de Presión Neutra, en la secuencia de las tres etapas: Satura ci ón, Consolidación y Rotura se siguió los siguientes procedi m ie ntos:

Luego de preparadas las muestras con dimensiones de al rededor de 3,2" de altura por 1,4" de diámetro y siempre man ten ie nd o

teniendo la relación altura/diámetro de 2 a 2,5 se calculaba el grado de saturación para determinar el valor de la contrapresión necesaria para alcanzar la saturación completa; Bishop (31) dá una tabla de valores de las contrapresiones a aplicar en función del grado de saturación y sugiere un programa de aplicación para evitar la sobreconsolidación del extremo superior del espécimen, es así que se aplicó la contrapresión a incrementos de $100\text{gr}/\text{cm}^2$ en tiempos de 3 ó 5 minutos, alcanzado el valor prefijado se dejaba 24hs. al cabo de las cuales se medía el parámetro \bar{B} de presión neutra como verificación del grado de saturación al que se había llegado, valor del que se cuidó siempre para que estuviera muy próximo a 1.

Cumplida la etapa de la saturación se procedía a la consolidación con presiones sucesivas hasta alcanzar el valor de las presiones laterales programadas, las medidas de variación de volumen en este proceso permitió trazar las curvas variación de volumen vs log de tiempo que servirían para determinar el tiempo necesario de ruptura.

Finalmente se procedía a la ruptura en la prensa ya mencionada el esfuerzo desviador era aplicado con una célula de carga de capacidad de 0,5Tn, registrando su variación en un indicador de $1,33 \times 10^{-1} \text{Kg}_f/\text{div}$ de aproximación.

La variación de poro presión era medida en una célula de presión y registrada en lecturas de un indicador con

$2.85 \times 10^{-3} \text{ Kg / cm}^2$ x div de aproximación.

La presión total menor o lateral era aplicada con el sistema de depósitos de mercurio y compensación de muelle de Bishop (31).

Para evitar que las presiones neutras o intersticiales en la zona de rotura pudieran ser bastante diferentes al resto de la muestra es preciso realizar la etapa de la ruptura con mucha lentitud. En suelos arcillosos del tipo que estamos estudiando para que las presiones medidas en la base de la probeta sean igualadas con las del plano de rotura, zona central, según se emplee o no papel de filtro lateral, los tiempos necesarios para llegar a la rotura se puede establecer aproximadamente Bishop y Henkel (31) en:

$$t_f = 7 \text{ á } 8 \text{ veces } t_{50}$$

t_{50} se obtiene en la fase de consolidación por el método de Casagrande, conocido el tiempo de rotura se calculaba la velocidad con que debería ser aplicado el esfuerzo desviador, admitiendo que la rotura se produce en torno del 5% de deformación lineal, entonces la velocidad era calculada por:

$$v = \frac{0,05H}{t_f}$$

siendo:

H : altura del espécimen.

t_f : tiempo final de rotura.

La velocidad adoptada es la más próxima disponible en la prensa.

Los especímenes tratados con Cal fueron ensayados con el mismo proceso descrito a partir de las muestras amoldadas por el método Harvard, Fig. 25, la cantidad de cal usada fué de 6% del peso seco y humedad óptima determinada, se hicieron varias tentativas con diferentes energías hasta alcanzar la curva de compactación determinada según el método (29) establecido llegando a la conclusión del uso de un resorte de 40 libras de carga en 5 capas y 40 pinchazos por capa acusando una energía equivalente a $169.000 \text{Kg}_f \cdot \text{m}/\text{m}^3$, luego de compactados los especímenes eran envueltos en papel de aluminio para evitar la carbonatación en contacto con el aire, enseguida eran depositados en cámara húmeda por un período que varió de 14 a 15 días por la secuencia del trabajo en los ensayos triaxiales, antes los especímenes fueron medidos y pesados nuevamente para verificar cualquier alteración que no acusó, las medidas fueron las mismas que para muestras indeformadas es decir relación altura/diámetro de 2 a 2,5.

También se ensayaron especímenes de massapé no tratado y compactados con Harvard y la misma energía, aplicándose el

proceso de Consolidado Drenado con presiones inferiores y superiores a la de preconsolidación determinada en ensayos de consolidación, igualmente con especímenes tratados con 6% de Cal y 14 días de curado. Todas las muestras eran parcialmente saturadas, correspondiendo a la humedad óptima.

3.2.10 - ENSAYOS DE CONSOLIDACION.

Se hicieron ensayos de consolidación en el equipo convencional con drenado superior e inferior, siendo el proceso de carga en que cada incremento era el doble del anterior, igual criterio usado en la etapa de descarga.

Muestras indeformadas de massapé y folhelho fueron ensayados en consolidómetros con anillos de 4 pulgadas de diámetro y 39mm de altura, en cuanto que para especímenes compactados, tratados o no se usaron anillos de 47,6mm de diámetro y 19mm de altura, esto por que la compactación se hizo siguiendo el método adoptado ya descrito (29) o sea especímenes de 50mm de diámetro.

Los especímenes no tratados se ensayaron luego de compactados y amoldados, mientras que los tratados fueron con 6% de cal y curados en cámara húmeda durante 14 y 28 días, con el cuidado de evitar la carbonatación, es decir envueltos en papel de aluminio.

CAPITULO IV

RESULTADOS

. CUADRO I

ANALISIS QUIMICO DE LA CAL

Perda ao fogo	29,00%
Resíduo insolúvel	0,08%
Al_2O_3	traços
Fe_2O_3	0,12%
CaO	70,70%
MgO	0,20%

CUADRO 4.1

ANÁLISIS QUÍMICO DEL SUELO

Horizonte	pH (1:2,5)		Complejo sorbivo mE/100g								Valor V (sat. de bases) %	$\frac{100 \cdot Al^{+++}}{Al^{+++} + S}$	P. asimilável ppm
	Agua	KCl 1N	Ca ⁺⁺	Mg ⁺⁺	K ⁺	Na ⁺	Valor S (soma)	Al ⁺⁺⁺	H ⁺	Valor T (soma)			
MASSAPÉ	5.1	4	6.2	8.3	0.56	1.07	16.1	21.2	3.9	41.2	39	57	<1
FOLHELHO	5.2	3.5	15.0	12.3	0.54	1.04	28.9	12.7	3.6	45.2	64	31	<1

Horizonte	C (orgânico) %	N %	C N	Ataque por H ₂ SO ₄ % d = 1.47						$\frac{SiO_2}{Al_2O_3}$ (K1)	$\frac{SiO_2}{H_2O_3}$ (Kt)	$\frac{Al_2O_3}{Fe_2O_3}$	Fe ₂ O ₃ livre %	Equivalente de CaCO ₃ %
				SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	TiO ₂	P ₂ O ₅	MeO					
MASSAPE	0.28	0.20	1	40.2	18.9	11.2	0.78	0.06	-	3.62	2.62	2.65	-	-
FOLHELHO	0.17	0.17	1	40.1	18.9	9.6	0.76	0.06	-	3.61	2.72	3.09	-	-

CUADRO 4.2

IDENTIFICACION DE LOS MINERALES COMPONENTES EN
MUESTRAS TRATADAS Y NO TRATADAS - DIFRATOGRAMA

M I N E R A L	2θ	d° dA	I/I ₁
Muestras no tratadas: de Folhelho y Massapé:			
MONTMORILLONITA:	7 ^o 00'	14.61	100
	23 ^o 10'	4.45	100
	41 ^o 00'	2.55	100
	45 ^o 00'	2.34	40
	47 ^o 10'	2.24	20
ILLITA:	10 ^o 20'	9.99	100
KAOLINITA:	14 ^o 30'	7.07	100
	29 ^o 20'	3.54	100
Muestra tratada:			
CALCITA:	34 ^o 40'	3.01	100
	46 ^o 00'	2.28	18

CUADRO 4.3

CARACTERISTICAS GEOTECNICAS																
MUESTRA	GRANULOMETRIA					HUMEDAD NATURAL $\omega\%$	LIMITE LIQUIDO LL%	LIMITE PLASTICO LP%	INDICE PLASTICO IP%	LIMITE CONTR. LC%	PESO ESPEC. GRANOS gr/cm ³	CLASIFICACION		PESO ESPEC. APARENT. SECO γ_s max gr/cm ³	ω_{opt}	CONTR. LINEAL CL%
	MALLA 200	ARENA	LIMO	AR CILLA	<2 μ							AASHO	CUS			
MASSAPE (1)	99.46	23	12	64	56	43.20	92.60	37.00	55.60	19.33	2.81	A-7-5(64)	CH	1.404	33	24
FOLHELHO (2)	99.07	21	12	66	56	37.90	74.50	32.40	42.10	18.00	2.78	A-7-5(52)	CH	1.406	31	19

CUADRO 4.4

VARIACION DEL LIMITE LIQUIDO - LIMITE PLASTICO -
 INDICE DE PLASTICIDAD - CONTRACCION LINEAL Y EXPANSIBILIDAD CON CAL.

CARACTERISTICA	MASSAPE	MASSAPE + CAL				
		2%	4%	6%	8%	10%
Límite Líquido L.L. %	83.60	78.00	69.65	64.20	53.10	46.25
Límite Plástico L.P. %	37.00	35.80	35.80	35.30	32.88	39.33
Índice de Plas- ticidad - I.P. %	46.60	42.20	33.85	28.90	20.22	6.92
Expansibilidad E. %	35.10	42.20	32.40	23.80	21.90	12.50
Contracción Li- neal - C.L. %	24.00			7.32		
Relación I.P. : C.L.	2.3:1			3.9:1		
Contracción Li- neal - C.L. % Folhelho	19					
Relación I.P. : C.L.	2.22:1					

CUADRO 4.5

VARIACION DE LA DENSIDAD Y LA RESISTENCIA
CON LA HUMEDAD - MUESTRAS NO TRATADAS.

Nº	ω %	T. C. DIAS	γ_s gr/cm ³	σ Kg/cm ²
M A S S A P E	19.20	0	1.363	3.925
	22.30	0	1.359	4.312
	28.70	0	1.319	4.893
	31.10	0	1.375	4.898
	34.30	0	1.399	3.699
	39.00	0	1.322	2.204
F O L H E L H O	21.40	0	1.381	4.192
	22.90	0	1.392	4.791
	25.20	0	1.358	5.522
	28.60	0	1.391	4.975
	32.40	0	1.405	2.664
	35.80	0	1.356	1.969

CUADRO 4.6
 VARIACION DE LA DENSIDAD EN FUNCION DE
 PORCENTAJE DE CAL Y HUMEDAD

CAL %	HUMEDAD %	DENSIDAD gr/cm ³
4	28.46	1.378
	29.69	1.394
	31.99	1.383
	34.97	1.351
	35.86	1.341
6	28.66	1.375
	30.04	1.387
	32.13	1.372
	33.19	1.361
	34.78	1.343
8	29.17	1.367
	30.01	1.375
	32.39	1.378
	32.94	1.375
	33.98	1.360

CUADRO 4.7

VARIACION DE DENSIDAD Y RESISTENCIA CON CANTIDAD DE CAL,
TIEMPO ENTRE MEZCLA Y COMPACTACION Y HUMEDAD

CAL %	TIEMPO MEZCLA COMP. Hs.	HUMEDAD %	DENSIDAD gr/cm ³	RESISTENCIA Kg/cm ²
0	0	22.90	1.376	4.791
		25.20	1.358	5.522
		28.60	1.391	4.972
		32.40	1.405	2.664
		35.80	1.356	1.969
6	0	28.66	1.375	9.250
		30.04	1.387	9.451
		32.13	1.372	10.220
		33.19	1.361	9.605
		34.78	1.343	7.253
6	24	28.70	1.351	8.368
		29.70	1.360	8.307
		32.00	1.365	9.268
		33.00	1.356	8.688
		35.00	1.342	8.004

Tiempo de curado para muestras tratadas 14 días.

CUADRO 4.8

VARIACION DE LA DENSIDAD Y RESISTENCIA CON TIEMPO ENTRE
MEZCLA Y COMPACTACION PARA 6% DE CAL,
HUMEDAD OPTIMA Y 14 DIAS DE CURADO

CAL %	HUMEDAD %	TIEMPO MEZCLA COMP. MIN.	DENSIDAD gr/cm ³	RESISTENCIA Kg/cm ²
6	33.00	1	1.385	9.595
		5	1.378	9.509
		10	1.371	9.257
		40	1.378	9.002
		120	1.368	10.590
		240	1.354	10.116
		480	1.348	9.314
		1440	1.353	9.081
		2880	1.336	8.770

CUADRO 4.9
 VARIACION DE RESISTENCIA CON
 TIEMPO DE CURA, CANTIDAD DE CAL Y HUMEDAD

TIEMPO CURA DIAS	CAL %	HUMEDAD %	RESISTENCIA Kg/cm ²
7	4	28.46	5.410
		29.69	7.555
		31.99	7.647
		34.97	6.686
		35.86	5.609
	6	29.05	7.756
		31.36	6.417
		31.85	8.506
		33.35	7.113
		34.14	6.696
	8	29.17	9.706
		30.01	9.836
		32.39	9.980
		32.94	8.812
		33.98	8.269

CUADRO 4.10
 VARIACION DE RESISTENCIA CON
 TIEMPO DE CURA, CANTIDAD DE CAL Y HUMEDAD

TIEMPO CURA DIAS	CAL %	HUMEDAD %	RESISTENCIA Kg/cm ²
14	4	28.46	7.720
		29.69	8.731
		31.99	8.158
		34.97	6.804
		35.86	6.694
	6	29.05	9.297
		31.36	9.866
		31.85	10.354
		33.35	9.508
		34.14	7.742
	8	29.17	10.965
		30.01	11.406
		32.39	10.563
		32.94	9.779
		33.98	8.827

CUADRO 4.11
VARIACION DE RESISTENCIA CON
TIEMPO DE CURA, CANTIDAD DE CAL Y HUMEDAD

TIEMPO CURA DIAS	CAL %	HUMEDAD %	RESISTENCIA Kg/cm ²
28	4	28.46	9.262
		29.69	9.398
		31.99	8.736
		34.97	8.038
		35.86	8.081
	6	29.05	11.585
		31.36	13.268
		31.85	13.508
		33.35	10.749
		34.14	9.743
	8	29.17	11.436
		30.01	13.439
		32.39	13.315
		32.94	11.663
		33.98	11.042

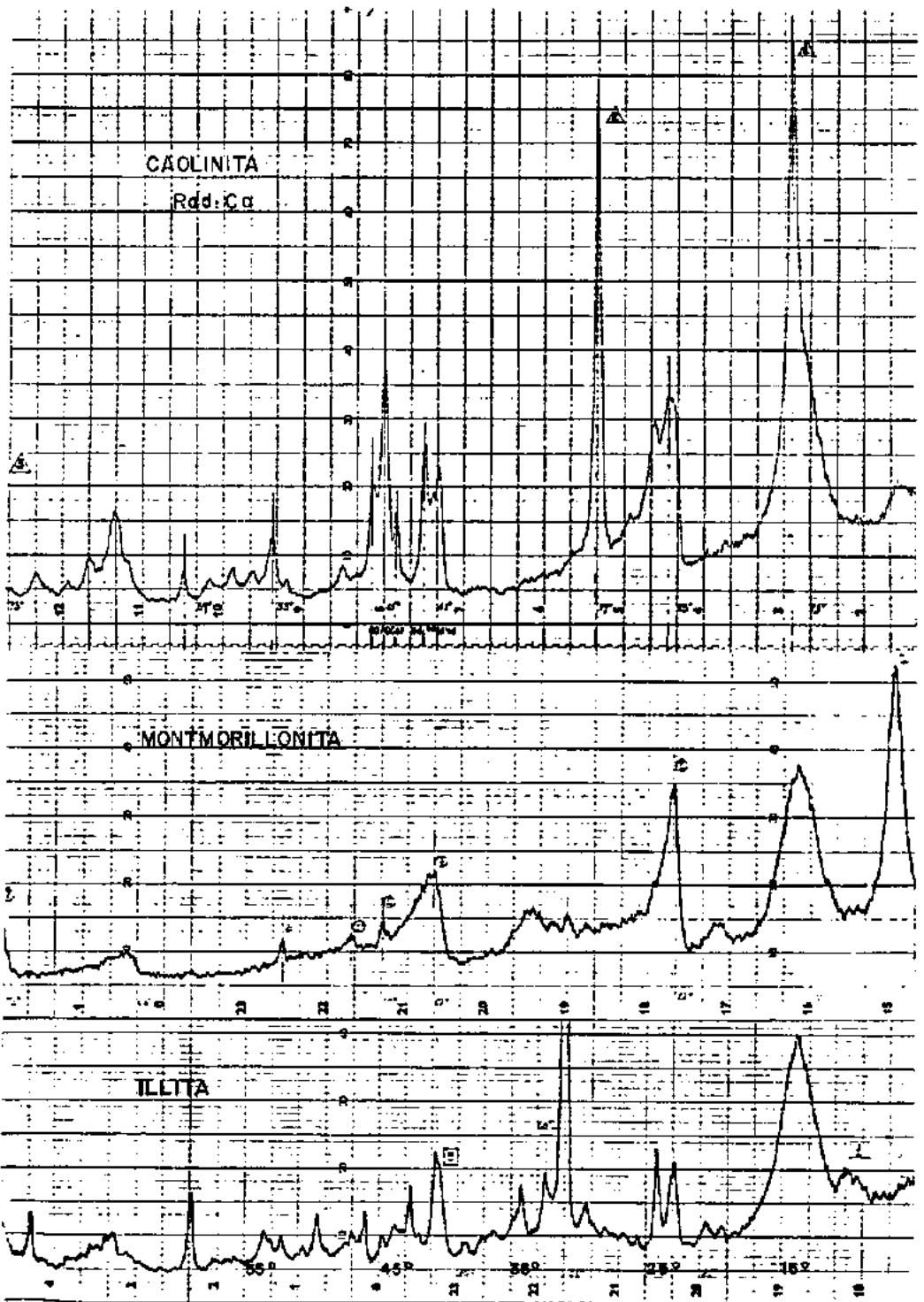


FIG. I - MUESTRAS DE CAOLINITA, MONTMORILLONITA E ILLITA

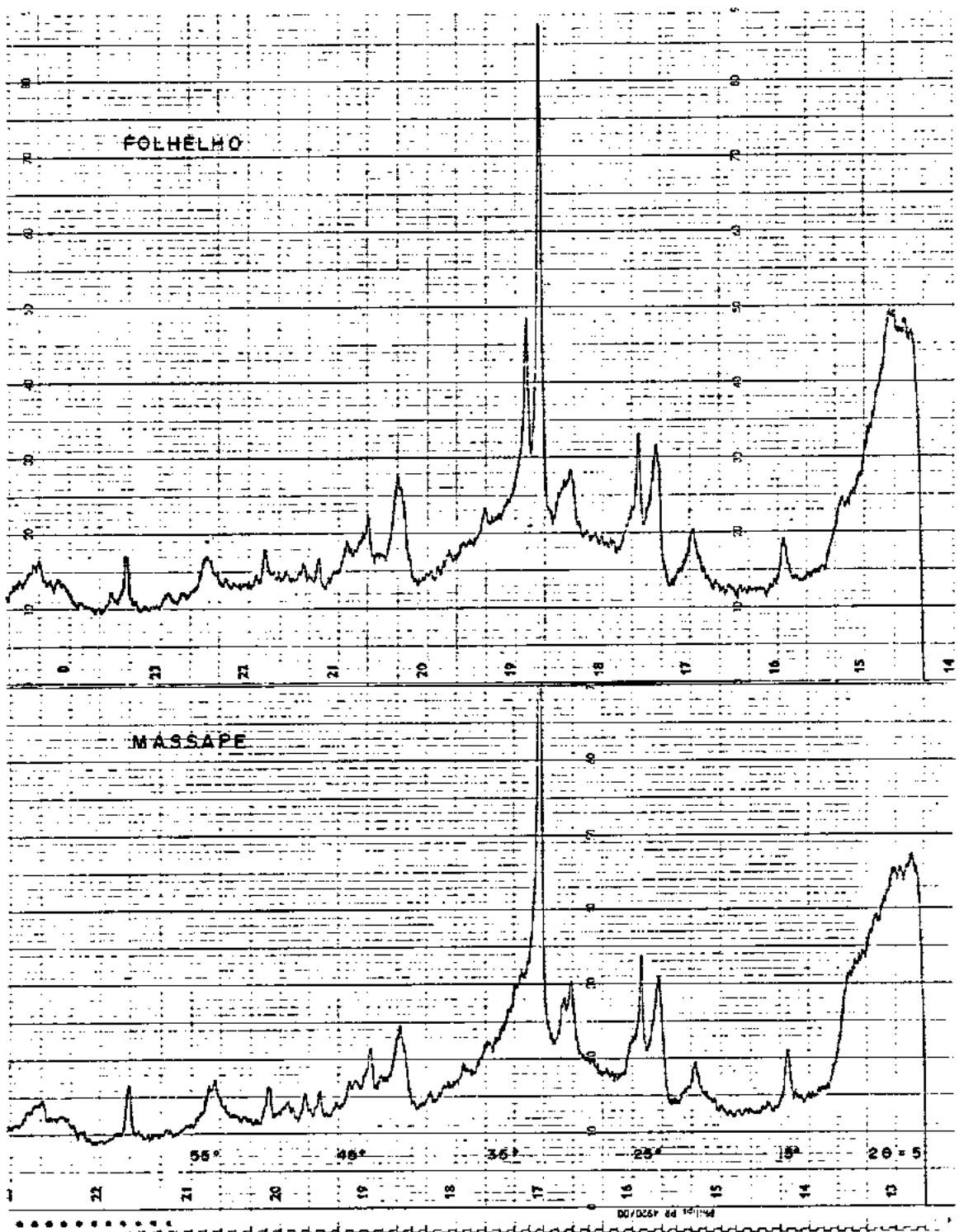


FIG. 2 - MUESTRAS DE FOLHELHO Y MASSAPE

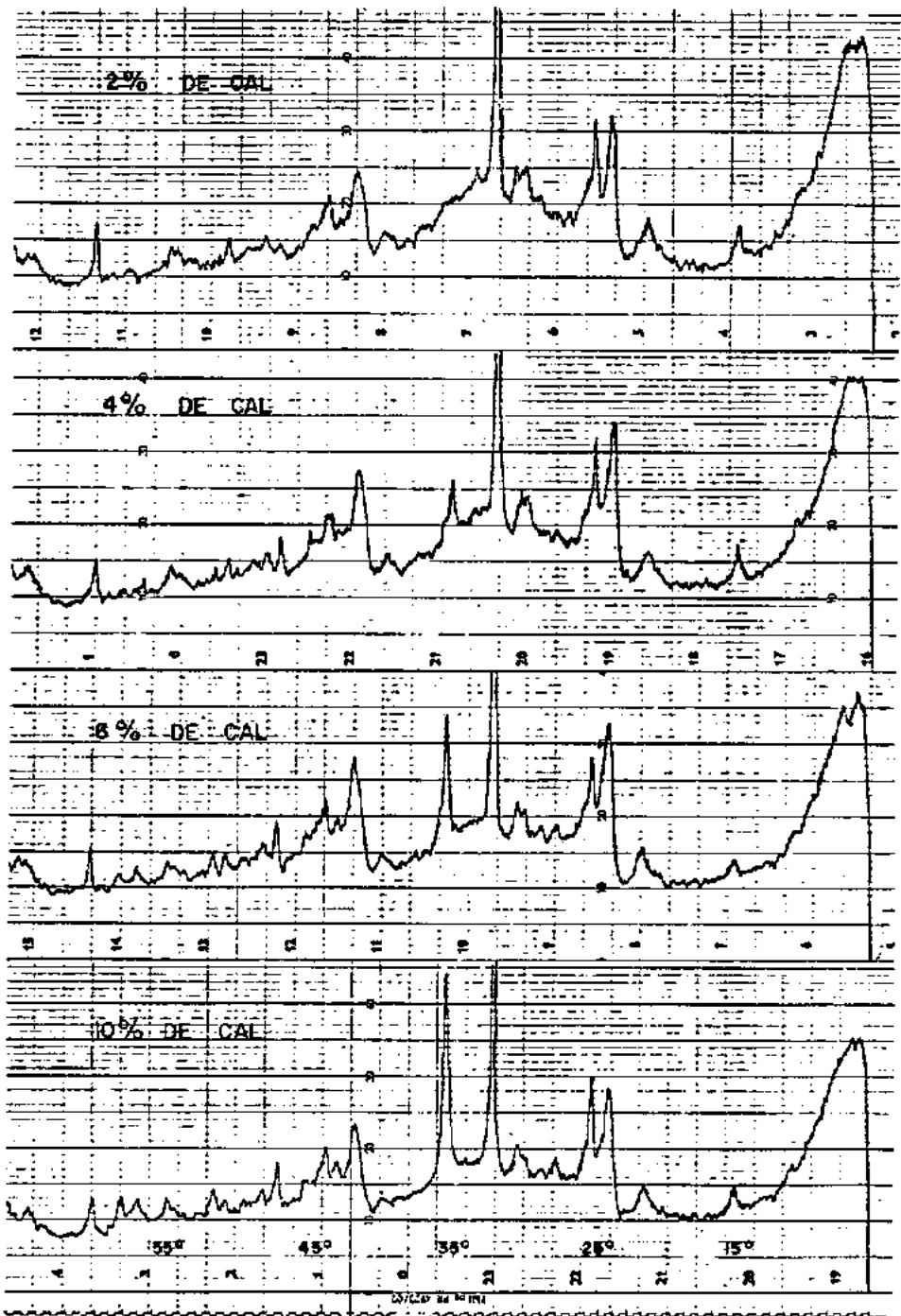


FIG. 3 - MUESTRAS DE MASSAPÉ TRATADAS CON CAL

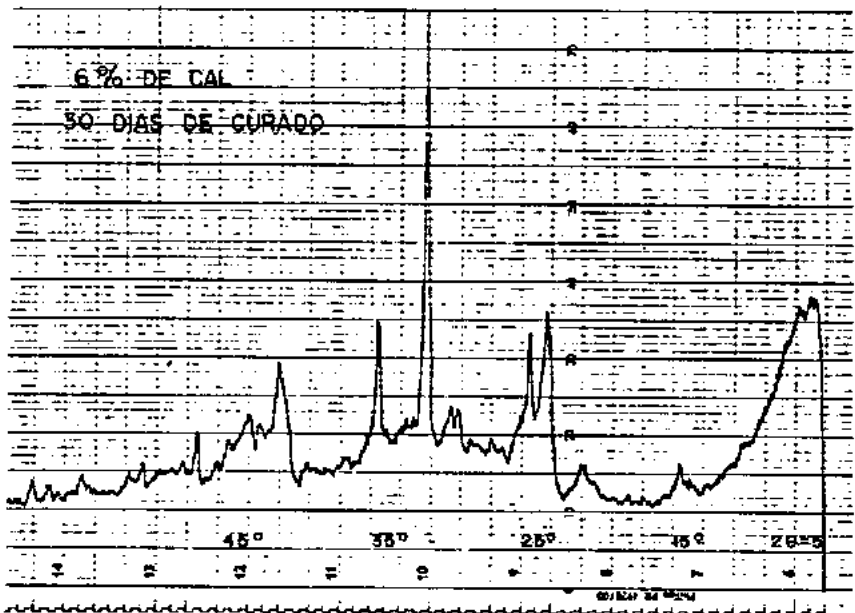
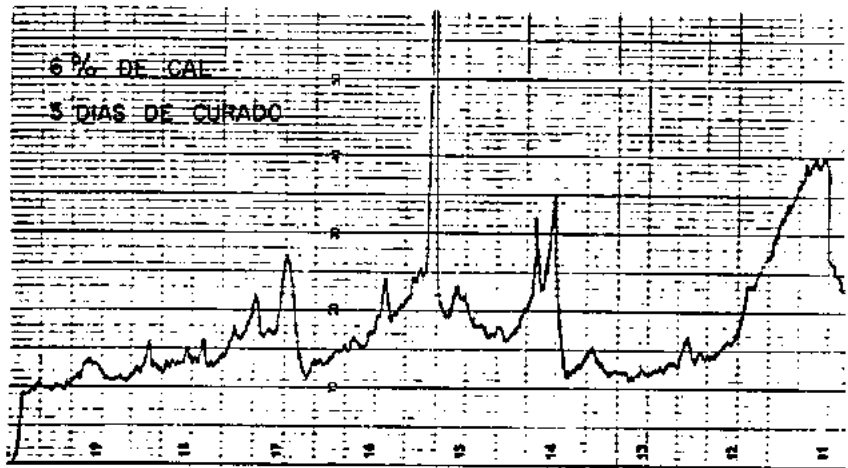


FIG. 4 - MUESTRAS DE MASSAPÉ TRATADAS CON 6% DE CAL Y DIFERENTES TIEMPOS DE CURADO

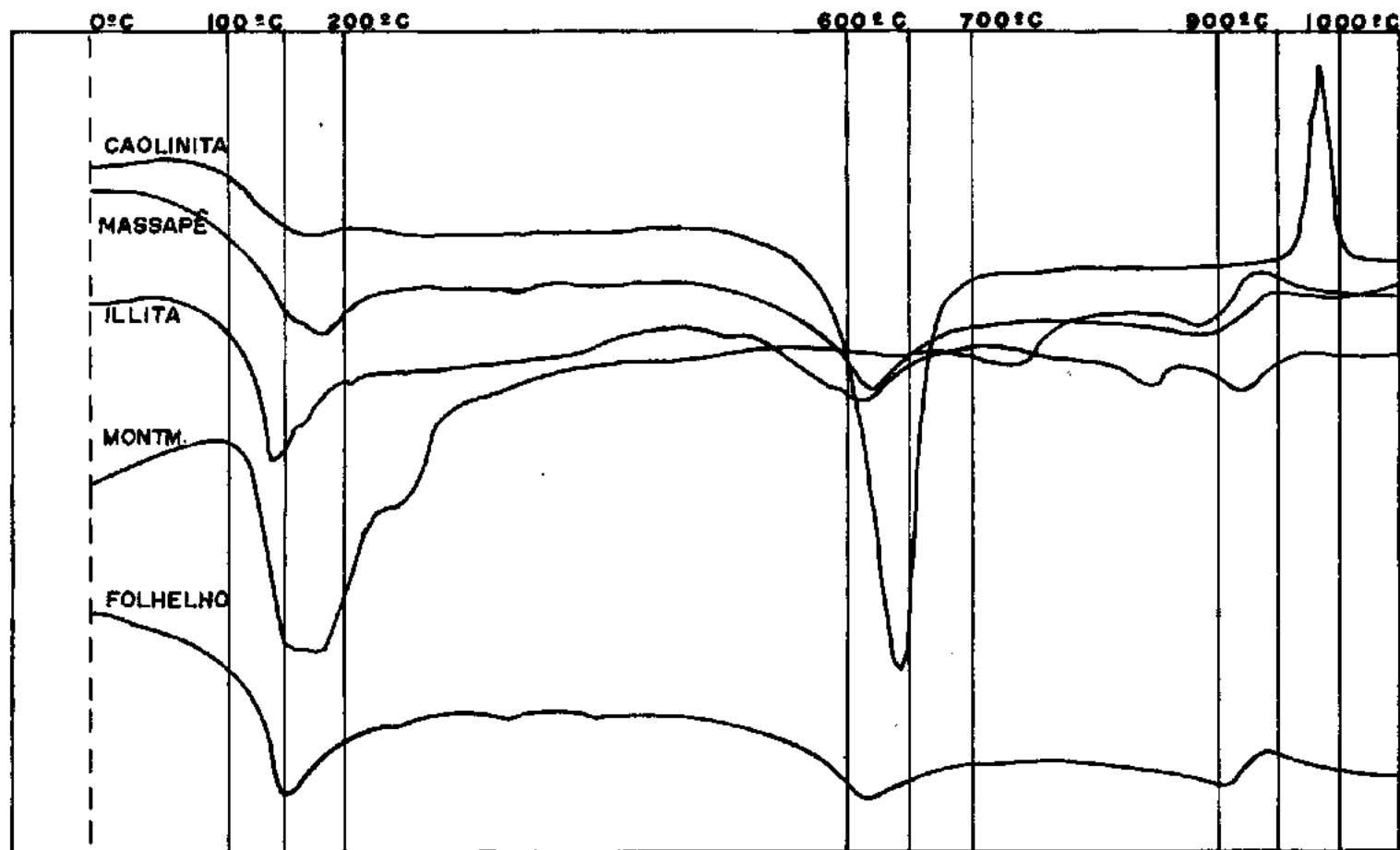


FIG.5 - MUESTRAS DE CAOLINITA, ILLITA, MONTMORILLONITA, MASSAPÉ Y FOLHELHO

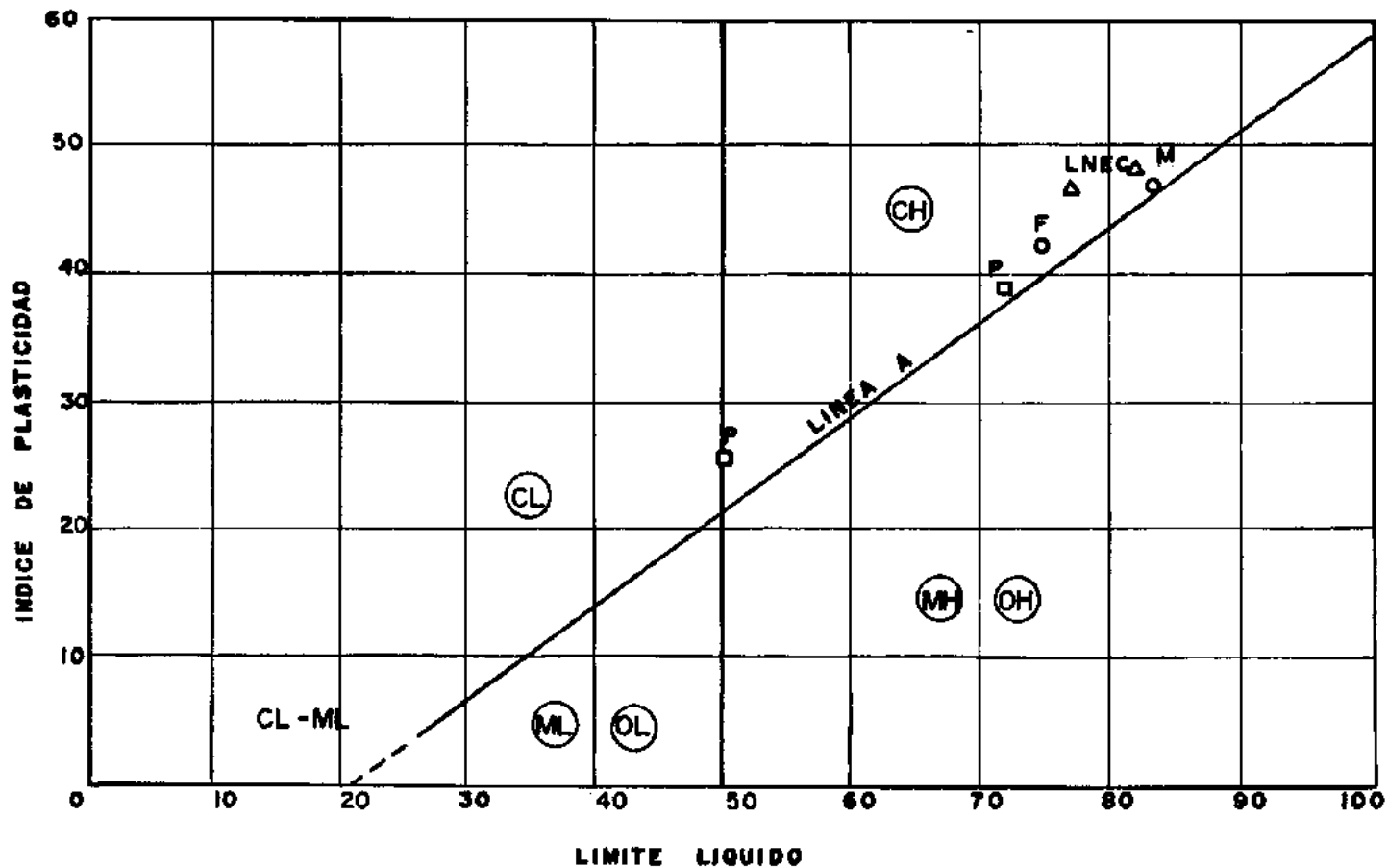


FIG. 6 - GRAFICO DE PLASTICIDAD

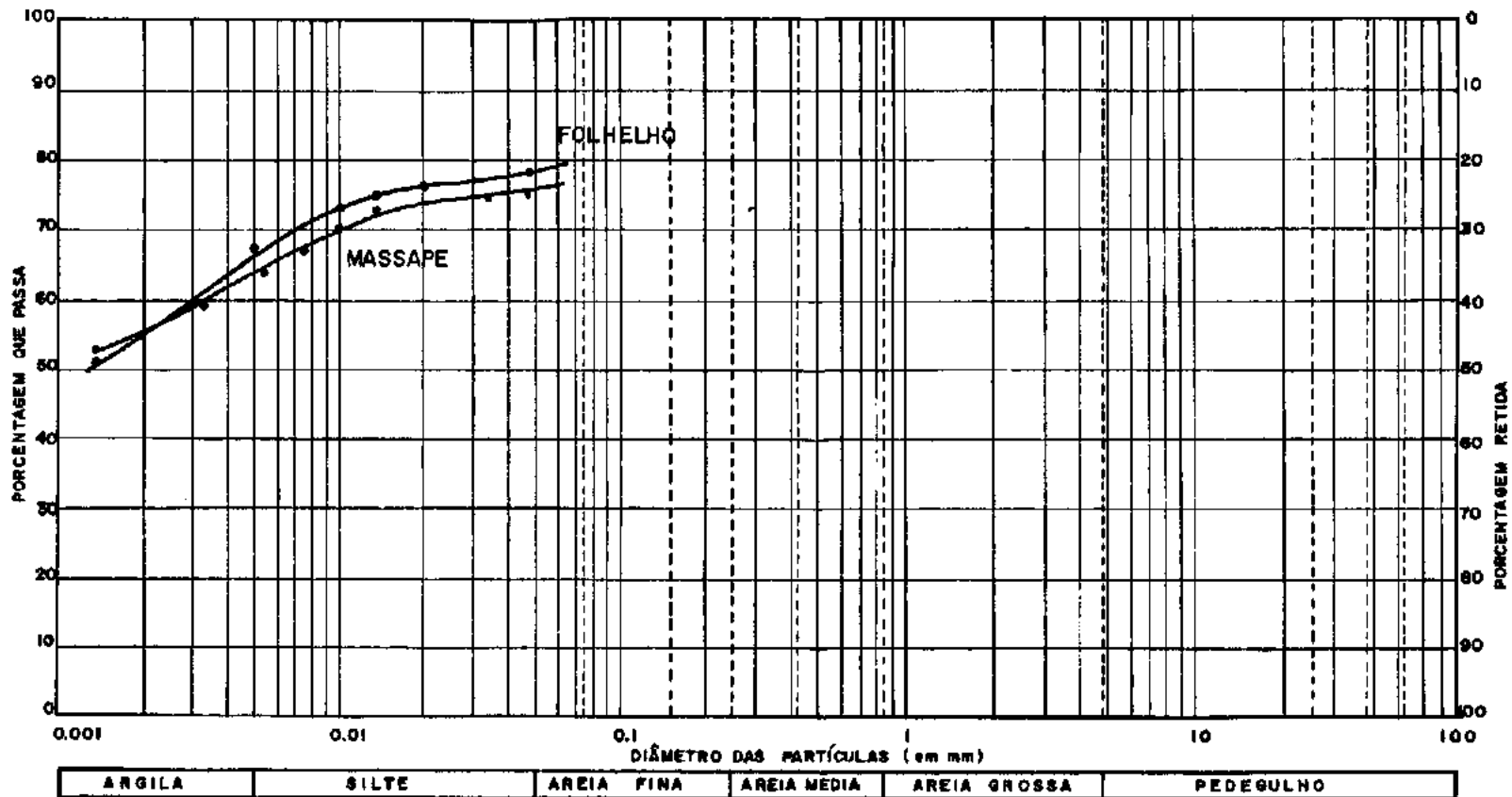


FIG. 7 - CURVA GRANULOMETRICA

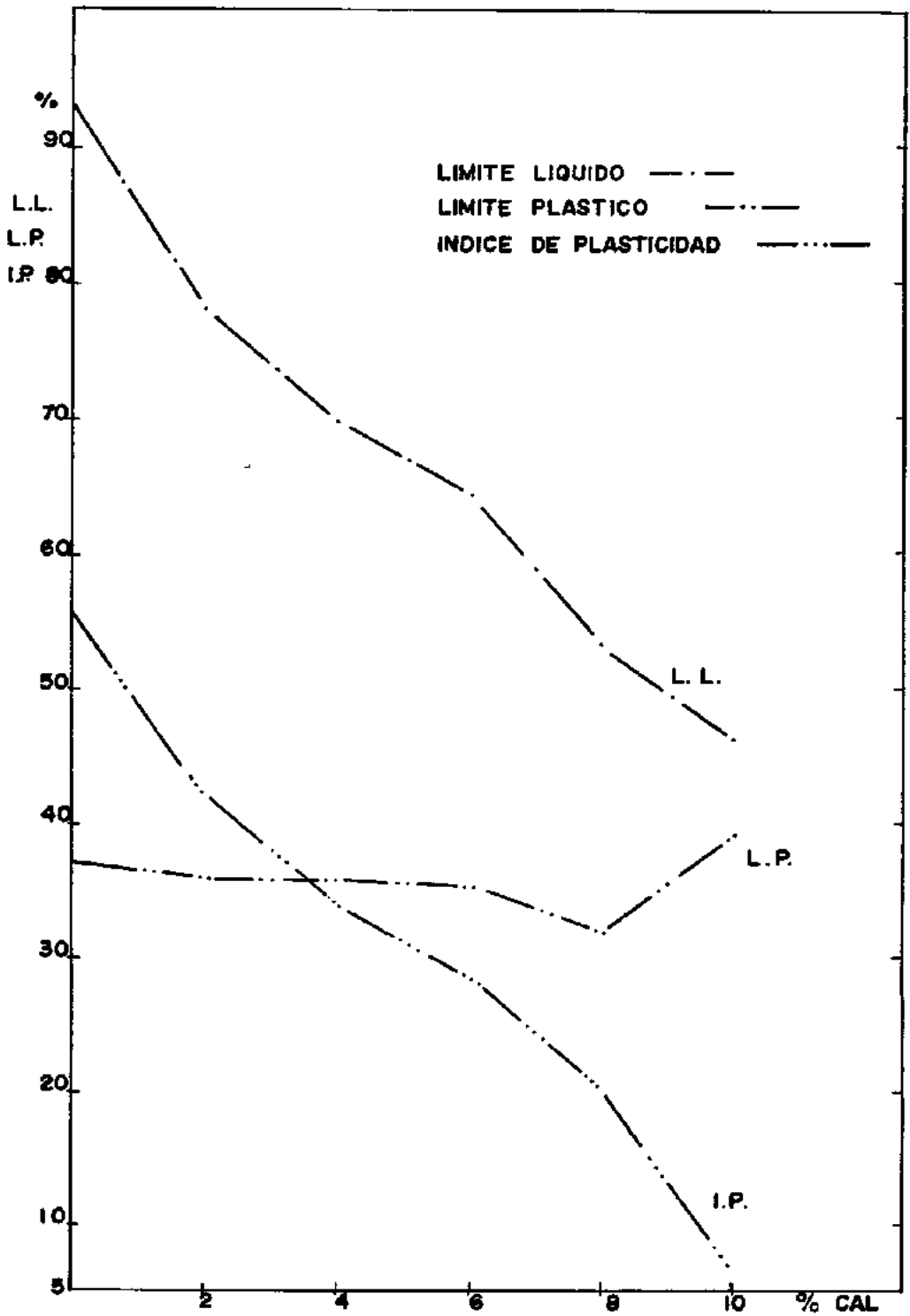


FIG. 8 - VARIACION DE L.L., L.P. E I.P. CON VARIACION DE CAL

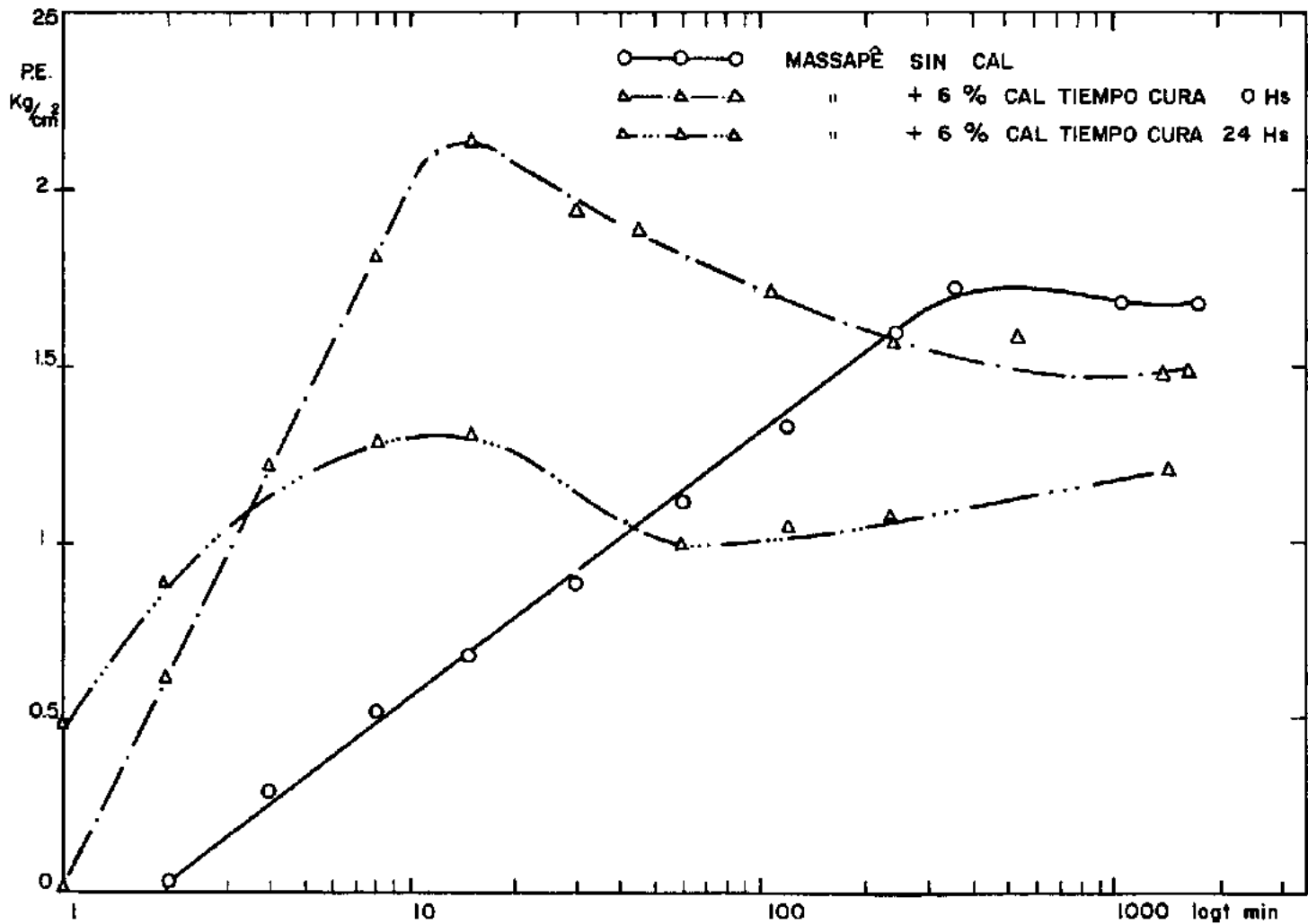


FIG. 9 - PRESION DE EXPANSIBILIDAD

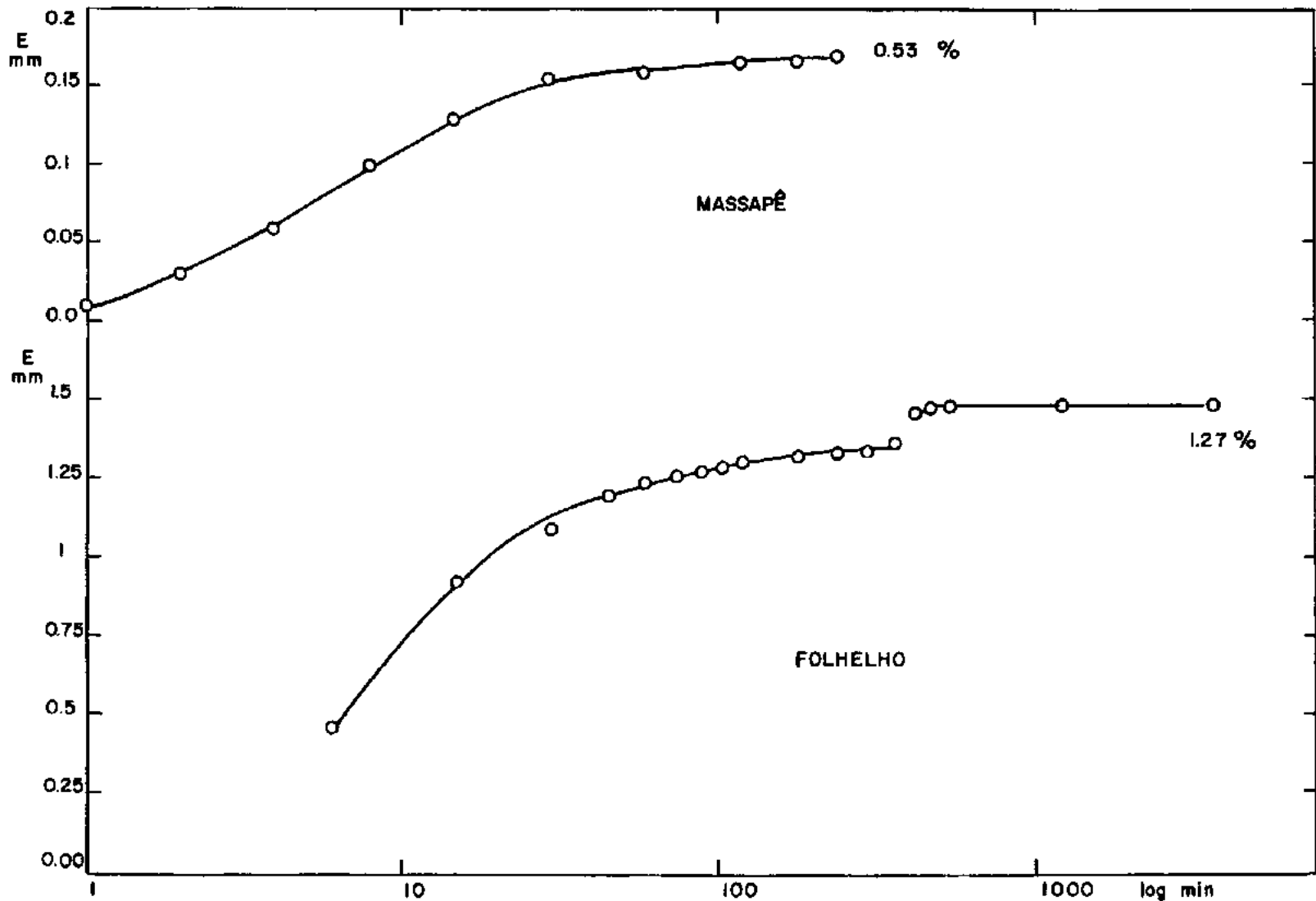
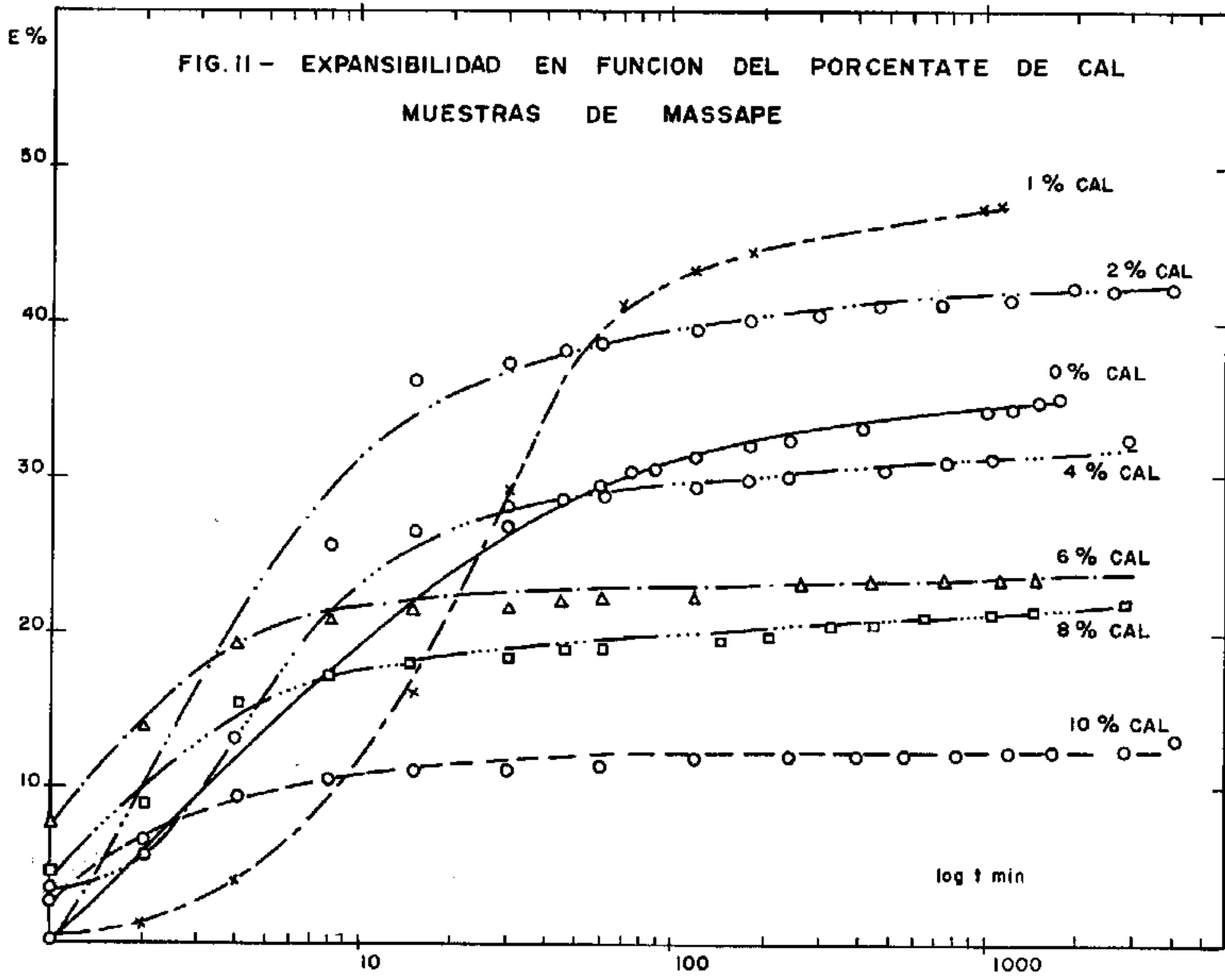


FIG.10- EXPANSIBILIDAD DE MUESTRAS INDEFORMADAS



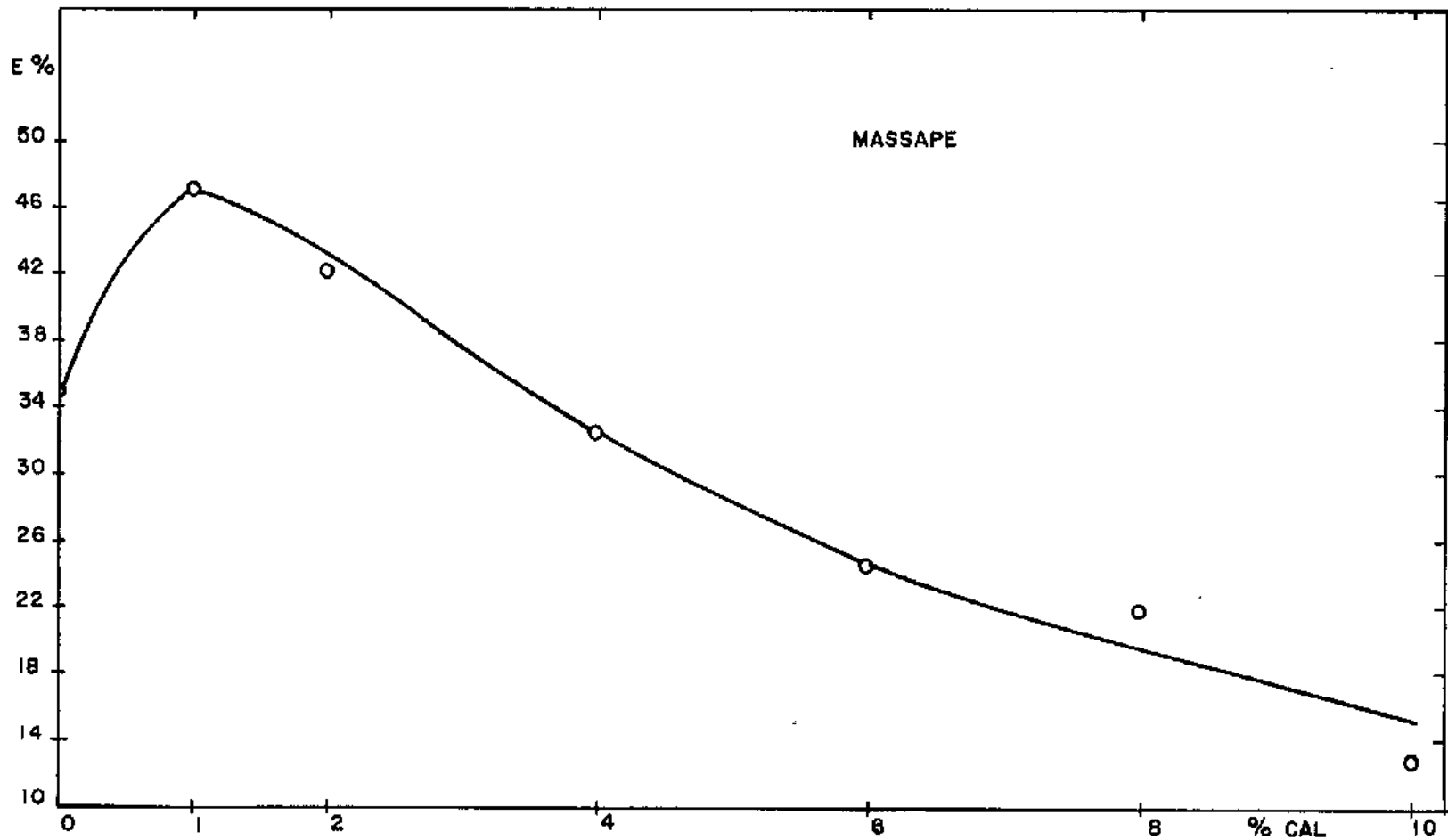


FIG. 12 - VARIACION DE LA EXPANSIBILIDAD CON VARIACION DE CAL

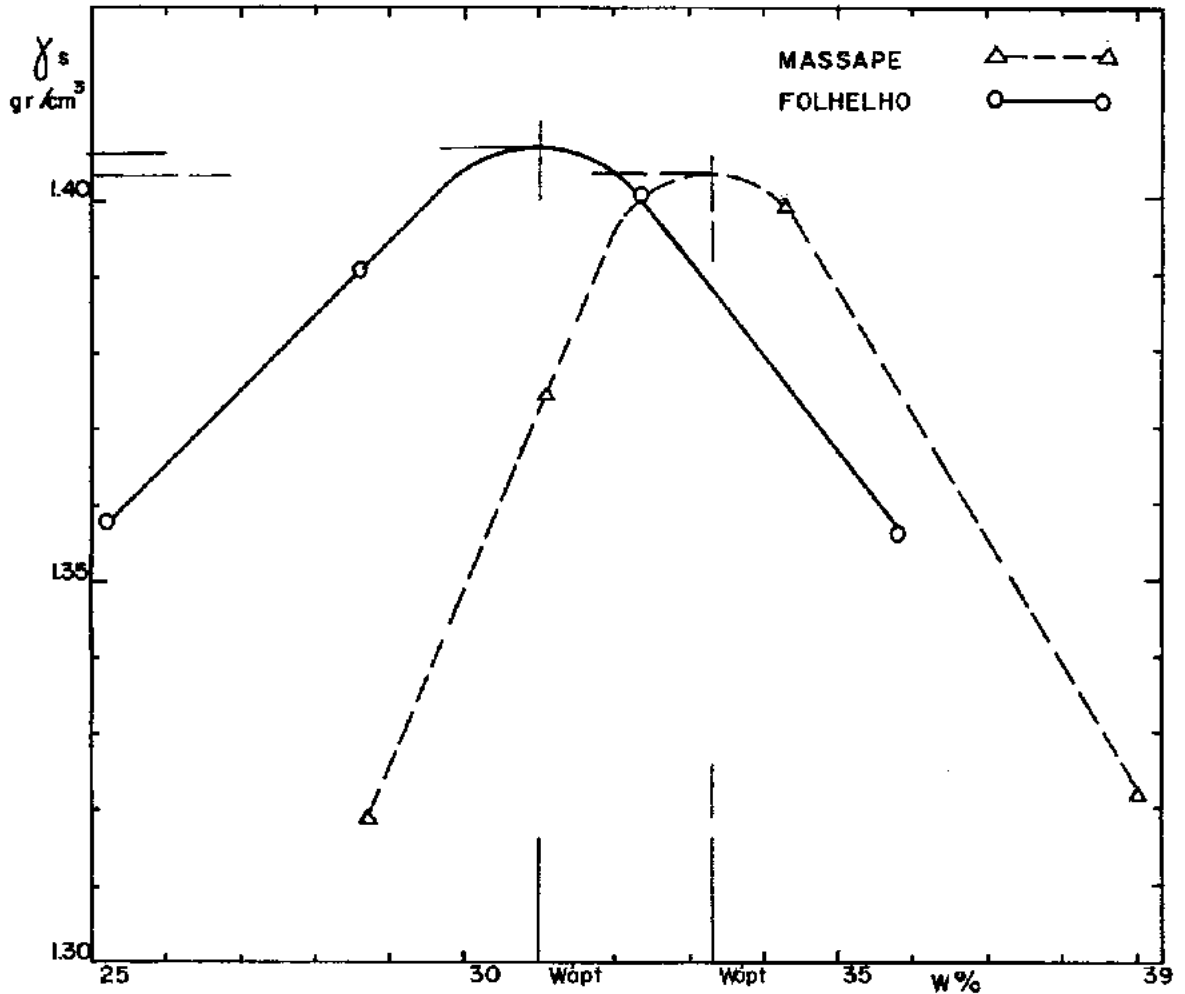


FIG. 13 - VARIACION DE PESO ESPECIFICO APARENTE SECO
CON HUMEDAD

MUESTRAS COMPACTADAS SIN CAL

ENERGIA DE COMPACTACION 167,804 Kgf.m/m³

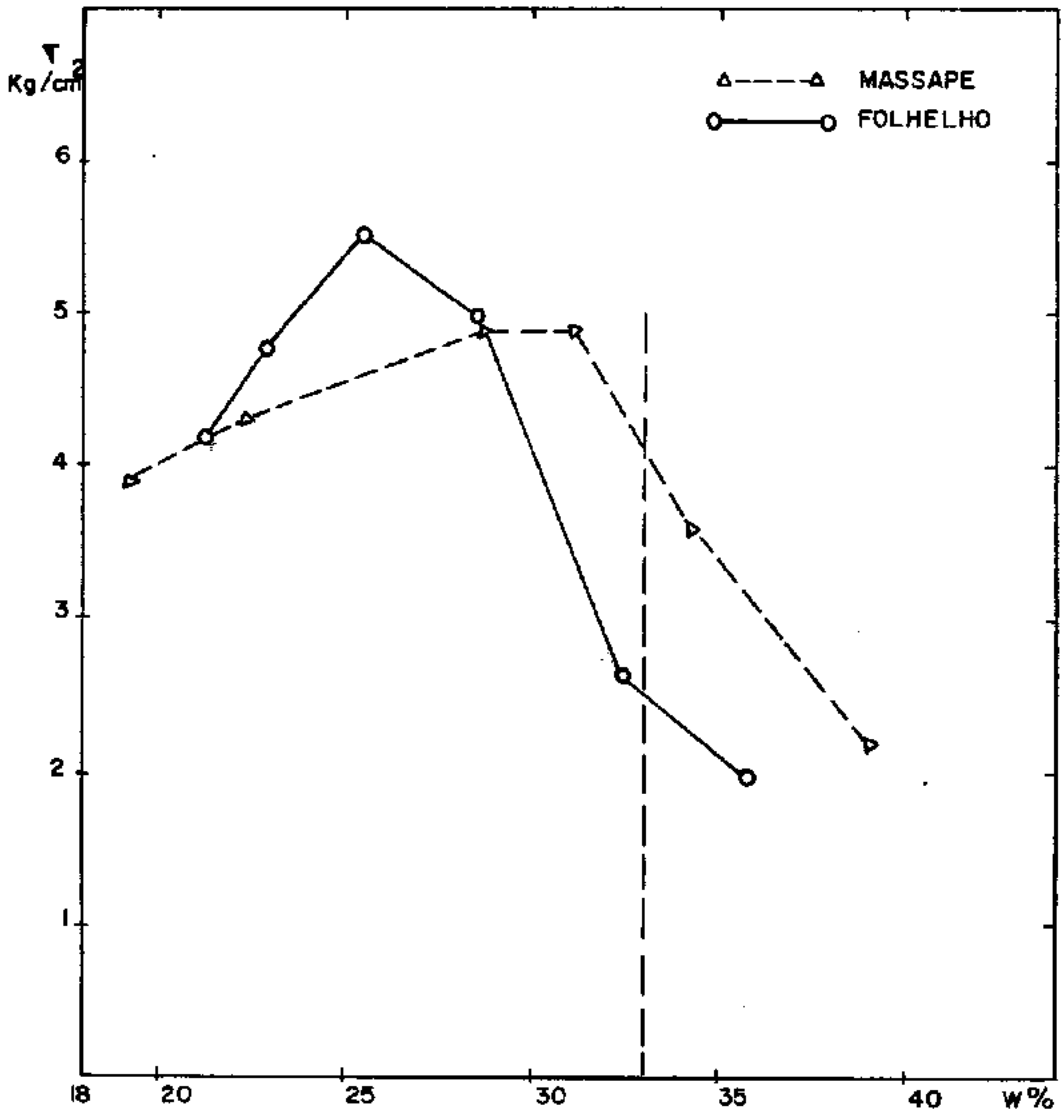


FIG. 14 - VARIACION DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION CON LA VARIACION DE HUMEDAD MUESTRA COMPACTADA Y NO TRATADA ENERGIA DE COMPACTACION 167,804 Kgfm/m³

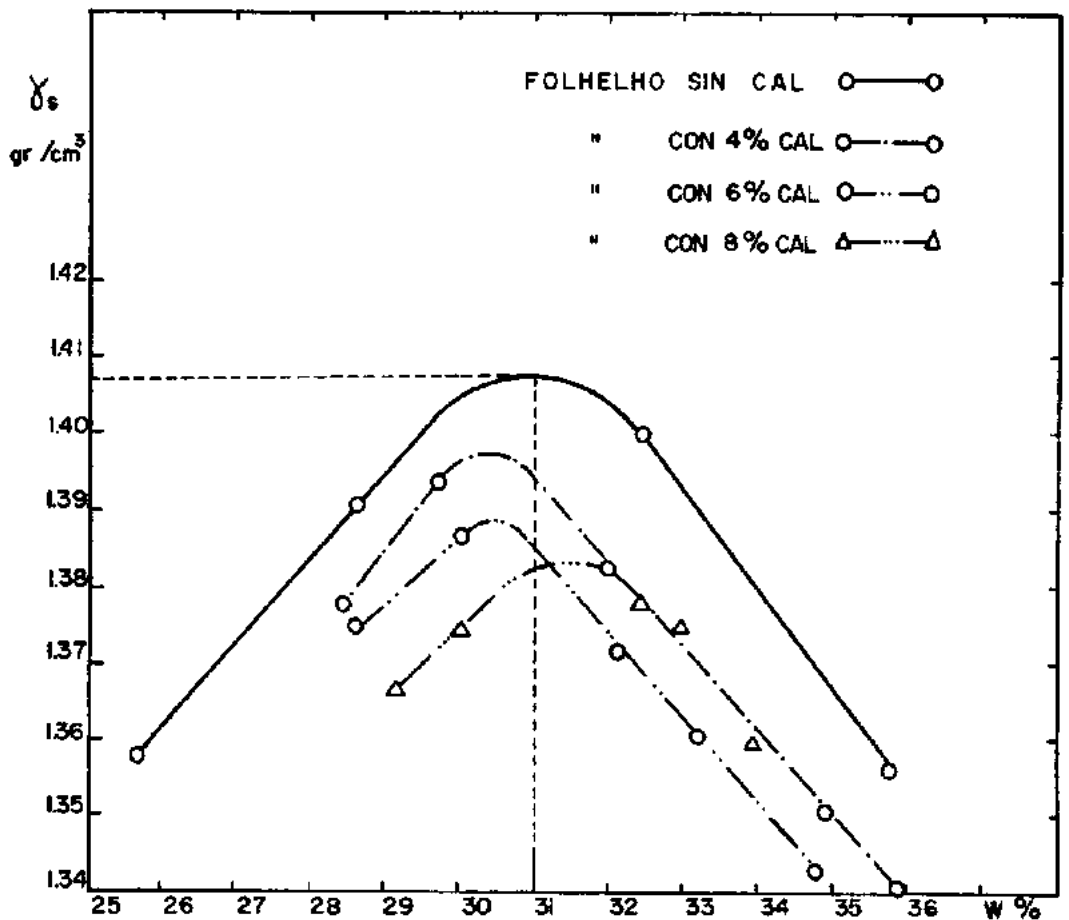


FIG. 15 - VARIACION DE PESO ESPECIFICO APARENTE SECO CON CANTIDAD DE CAL Y HUMEDAD

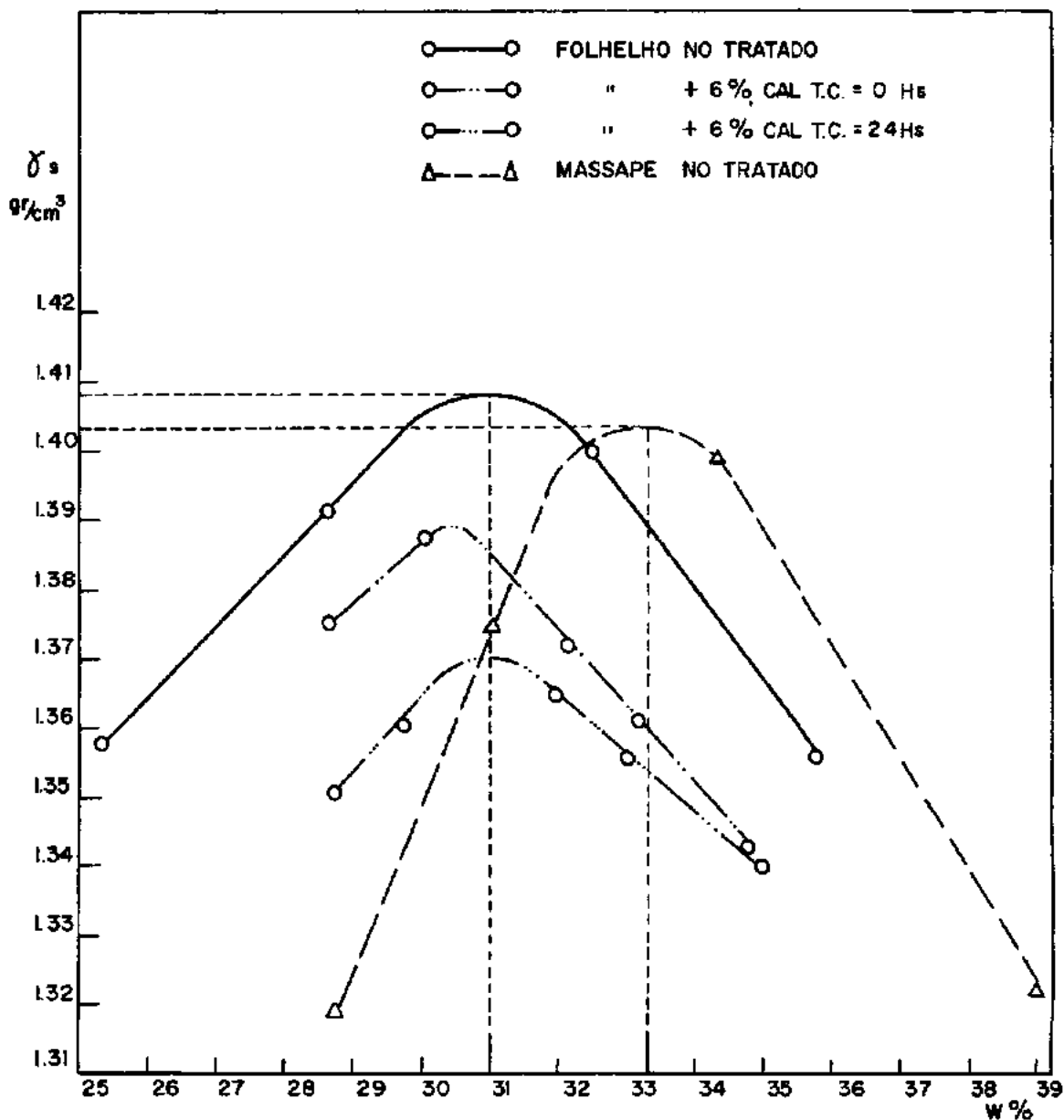


FIG.16 - VARIACION DE LA DENSIDAD CON LA HUMEDAD

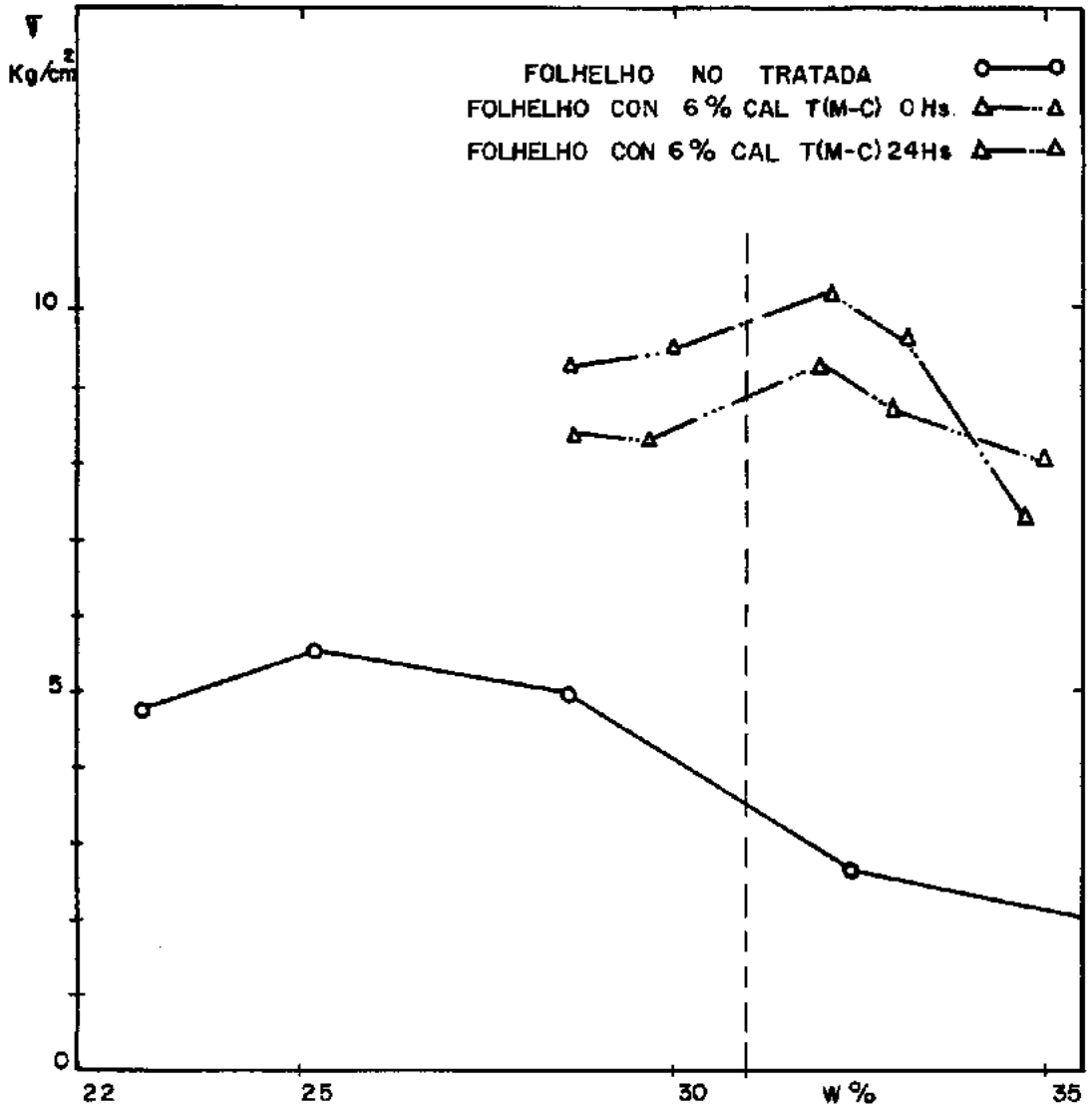


FIG.17 - VARIACION DE RESISTENCIA CON CANTIDAD DE CAL TIEMPO ENTRE MEZCLA Y COMPACTACION T(M-C) Y HUMEDAD - TIEMPO DE CURADO = 14 DIAS

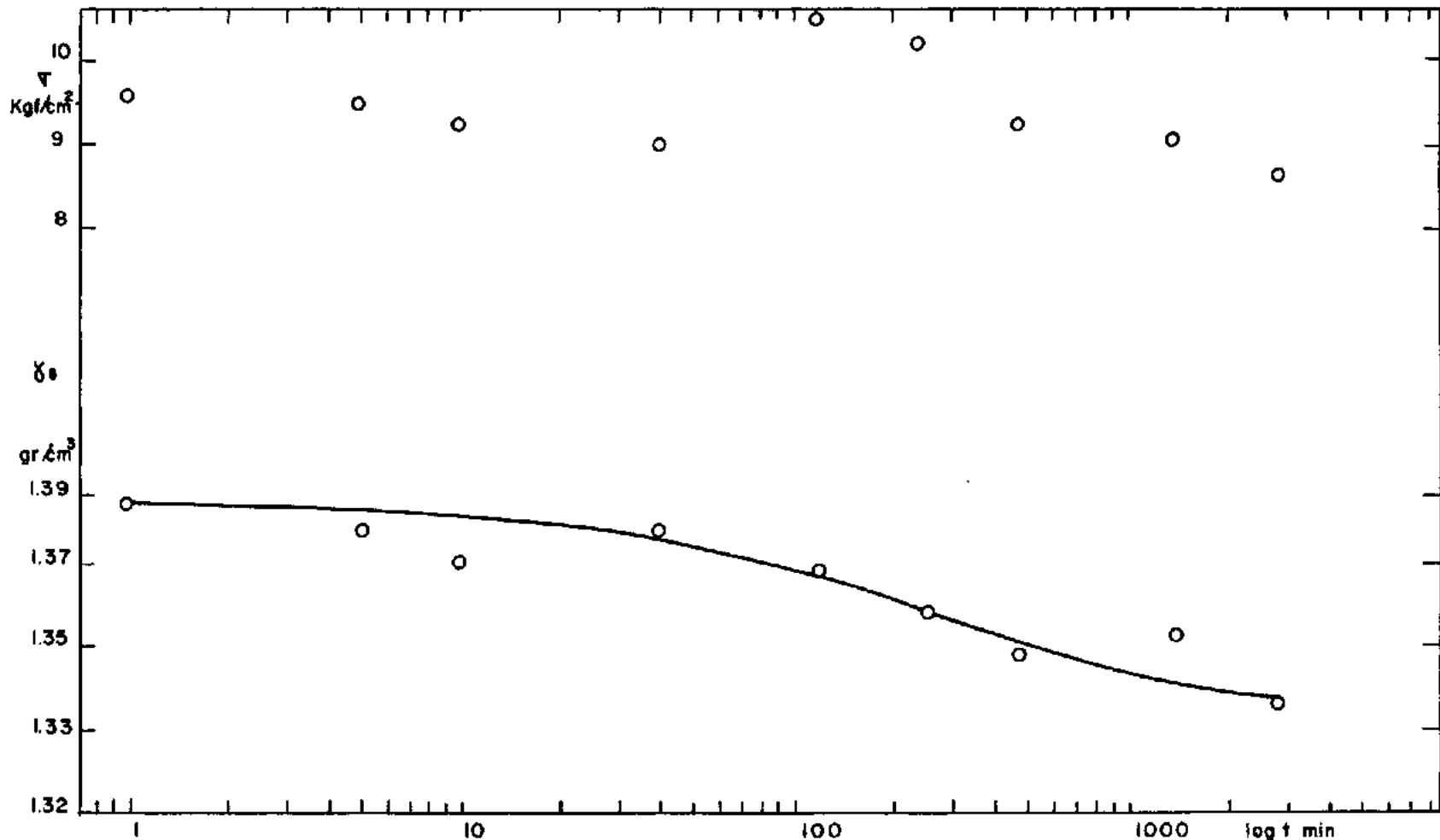


FIG. 18 - VARIACION DE LA DENSIDAD Y RESISTENCIA CON TIEMPO ENTRE MEZCLA Y COMPACTACION PARA 6 % DE CAL, HUMEDAD OPTIMA Y 14 DIAS DE CURADO

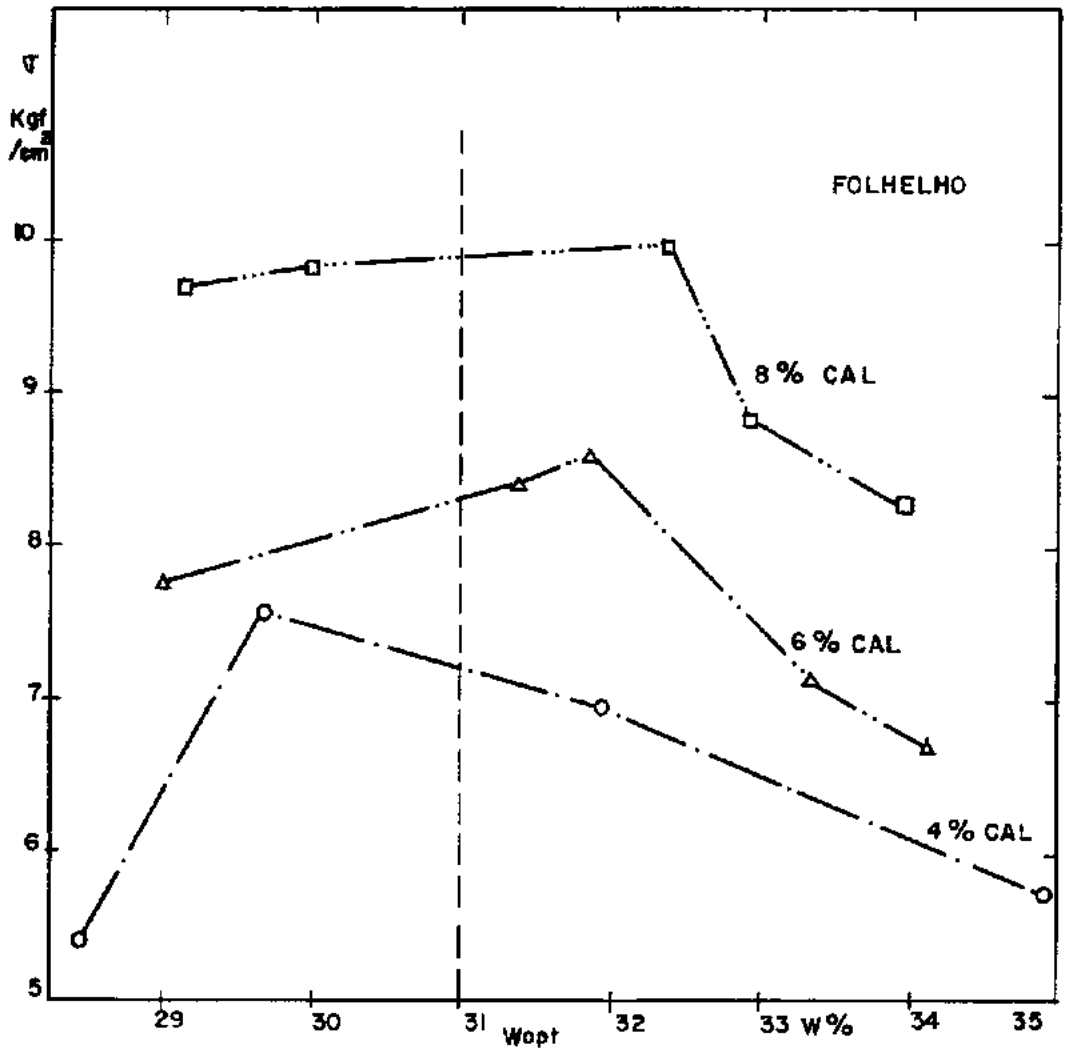


FIG. 19 - VARIACION DE LA RESISTENCIA CON LA HUMEDAD
 TIEMPO DE CURA : 7 DIAS - INMERSION : 3 DIAS

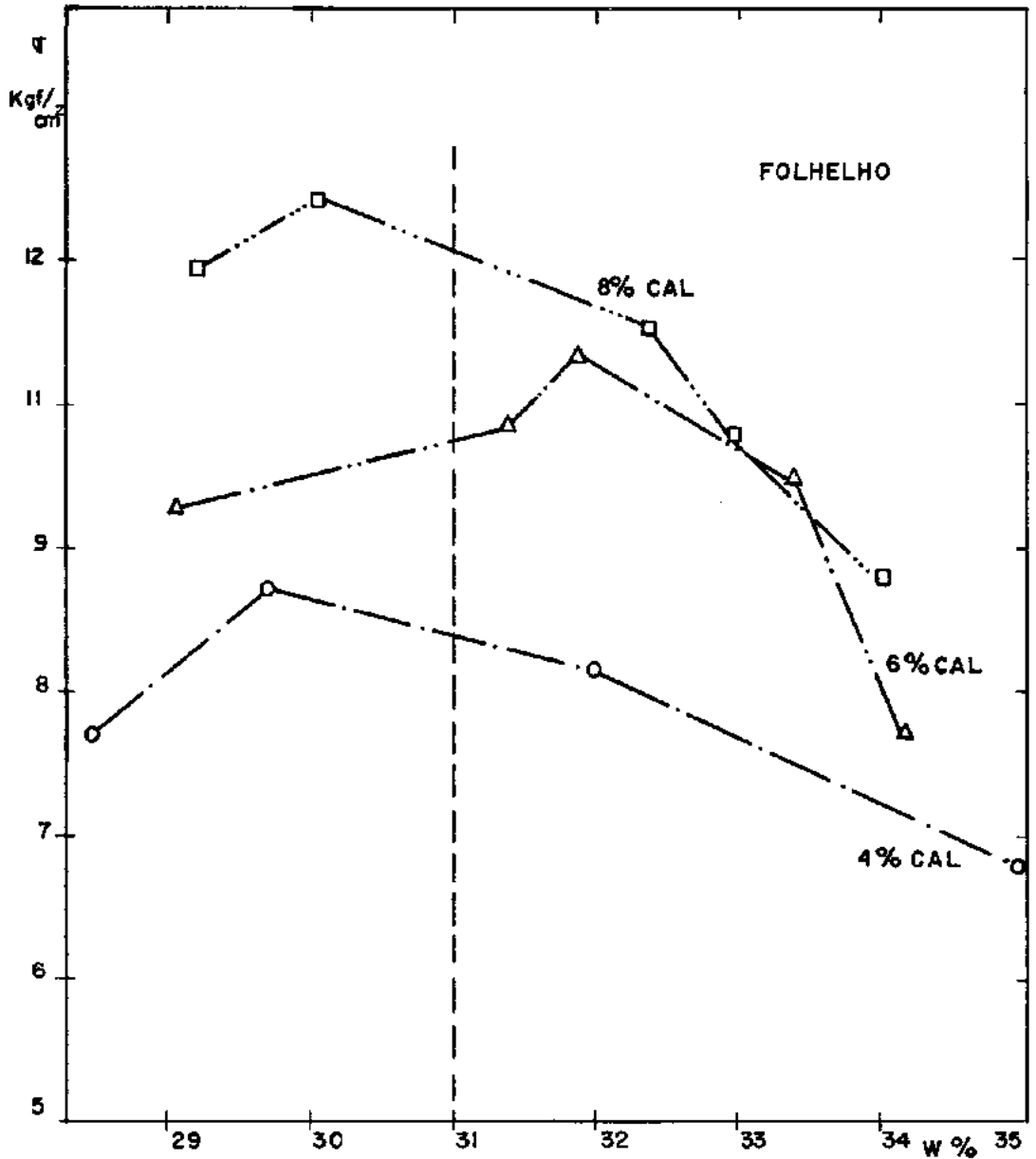


FIG. 20 - VARIACION DE LA RESISTENCIA CON LA HUMEDAD

TIEMPO DE CURA : 14 DIAS - INMERSION : 3 DIAS

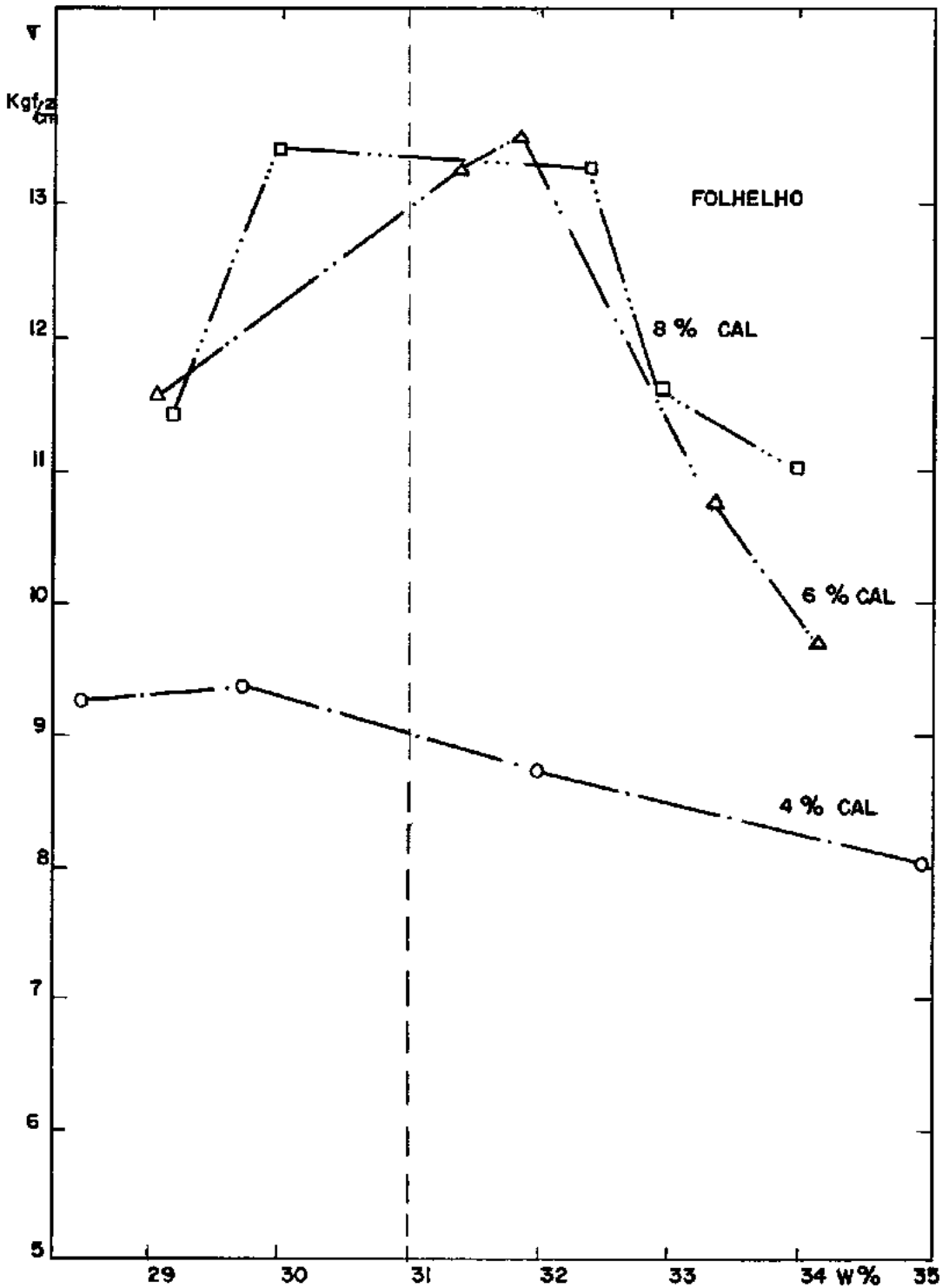


FIG. 21 - VARIACION DE RESISTENCIA CON HUMEDAD
 TIEMPO DE CURA: 28 DIAS, INMERSION 3 DIAS

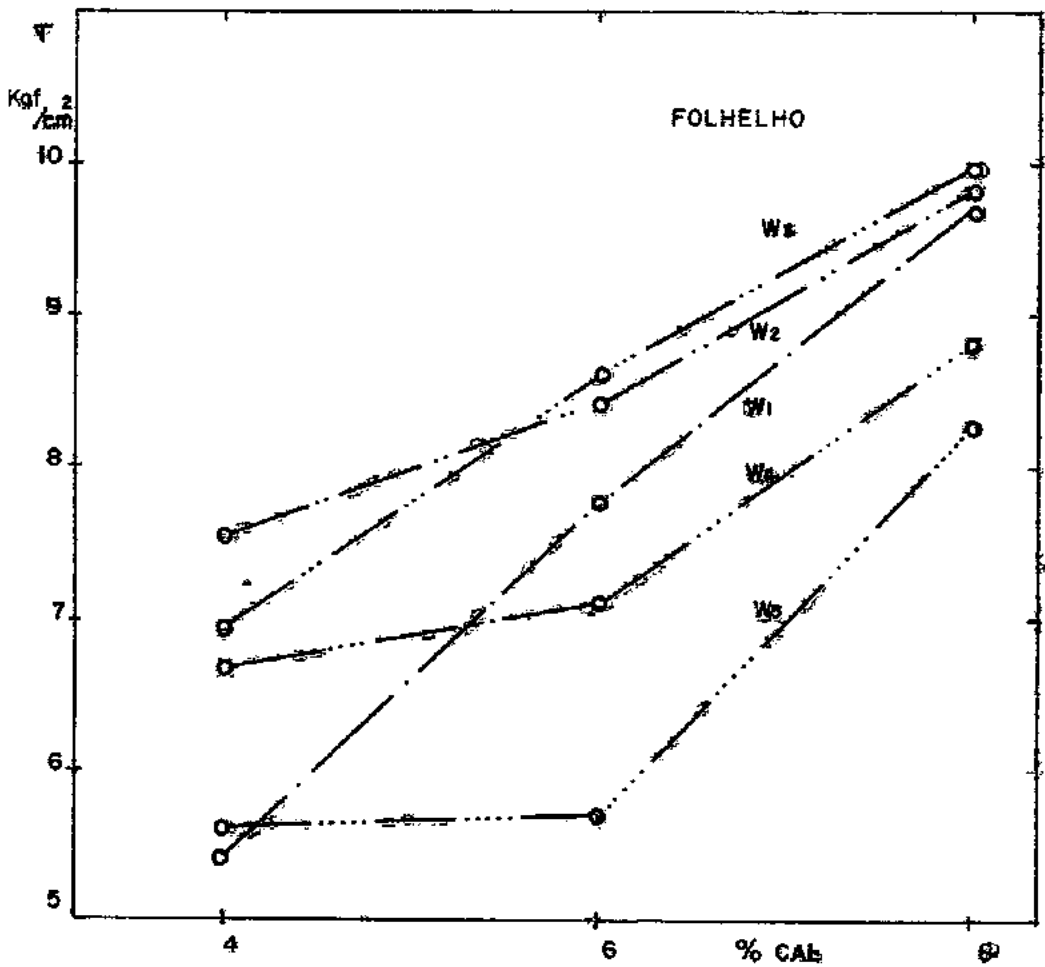


FIG. 22 - VARIACION DE LA RESISTENCIA CON VARIACION DE GAL
 TIEMPO DE CURA: 7 DIAS - DISPERSION: 5 DIAS

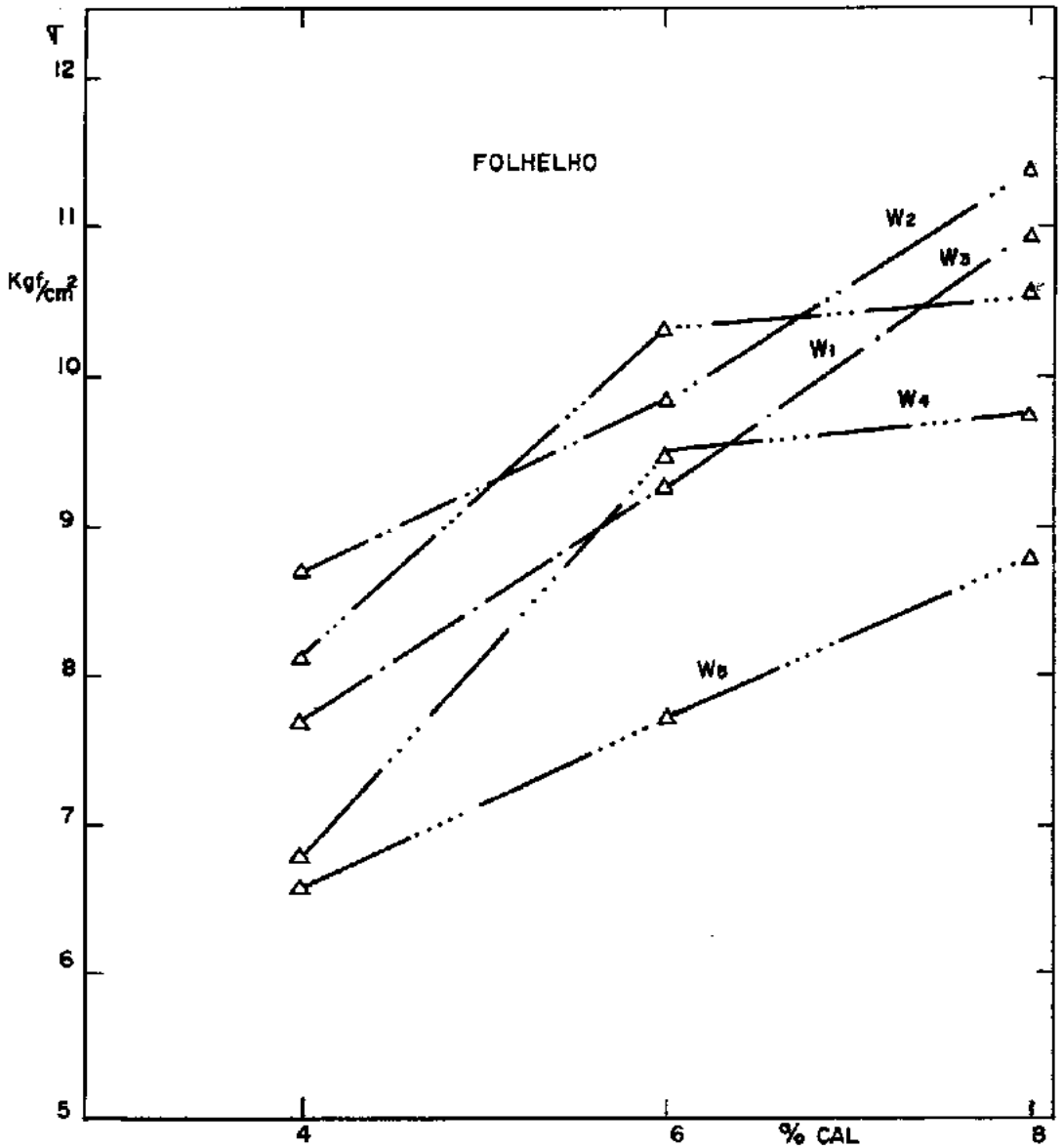


FIG. 23 - VARIACION DE LA RESISTENCIA CON VARIACION DE CAL

TIEMPO DE CURA : 14 DIAS - INMERSION : 3 DIAS

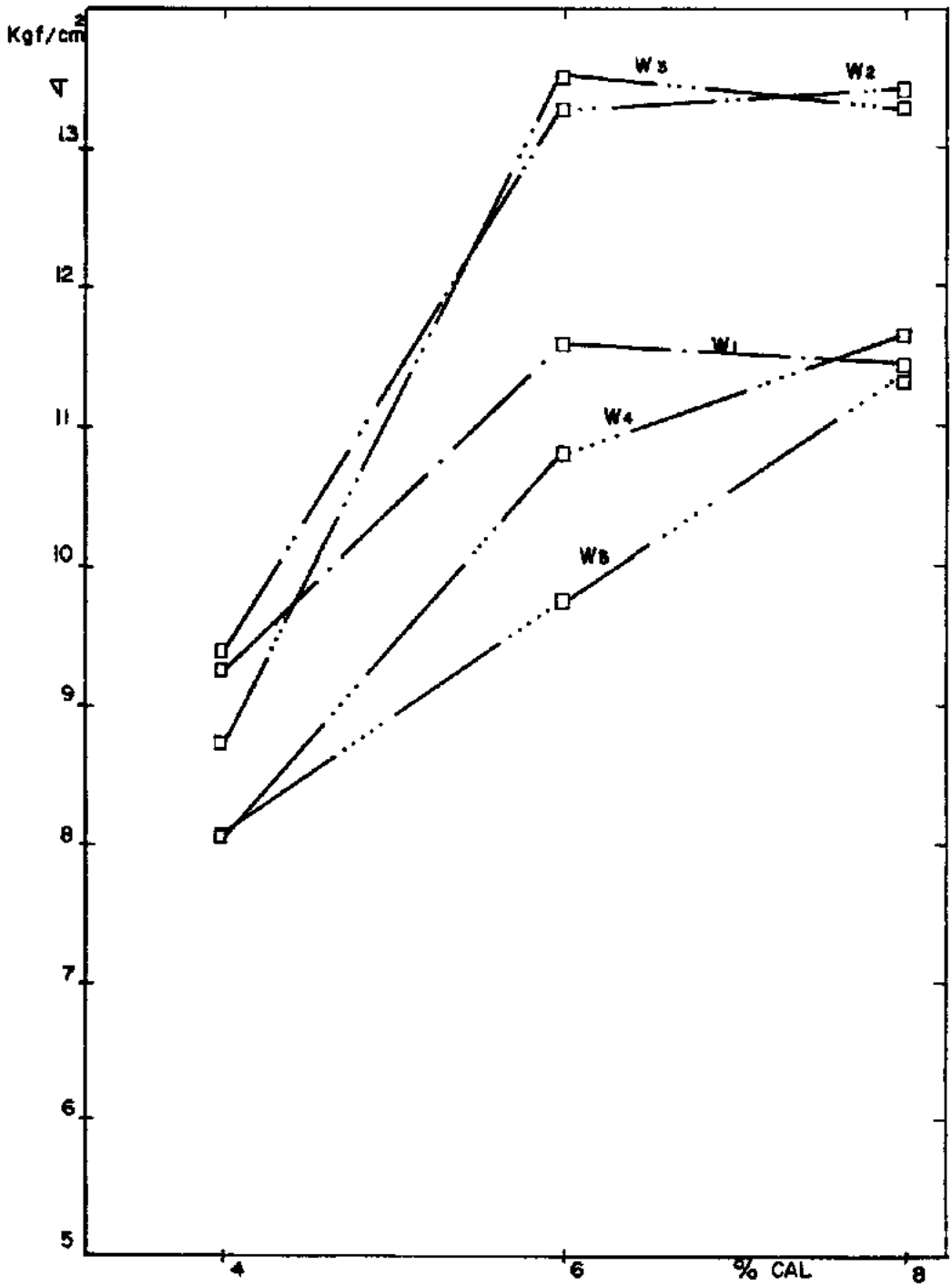


FIG. 24 - VARIACION DE LA RESISTENCIA CON VARIACION DE CAL
 TIEMPO DE CURA : 28 DIAS - INMERSION 3 DIAS

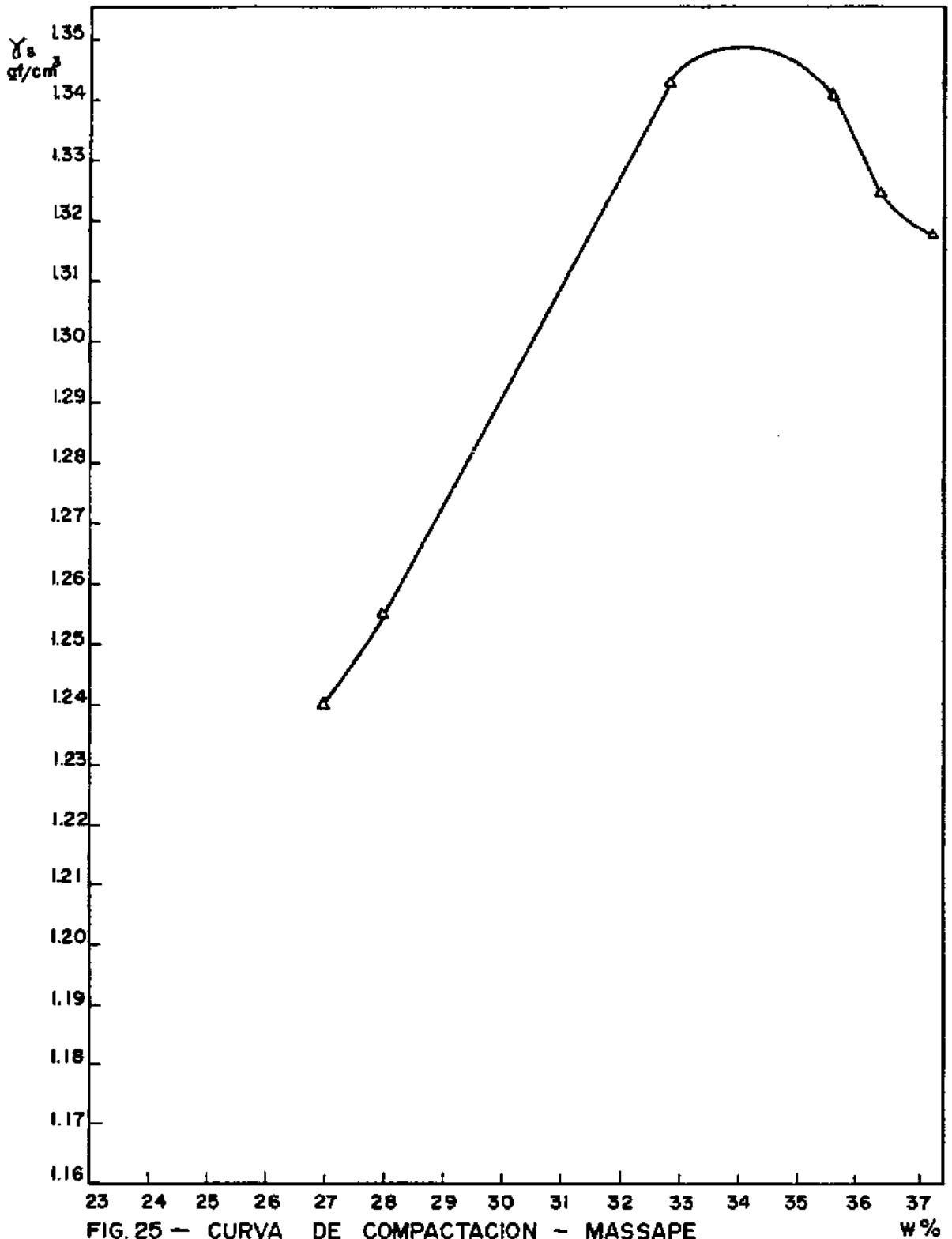


FIG. 25 - CURVA DE COMPACTACION - MASSAPE

METODO HARVARD : 40 Lbs - 40 PINCHASOS

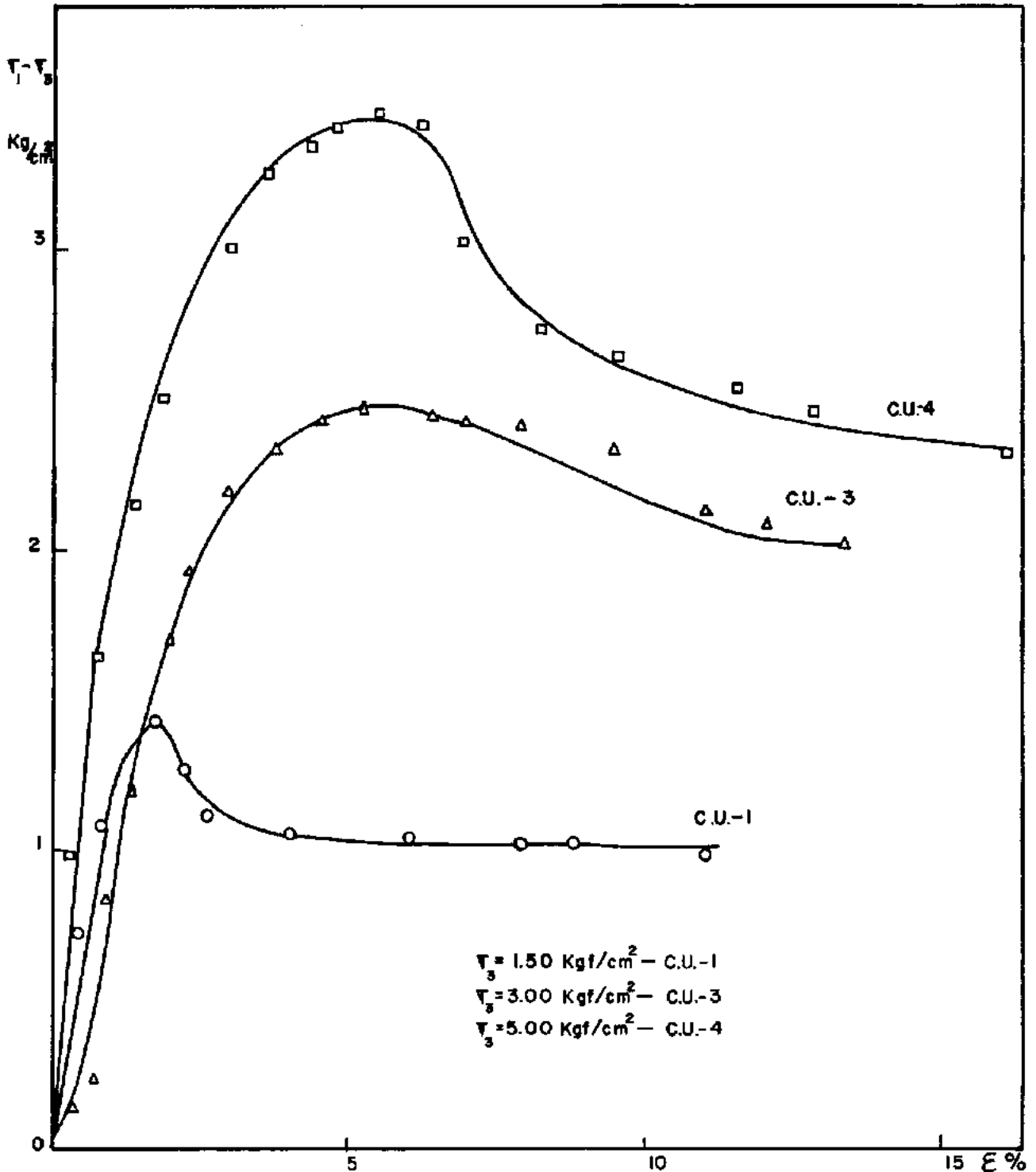


FIG. 26 - CURVAS ESFUERZO - DEFORMACION - MASSAPE INDEFORMADO

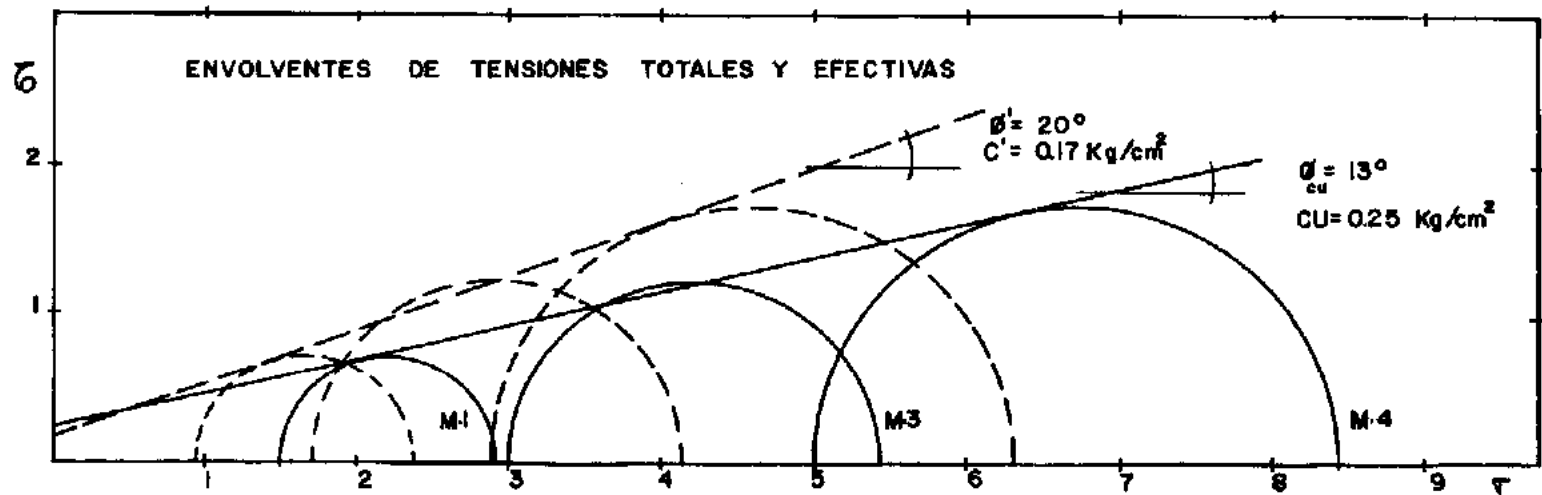
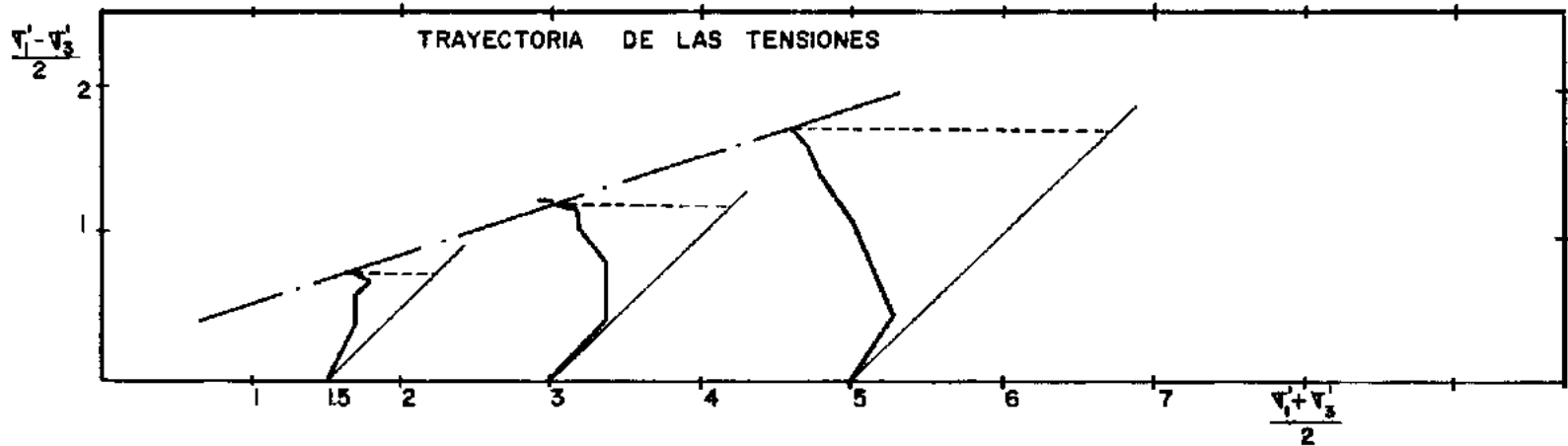


FIG. 27—ENSAYOS CONSOLIDADOS NO DRENADOS CON MEDICION DE PRESION NEUTRA MUESTRAS INALTERADAS DE MASSAPE PREVIAMENTE SATURADAS

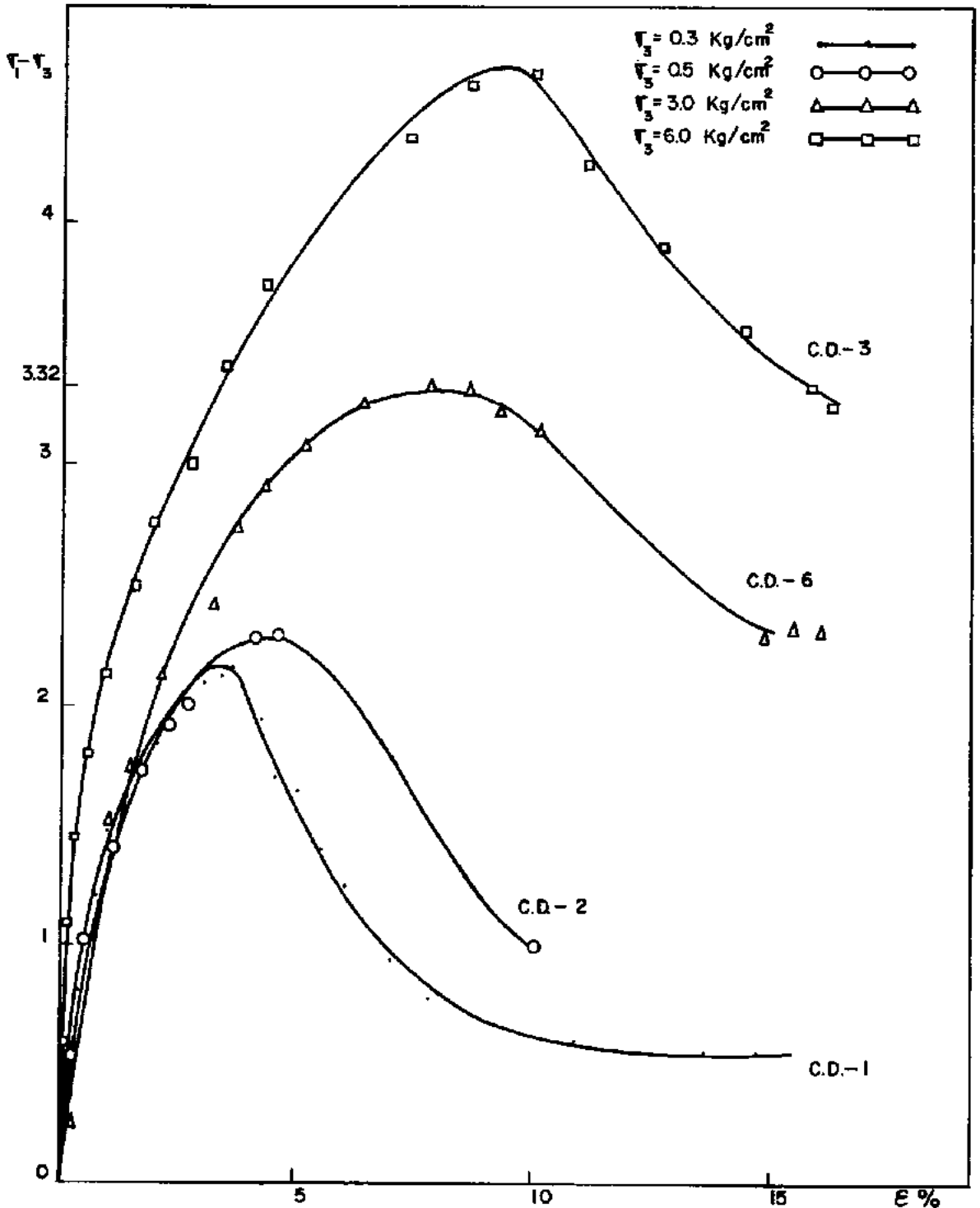


FIG. 28 - CURVAS ESFUERZO - DEFORMACION MASSAPE COMPACTADO

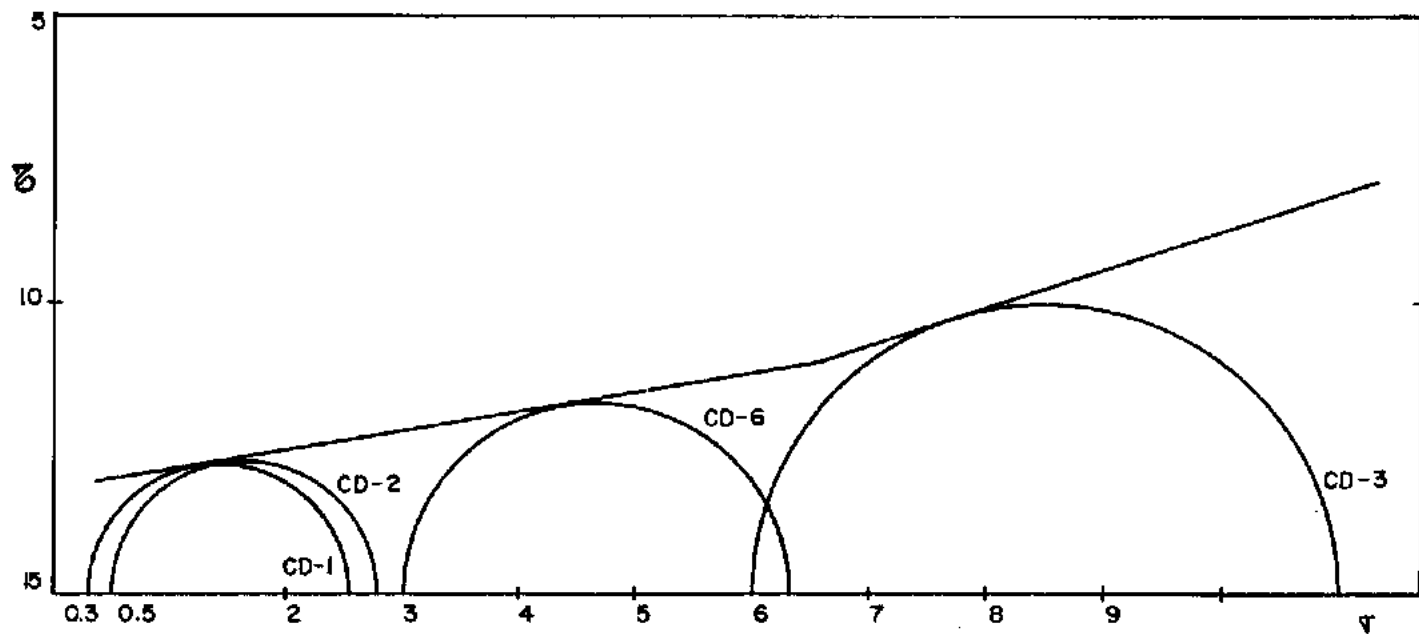


FIG. 29 - ENVOLVENTE DE MOHR - PRESIONES TOTALES - CONSOLIDADO DRENADO
 MASSAPE COMPACTADO

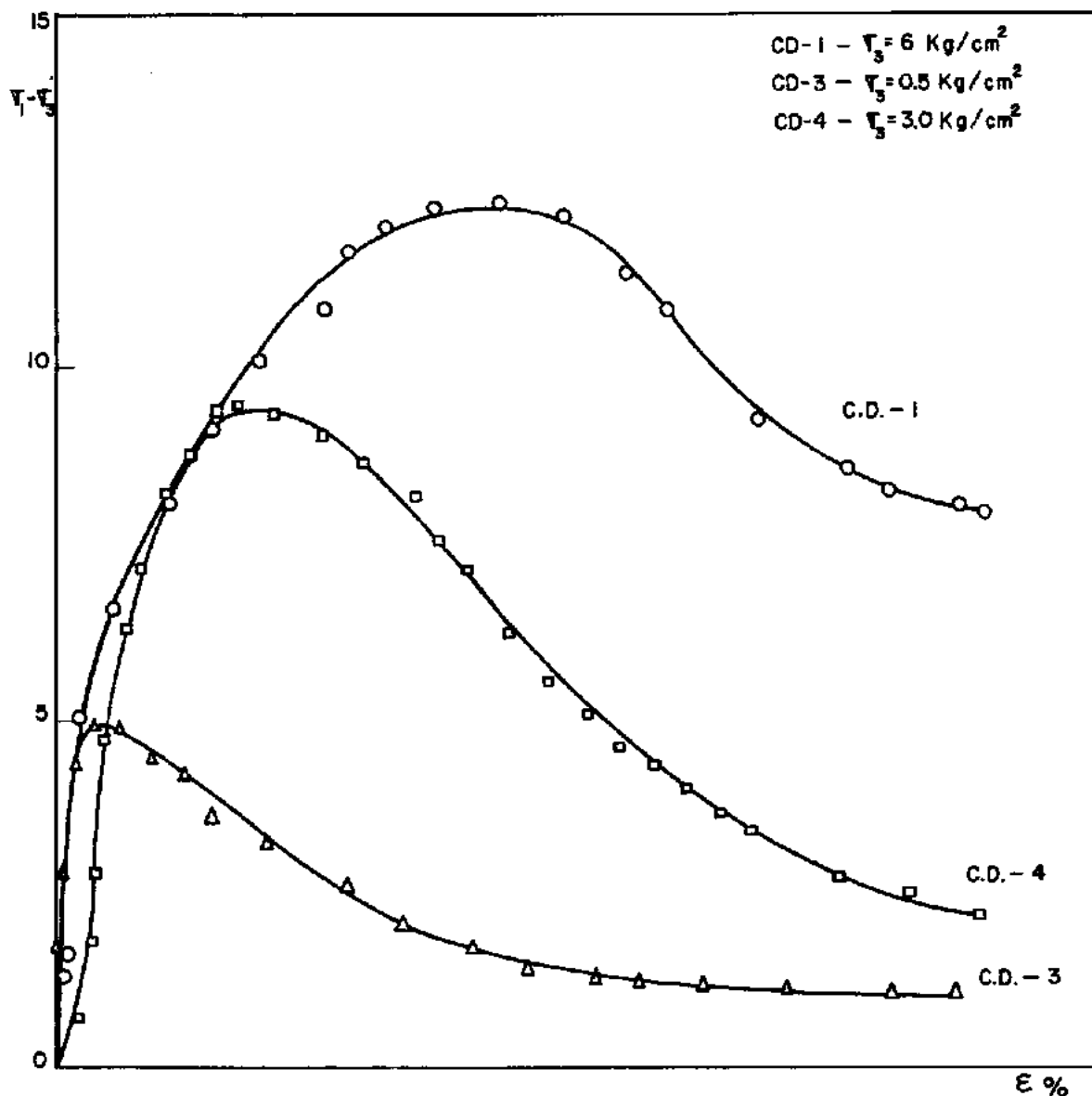


FIG. 30- CURVAS ESFUERZO - DEFORMACION MASSAPE
 ESTABILIZADO CON 6 % CAL
 TIEMPO DE CURADO 14 DIAS

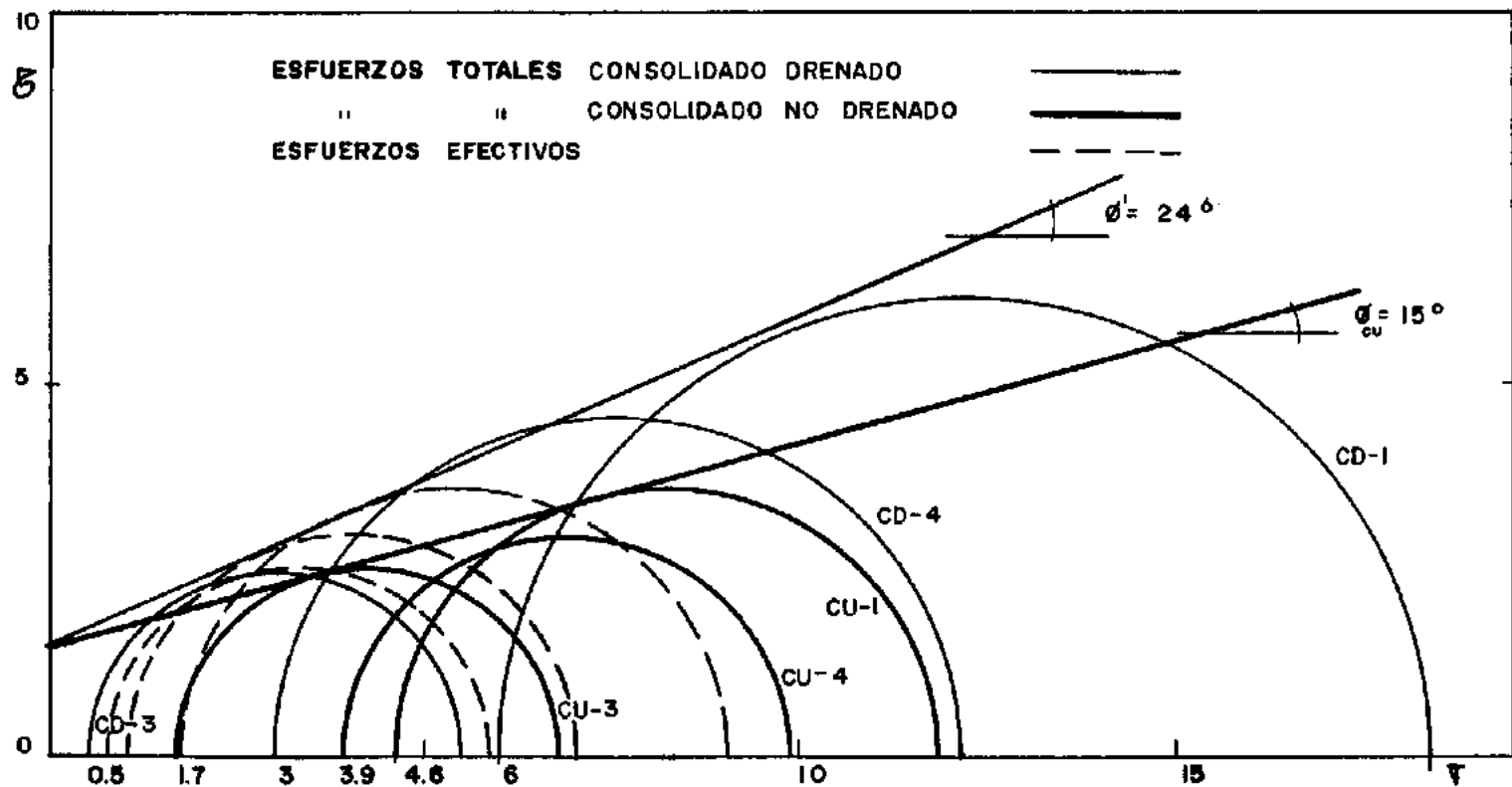


FIG. 31- ENVOLVENTES DE MOHR-MASSAPE ESTABILIZADO CON 6% DE CAL
 TIEMPO DE CURADO: 14 DIAS

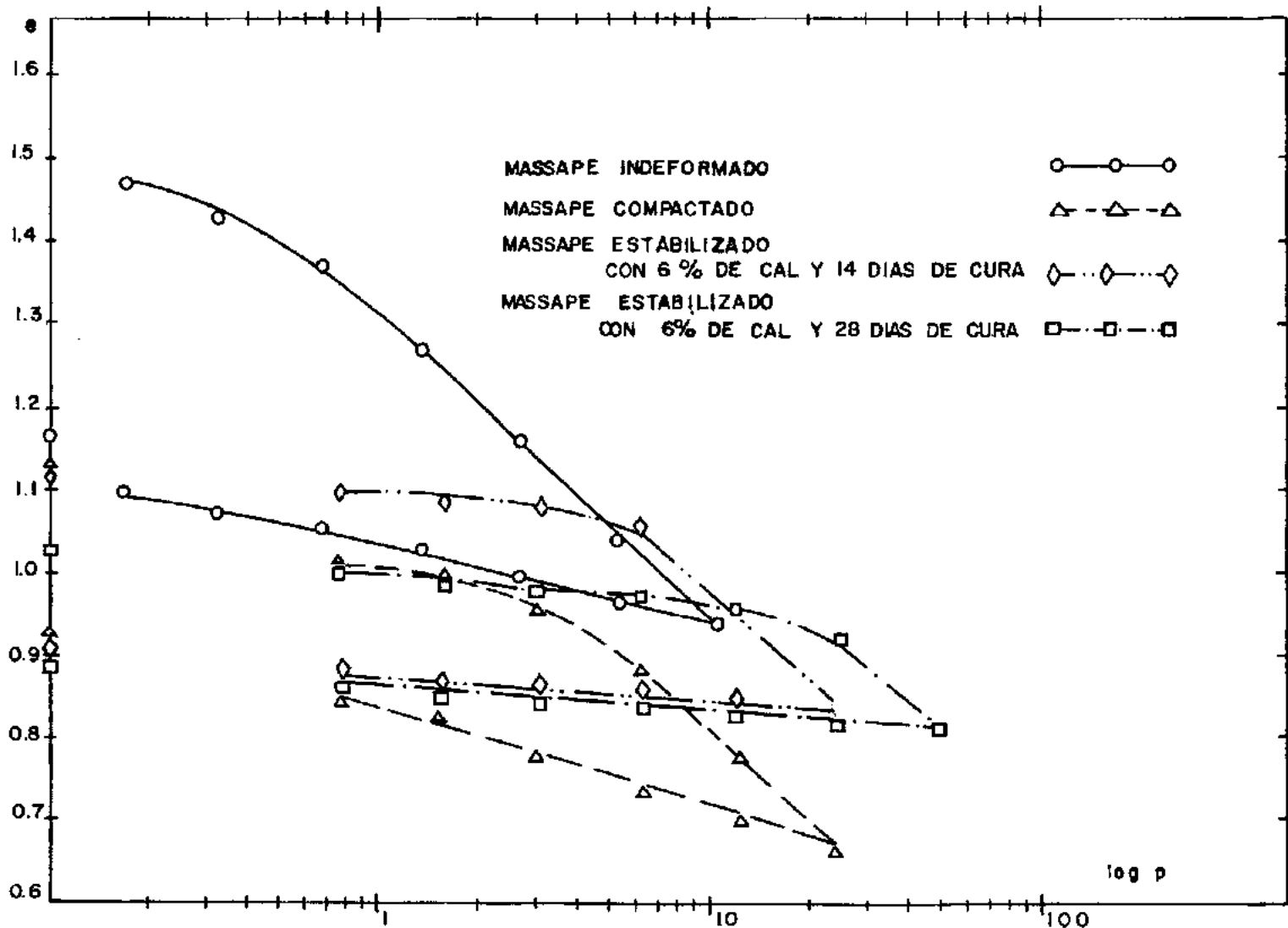


FIG. 32—MASSAPE INDEFORMADO, COMPACTADO Y ESTABILIZADO CON 6% DE CAL

CAPITULO V

DISCUSION5.1 - ANALISIS QUIMICO

Cuadro 4.1, vemos que la presencia de Fe como Fe_2O_3 en porcentajes considerables esta indicando la procedencia de las muestras de zonas húmedas y tropicales, P.F. Pratt (7). El grado de Ca más del 5% nos indica que son suelos calcáreos por que generalmente el contenido en regiones tropicales húmedas es inferior a 1%. El contenido de Mg en más del 5% muestra el gran de contenido de dolomita. La presencia de Potasio y Sodio en los porcentajes encontrados corresponden a regiones húmedas y no salinas. El bajo contenido de Nitrógeno, menor del 1% in dica que no son suelos orgánicos. El contenido de silicio ex presado como SiO_2 es menor del 50% ésto por el elevado contenido de óxido de hierro y aluminio y tambien elevado grado de carbo natos, tenemos Fe_2O_3 al rededor del 10% cuando lo normal sería de 2 a 6% igualmente Al_2O_3 próximo al 20%.

En cuanto a los valores de pH y la Capacidad de In tercambio Catiónico - CIC - total, veamos antes los valores de

dos por Grim (32).

	CIC meq/100gr	Superficie Específica m ² /gr
Montmorillonita	80 - 150	700 - 840
Illita	10 - 40	65 - 180
Caolinita	3 - 15	30 - 70

Siendo que el intercambio catiónico es la sustitución de los cationes H^+ , K^+ , Ca^{++} , Al^{+++} , Mg^{++} , Na^+ etc, por otros sin modificación de la estructura de las sustancias, en caso de las muestras estudiadas dan un pH al rededor de 5 y una CIC de 40-50meq/100gr.

Según Juárez y Rico (20) la CIC crece con el grado de acidéz de los cristales, es decir es mayor si el pH del suelo es menor; que la actividad catiónica se hace notable en general para valores del pH menores que 7.

Según Carrillo (33) los suelos estudiados por él dan una CIC baja para valores de pH altos.

5.2 - COMPOSICION MINERALOGICA Y FORMACION DE LOS MASSAPES

5.2.1 - En el análisis por medio de Rayos X: Cua

dro 4.2 y Fig. 2 se puede observar la mayor presencia de picos correspondientes a la Montmorillonita seguida por Caolinita y un pico característico de Illita.

5.2.2 - El Análisis Térmico Diferencial en los termogramas de la Fig. 5 de muestras padrón de montmorillonita, illita y caolinita y muestras del suelo en estudio esta indicando de acuerdo a Sousa Santos (34) que el comportamiento térmico de estos minerales muestra que entre los 100°C y 200°C se produce un pico endotérmico eliminando el contenido de agua superficial e adsorbida que se encuentra entre las capas de la montmorillonita y en la illita; en las muestras de Massapé y Folhelho el pico único a esta temperatura está acusando el contenido de Sodio y Potasio. Entre los 600°C y 750°C se presenta otro pico endotérmico debido a la expulsión de hidroxilos estructurales; igual comportamiento en la montmorillonita e illita; en la caolinita la deshidroxilación se inicia entre los 450°C y 500°C completándose a los 600°C , presentando un pico exotérmico importante próximo a los 1000°C .

En la montmorillonita e illita los picos endo y exotérmicos entre los 900°C y 1000°C indican, el primero la pérdida de la estructura cristalina y el segundo parece ser la formación de cuarzo.

En base a los Análisis Químico, Rayos X y Termo Dife

rencial se puede afirmar que los minerales arcillosos que integran tanto el massapé como el folhelho son: Montmorillonita, Illita y Caolinita.

5.2.3 - Según Savio Sobral (35) el origen del massapé y el folhelho se debe a la descomposición química y mecánica de rocas ácidas y básicas ígneas y/o metamórficas luego transportadas y depositadas en una región de clima húmedo tropical con pocos meses de lluvias intensas, la existencia de Ca^{++} y Mg^{++} justifican su origen básico en cuanto que el H^+ y Al^{+++} su origen ácido y que los folhelhos calcáreos posibilitaron la formación de la montmorillonita cálcica, después de la separación del calcio del ambiente, hecho confirmado por el análisis químico en que se muestra que el folhelho tiene 15% de Ca^{++} mientras que el massapé 6,20%; en el mismo trabajo se afirma que el calcio y el magnesio sean la base del intercambio catiónico, iguales resultados se obtienen en el folhelho mientras que en el massapé parece ser que la base del intercambio es el aluminio.

Según Keller (36) en regiones donde la evaporación anual supera a la precipitación, la cantidad de agua es insuficiente para llevar en solución toda la sílice y alúmina, aunque el pH sea elevado. Los productos consecuentes del intemperismo de los silicatos comprenden iones metálicos, Al_2O_3 y SiO_2 , que se combinan para formar montmorillonita e illita.

5.3 - ESTRUCTURA MINERALOGICA DE MASSAPE-CAL

En cuanto a los difratogramas de muestras tratadas con cal Eades y Grim (17) dicen:

Que la montmorillonita mezclada con pequeñas cantidades de cal no es afectada en su estructura y la reflexión básica parece intensificada, probablemente ésto esté relacionado con la adsorción de Ca^{++} entre las láminas de sílice reemplazando otros cationes y que para porcentajes altos de cal y prolongados tiempos de curado se produce una destrucción estructural, aunque con pequeña formación de nuevos cristales.

Que las reflexiones para las illitas fueron reducidas en intensidad alterándose de un pico a una larga banda, sugiriendo una general y gradual destrucción de este mineral, presentando una escasa formación de nuevos cristales.

Que la caolinita tratada con 6% de cal y curada a 3 días, muestra la misma reflexión que tratada con 20% y curada a 20 días, por tanto cuando la caolinita es tratada con pequeñas cantidades de cal el espectro pierde sus picos e intensidad dando lugar a la formación de nuevas bases cristalinas, inmediatamente despues de mezclados.

En los difratogramas de la Fig. 3 se observa que:

El pico más representativo de la montmorillonita es atacado en la medida que se incrementa la cantidad de cal, los demás picos se comportan en cierta forma de acuerdo al estudio de Eades y Grim (17) igual comportamiento se nota con el mayor tiempo de curado.

La illita al igual que la caolinita son atacados en la primera mezcla, manteniéndose estables con el incremento de cal y tiempo de curado.

En cuanto a la formación de nuevos cristales se ha podido identificar picos correspondientes a la Calcita a partir de la mezcla con 4% de cal, aumentando de intensidad con el incremento de cal y tiempo de curado, verificandose que los picos correspondientes a la calcita con 6% de cal y 30 días de curado tiene mayor intensidad que los correspondientes al mismo porcentaje pero con 3 días de curado. Fig. 4.

5.4 - INDICES DE ATTERBERG

Los resultados obtenidos en cuanto a los Indices de Atterberg - Cuadro 4.4 y Fig. 8 - nos conduce a realizar las siguientes consideraciones previas:

Según Diamond y Kinter (15) el efecto de la adición

de Cal a un suelo sobre el Límite Líquido es difícil de determinar ya que los datos publicados son contradictorios, algunos autores aseguran un incremento en función del porcentaje de Cal, otros un descenso, atribuyendo esas discrepancias a que el L.L. de una arcilla es mucho mas sensible a la classe de cationes presentes que el Límite Plástico. Puesto que algunos intercambios catiónicos, aunque no completos, se producen con la adición de cal, el efecto de la cal puede variar, dependiendo ello de que otros cationes preexistentes son reemplazados.

Sobre el comportamiento del L.P. dice que normalmente se observa un incremento inmediato con la adición de cal, variando su magnitud directamente con la cantidad adicionada hasta un cierto contenido límite de cal, posteriores aumentos generalmente provocan un incremento adicional pequeño o nulo.

Concluye diciendo que cuando el L.L. aumenta por la adición de cal, el aumento generalmente no es tan grande como el correspondiente aumento del L.P.. De este modo, a los efectos separados sobre el L.L. y el L.P. usualmente se combinan para producir un descenso un tanto agudo del Índice Plástico.

Otro estudio como el de Castro (11) muestra que en suelos arcillosos altamente plásticos y expansivos si bien el L.P. tiene una tendencia a incrementarse con el aumento de cal. El L.L. decrece notoriamente, pero que siempre se combinan am

bos para acusar un descenso agudo en el I.P. en algunas muestras hasta tornarse no plástico.

En un trabajo Souza Pinto (30) hace una observación interesante y dice que los suelos estudiados por él se comportaron de manera tal que tanto el L.L. como el L.P. decrecen acusando una mayor tendencia el L.L. y que por tanto la reducción del I.P. se debe a una reducción mayor del L.L. que al del L.P..

Los resultados obtenidos en nuestro trabajo muestran que el L.L. tiende a un descenso acentuado, mientras que el L.P. lo hace con una tendencia muy menor, combinándose de tal modo que el I.P. dá valores decrecientes; tal comportamiento puede ser explicado por los efectos del intercambio catiónico, floculación e inclusive cementación, toda vez que las muestras fueron analizadas con 7 días de curado (11) las reacciones indicadas permiten el cambio de iones como Na^+ , H^+ , K^+ etc por Ca^{++} como también una saturación en rededor de las partículas aumentando el tamaño y disminuyendo la superficie específica como tal decreciendo la capacidad de tener agua adsorvida y causando el descenso del L.L..

5.5 - CONTRACCION LINEAL

De los resultados obtenidos en el ensayo de contrac

ción lineal en muestras de massapé y folhelho Cuadro 4.4 previamente veremos observaciones hechas por D. Newill en estudios realizados en suelos tropicales mostrando que para arcillas plásticas existe una relación entre el Índice de Plasticidad y la Contracción Lineal de 2,1:1 y que por la simplicidad de la determinación de la contracción lineal podría usarse para estimar la plasticidad de este tipo de suelos.

El massapé dá una relación de 2,3:1 en cuanto que el folhelho daba una relación de 2,22:1, evidentemente que son valores muy próximos que permiten adoptar el criterio mencionado.

5.6 - CLASIFICACION

De los resultados obtenidos con muestras de massapé y folhelho Cuadro 4.3 Figs. 6 y 7 y de acuerdo a la clasificación de la AASHO - BPR y HRB estan encuadradas dentro de las arcillas del grupo y sub-grupo A-7-5 (64) es decir arcillas elásticas con límites líquidos altos, grandes cambios de volumen entre estados seco y húmedo.

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos los ubica dentro del Gráfico de Plasticidad en el grupo CH, arcillas inorgánicas de alta plasticidad.

5.7 - EXPANSIBILIDAD

En cuanto a la expansibilidad tenemos trabajos realizados en el Laboratorio de Ingeniería Civil de Portugal - LNEC - principalmente el de Castro (11) mostrando el comportamiento de los suelos expansivos cuando tratados con diferentes cantidades de cal observando que para pequeñas cantidades: 1 y 2% la expansibilidad es mayor que la de muestras no tratadas, decreciendo luego con el incremento de cal hasta mostrarse casi estable.

En el cuadro 4.4 y Figs. 11 y 12 se muestran los resultados obtenidos con diferentes porcentajes de cal acusando un comportamiento semejante al observado en el trabajo mencionado y que muestras tratadas con 6% de cal aún acusan una expansibilidad del orden del 20%; se debe considerar que de acuerdo a trabajos del LNEC (11) que suelos con 10% de expansibilidad son tomados como poco nocivos en la práctica.

En muestras indeformadas se intentó medir la expansibilidad en células de consolidación, llegándose a obtener valores como: para el folhelho 1,27% y 0,53 para el massapé. Fig. 10.

Por el método del LNEC (28) la expansibilidad máxima para massapé fué de 35,10% y para folhelho de 34,73% prácticamente del mismo orden y a una humedad en torno al 70%. En los especímenes tratados las humedades correspondientes a las expan

sibilidades máximas o sea para 1 y 2% de cal fueron mayores y para 4,6,8 y 10% decrecen.

5.8 - PRESION DE EXPANSIBILIDAD

Los resultados obtenidos de la determinación de la presión de expansibilidad, Fig. 9 de muestras de massapé y foelho no tratadas y luego tratadas con cal estan indicando que en el primer caso el desarrollo de la presión en función del tiempo es muy uniforme, alcanzando prácticamente el mismo valor máximo los dos especímenes para luego estabilizarse, quiere decir que el ingreso de agua entre las partículas laminares de la montmorillonita, posible causante mayor de esta característica, sucede paulatinamente conforme el agua va invadiendo por capilaridad la muestra.

El valor máximo alcanzado está en torno de $1,70 \text{ Kg./cm}^2$ a una humedad del orden del 40% que en caso del folhelho esta por encima de la humedad natural: 37,90% y para el massapé por debajo: 43,20%.

Con el objeto de conocer la influencia del tiempo entre el mezclado y la compactación en la presión de expansibilidad se hicieron ensayos con 0 y 72hs. de curado y 6% de cal, se puede observar Fig. 9 que las presiones máximas en suelos trata

dos se pone en evidencia prácticamente al mismo tiempo: 10 a 15 minutos después de iniciado el ensayo y tomando valores inferiores a la presión de muestra no tratada después de unas horas; parece ser una condición en el tratamiento con cal el precisar un determinado tiempo del orden de 2 ó 3hs. para alcanzar valores deseados, estabilizándose sólo después de 24hs. por lo menos y acusar una presión menor que la alcanzada por suelos no tratados, siendo menor la presión cuanto mayor es el tiempo de curado, otro de los factores de importancia en el tratamiento del massapé.

La humedad acusada al finalizar los ensayos era en torno al 40% o sea la misma que para suelos no tratados.

Del trabajo de E. de Castro (11) se puede concluir que estudiando la expansibilidad de diferentes suelos y correlacionar la variación máxima de expansibilidad de cada suelo con su expansibilidad inicial, verificó que se trataba de una relación lineal mostrando que los suelos con expansibilidad próxima al 10% no serán modificados por la adición de cal sea calcítica o dolomítica y que sufrirán mayores reducciones cuanto más expansivos fueran inicialmente; por tanto será indicado el tratamiento con cal de suelos que presenten una expansibilidad superior al 10%, comentando también que en utilización de carreteras se comportan bien los suelos que no tengan una expansibilidad mayor de 10%.

5.9 - REACCIONES MASSAPE-CAL

De acuerdo a los trabajos consultados y los análisis realizados se puede afirmar que las propiedades mecánicas de las muestras estudiadas cambian y por esta razón en el presente trabajo se plantea el uso de cal como mejorador del comportamiento mecánico de los suelos expansivos en general y los del tipo Massapé en particular.

Las reacciones del suelo frente al tratamiento con cal son complejas, se han propuesto numerosas explicaciones para considerar estos extraños resultados, siendo los más conocidos hasta ahora, según Herrín y H. Mitchell (13) son las siguientes:

a. Intercambio Catiónico, es decir el reemplazo de los Cationes de Sodio, Potasio, Hidrógeno y otros cambiables, contenidos en el suelo, por Cationes de Calcio derivados de la cal.

b. Floculación de la Arcilla, es decir la reunión de cationes de Calcio adicionales sobre la superficie de las partículas de arcilla y consecuente aumento del tamaño efectivo de estas.

c. Carbonatación, es decir la reacción de la cal con el dióxido de carbono atmosférico para formar carbonato de calcio, identificado como calcita en los difratogramas, o sea que se

produce la reacción inversa, formación de cal, estos carbonatos tienen la desventaja de detener la acción puzolánica, formando cementos débiles que impiden que la resistencia normal sea al canzada.

d. Acción Cementante, que según Herrin y H.Mitchell (13) se tiene aún poco conocimiento de la exacta reacción que se dá entre el calcio de la cal y ciertos minerales de un suelo para la formación de nuevos compuestos. Los minerales de aluminio y sílice del suelo reaccionan con los minerales de la cal produciendo un Gel - material gelatinoso - de silicato de calcio hidratado y aluminato cálcico hidratado que tienden a cementar las partículas de arcilla, estos minerales son conocidos como puzolanas.

5.9.1 - Según Eades y Grim (17) que aunque en los diagramas de Rayos X no se registran las reflexiones de nuevos cristales que son precisamente los silicatos de calcio hidratados y aluminatos cálcicos siendo los causantes de la mayor re sistencia a la compresión, este Gel facilita un entrosado de partículas que dan un incremento en la resistencia.

5.9.2 - Diamond y Kinter dicen que ya que muchos suelos que necesitan ser estabilizados están naturalmente satu

rados con calcio, flocculados o ambas cosas a la vez, los dos mecanismos primeros - a y b - no podrían ser considerados, la carbonatación también es descartada puesto que al ser aislados del contacto con el dióxido de carbono, los suelos tratados con cal se han comportado mejor y manifiestan que los efectos de la cal sobre los suelos son tales que se pueden detectar dos etapas de reacción: a) una etapa temprana de minutos a horas en la cual las propiedades de los suelos plásticos son grandemente mejorados - I.P., Presión de Expansibilidad, Expansibilidad, etc pero que la resistencia es muy poca desarrollada y b) una etapa subsiguiente marcada por el lento desarrollo de la solidez y la acumulación de los productos suelo-cal y comentan que trabajos recientes sugieren la existencia de un punto de fijación de la cal, esto es, un cantidad de cal que debe ser adicionada a un dado suelo para maximizar estos efectos, discutiéndose sobre el mecanismo del efecto en términos de un aparente amontonamiento de exeso de cationes calcio sobre la arcilla siguiendo a la incorporación de cal. Este amontonamiento fué atribuido a su vez tentativamente a sitios de intercambio dependientes del pH que se originaban en los bordes de las partículas de arcilla. Concluyen postulando que los efectos de mejoramiento son debidos a la casi inmediata pero limitada reacción química en los puntos de contacto entre bordes y caras de las partículas primarias de arcilla dentro de los flóculos formados por el efecto electrolítico normal de la cal adicionada. Esta reacción se visualiza por la formación de pequeñas cantidades de aluminatos cálcicos hidratados por reacción de los grupos $Al(OH)_x$ expues

tos en los bordes de las superficies arcillosas con la cal adsorvida sobre las caras de las superficies adyacentes. Esta reacción inmediata es suplementada por una reacción algo más lenta de la sílice con cal para generar el Gel de tabermonita, variando algo con el tipo de cal y temperatura. También comentan que existen evidencias que las reacciones son favorecidas por condiciones de pH altos, lo cual haría más soluble a la sílice; la adición de hidróxido de sodio a los sistemas suelos-cal produce un aumento de resistencia considerable a edad temprana.

5.9.3 - En otro estudio Eades y Grim (37) analizan un procedimiento interesante para determinar el porcentaje de cal necesaria para estabilizar un suelo y consiste en elevar el pH del suelo con la adición de cal hasta un valor de 12,4 ya que a éste valor del pH dicen que una disolución de la sílice es apta para reacciones puzolánicas.

Con pH menor dicen que el efecto cementante ideal de la cal no es obtenida, desarrollándose lentamente dentro de semanas o meses dependiendo de las condiciones de temperatura, de bajo de 20°C poca y ninguna reacción se procesa.

El criterio expuesto es aplicable para la determinación del porcentaje óptimo de cal para estabilizar un suelo siendo necesaria la prueba de resistencia para determinar la resis

tencia incrementada.

5.10 - COMPACTACION Y RESISTENCIA A LA COMPRESION

Herrin y H. Mitchell (13) hacen las siguientes observaciones que cuando una mezcla suelo-cal es compactada a la misma energía que un suelo no tratado, el peso específico aparente seco, γ_s , del suelo tratado es menor y que, con el incremento de la cantidad de cal, la densidad tiende a decrecer, lle^gando a un promedio de más o menos del 2%, en el Cuadro 4.5-4.6 y Figs. 13 y 15 vemos que γ_s para muestras no tratadas alcanza a un valor de $1,407\text{gr/cm}^3$ mientras que compactas a la misma energía y con 8% de cal del peso seco dá un valor de $\gamma_s=1,383\text{gr/cm}^3$ hecho que se puede explicar por los mecanismos ya estudiados de un suelo arcilloso frente al tratamiento con cal; en el mismo trabajo muestran que la humedad óptima, $w_{\text{ópt}}$, tiende a aumentar en cuanto la cantidad de cal es incrementada, siendo poco signi^ficativo para los primeros incrementos, se puede observar en Fig. 15 que para cantidades de cal de 4 y 6% inclusive, es menor y cuando el incremento alcanza al 8% evidentemente que la $w_{\text{ópt}}$ aumenta.

En cuanto al tipo de cal dicen (13) que mayormente no tiene influencia en la densidad, siendo que en la humedad ópti^{ma} la cal viva dá un valor ligeramente mayor.

De acuerdo al análisis anterior cabe una advertencia, la misma hecha en (13) en mezclas suelo-cal no siempre se cumple el concepto general que cuando la densidad aumenta, la resistencia también aumenta, hecho que se verifica en Cuadro 4.6 que al incrementar los porcentajes de cal de 4 a 8% acusan densidades decrecientes, mientras que los valores de resistencia se incrementan, por otra parte este hecho es evidente por la floculación, aumento del tamaño efectivo de los granos y la cementación.

J.K. Mitchell y D.R. Hooper (16) además de las observaciones ya citadas presentan un estudio sobre la influencia del tiempo entre la mezcla y la compactación de un suelo estabilizado con cal, muestran que la densidad como también la resistencia tienden a disminuir en función del tiempo; en los Cuadros 4.7 y 4.8 y Figs. 16 y 18 se tiene los resultados obtenidos para especímenes de Massapé amoldados con 6% de cal, humedad óptima la determinada, compactados con la misma energía y a diferentes tiempos que van de un minuto a 48hs. se puede notar que a partir de los 60 minutos de diferencia la densidad presenta una marcada tendencia a decrecer, encontrando que en 24hs. varía de 3 a 4% y en 48hs. puede llegar a 5% no se ensayaron a mayores tiempos por su uso poco práctico; mientras que las resistencias a los 14 días de curado daba valores dispersos pero es evidente a mayor tiempo acusa una tendencia a disminuir, aunque J. K. Mitchell y D.R. Hooper (16) muestran igual comportamiento de la densidad y resistencia a la compresión.

De los resultados obtenidos podemos concluir que la resistencia máxima en las muestras no tratadas se dá en la zona seca por decir así a humedades menores que la óptima, el mismo comportamiento se nota cuando mezclados con 4% de cal y en las tres edades de curado, mientras que cuando la estabilización se hizo con 6 y 8% de cal las resistencias máximas fueron acusadas en la zona húmeda, vale decir a una humedad mayor que la óptima no superando el incremento del 2%. Figs. 14; 17 a 24.

Ya se vió que debido a la adición de cal la estructura del suelo se modifica, en definitiva aumenta el tamaño de las partículas, se hace más resistente y esto a medida que se incrementa la cantidad de cal, se puede observar en Fig. 19 que para una estabilización con 4% de cal si bien se ha incrementado la resistencia, su valor máximo se presenta a una humedad inferior a la óptima; similar comportamiento ha sido observado en suelos Lateríticos (38).

Según Eades y Grim (17) el desenvolvimiento de la resistencia es acompañada por los distintos cambios estructurales en los minerales arcillosos y parece que son relativamente permanentes; en las Figs. 19 a 21 se vé que la resistencia se incrementa de 7 días de curado para 14 y para 28 días verificando un comportamiento mejor para especímenes compactados con 6% de cal.

5.10.1 - De los hechos anteriormente anotados se puede concluir que es evidente que, el uso de 6% de cal del peso seco en principio muestra un comportamiento uniforme, alcanzando las mayores resistencias a la misma humedad en diferentes tiempos de curado. Esta humedad está por encima de la óptima, beneficiando su uso en la práctica por su aproximación a la humedad natural y finalmente las resistencias máximas tienen un crecimiento progresivo con el tiempo de curado y cada vez más próximo a las de muestras tratadas con 8% de cal. De tal modo que en cuanto a la fijación del porcentaje de cal óptimo por medio del comportamiento del suelo estabilizado con cal a la resistencia; se puede opinar que sea el 6%.

5.11 - ENSAYOS DE COMPRESION TRIAXIAL

De los ensayos de compresión triaxial, preparados los especímenes indeformados para los ensayos de compresión triaxial de resistencia al esfuerzo cortante del tipo consolidado no drenado con medición de presión neutra, ya descrito en la parte de métodos (31) y conociendo la presión de preconsolidación determinada en ensayos de consolidación, cuyo valor está en torno de $0,6\text{Kg/cm}^2$ para el massapé.

Las presiones horizontales aplicadas en la célula fueron de 2,90; 5,50; $6,00\text{Kg}_f/\text{cm}^2$, las contrapresiones usadas pa

ra la saturación fueron: 1,40; 2,50 y 1,00Kg_f/cm² respectivamente y de acuerdo al grado de saturación, luego las presiones de adensamiento fueron: 1,50; 3,00 y 5,00Kg_f/cm², determinándose las curvas de variación de volumen vs log de tiempo que permiten determinar el tiempo posible para llegar a la rotura y como tal la velocidad con que se aplicó el esfuerzo desviador, la misma que fue 0,02mm/min.

Calculadas las tensiones totales y efectivas a partir de los datos tomados durante el ensayo como también las deformaciones, fueron trazados los círculos de Mohr para que, usando el criterio de Mohr-Coulomb se determinaba las tensiones de rotura.

Entonces la resistencia al corte en arcillas que tienen la estructura floculada y agregada, como puede ser el caso del massapé resulta de la atracción intermolecular y de la gran dificultad de desplazamiento de las partículas cuando ellas están precisamente en distribución desordenada. En las curvas tensión-deformación se puede ver la forma característica de una estructura floculada. Fig. 26.

De las envolventes de los círculos de Mohr de las tensiones totales y efectivas se determinaron los valores de la cohesión y ángulo de fricción interna total y efectiva siendo los mismos: $C_u = 0,25\text{Kg/cm}^2$; $C' = 0,17\text{Kg/cm}^2$; $\phi_{Cu} = 13^\circ$ y $\phi' = 20^\circ$. Fig. 27.

En especímenes de massapé compactado, parcialmente saturados y sometidos a ensayos de compresión triaxial del tipo consolidado drenado, con presiones de consolidación de $0,3\text{Kg}_f/\text{cm}^2$, $0,5\text{Kg}_f/\text{cm}^2$, $3\text{Kg}_f/\text{cm}^2$ y $6\text{Kg}_f/\text{cm}^2$ se pudo verificar el efecto de expansión cuando las presiones de consolidación son menores a la presión de preconsolidación por compactación, determinada en ensayos de consolidación. Figs. 28 y 29.

En especímenes estabilizados con Cal y sometidos a ensayos triaxiales del tipo consolidado no drenado y consolidado drenado se verifica el incremento en la cohesión, en el ángulo de fricción interna y como tal en el esfuerzo cortante como consecuencia de los efectos de la cal ya vistos o sea intercambio catiónico, floculación y cementación, dando valores de: $C_u = 1,50\text{Kg}/\text{cm}^2$; $C' = 1,50\text{Kg}/\text{cm}^2$; $\phi_{Cu} = 15^\circ$ y $\phi' = 24^\circ$, comparados con los resultados obtenidos por Laguros (22) en un estudio de arcillas montmorilloníticas, illíticas y caoliníticas, se pudo verificar un comportamiento semejante a las arcillas montmorilloníticas. Figs. 30 y 31.

P.E. Fossberg (21) en un estudio sobre características de las arcillas estabilizadas con cal hace una observación en el sentido que la cal tiene un efecto inmediato en el incremento del ángulo de fricción interna pero que a largo plazo el aumento en la resistencia es alcanzada esencialmente a través del incremento de la cohesión.

5.12 - ENSAYOS DE CONSOLIDACION

En los ensayos de consolidación se puede observar, según P.E. Fossberg (21) al estudiar arcillas conteniendo minerales de montmorillonita, illita y caolinita estabilizadas con cal y a diferentes edades de curado que las curvas de compresibilidad Fig. 32 van presentando un mayor achatamiento en cuanto es mayor el tiempo de curado, efecto que también se manifiesta cuando se incrementan los porcentajes de cal, indicando que la estabilización con cal es equivalente a la compactación, densificación o preconsolidación.

Los valores de preconsolidación fueron: massapé in deformado $0,67\text{Kg}_f/\text{cm}^2$; folhelho $2,00\text{Kg}_f/\text{cm}^2$; massapé compactado $3,50\text{Kg}_f/\text{cm}^2$; massapé estabilizado con 6% de cal y 14 días de curado $11,20\text{Kg}_f/\text{cm}^2$; massapé estabilizado con 6% de cal y curado 28 días $22\text{Kg}_f/\text{cm}^2$. Observación también anotada en el trabajo de Laguros (22).

CONCLUSIONES

Las conclusiones que se pueden considerar en el presente trabajo son:

1. Como los minerales arcillosos componentes de los massapés la montmorillonita, illita y caolinita, las muestras estudiadas presentan un mayor contenido de montmorillonite luego de illita y finalmente de caolinita.

2. La montmorillonita es la mayor causante de las variaciones de volumen ante la variación del contenido de agua y como tal de las características expansivas y comportamiento mecánico.

3. Es posible plantear la existencia de una relación entre el Índice Plástico y el Límite de Contracción Lineal estableciéndose una variación de 2,2 a 2,3.

4. Los massapés tratados con Cal tienen una tendencía acentuada a disminuir su plasticidad en cuanto se inrementa la cantidad de cal se puede apuntar con la mayor causa el descenso del Límite Líquido, hecho que repercute en la facili

dad para la compactación, produce además un marcado descenso en la expansibilidad, presión de expansibilidad y contracción lineal.

5. La Cal mezclada a los massapés provoca desde el comienzo y a través del tiempo la modificación de la estructura de los minerales arcillosos, permitiendo la formación de nuevos minerales que son los responsables por el incremento en la resistencia, parece ser que estos cambios son relativamente permantes, hecho verificado tanto en Rayos X como en el incremento ya sea de la resistencia con el tiempo de curado como en la presión de expansibilidad decreciente en función del tiempo.

6. Basados en estudios realizados en suelos de las características de los massapés como por los resultados obtenidos en ensayos de expansibilidad, reducción en un 40%, presión de expansibilidad, 30%, la resistencia a la presión no confinada se triplica a los 28 días de curado, la resistencia al esfuerzo cortante con 14 días de curado se duplica, así como la presión de preconsolidación se triplica a los 14 días de curado; es posible aceptar el 6% de cal como una cantidad adecuada para estabilizar los massapés con resultados satisfactorios y económicamente conveniente.

7. La resistencia máxima de los massapés estabilizados con 6% de cal se dá a una humedad mayor que la óptima, he

cho favorable para la trabajabilidad, ya que se puede decir que tiene una acción de secado debido al intercambio catiónico y floculación.

8. El aumento del intervalo de tiempo entre la mezcla suelo-cal y la compactación tiene una influencia negativa en la densidad seca y la resistencia.

SUGERENCIAS

Como consecuencia del trabajo realizado y en busca de una caracterización regional de los massapés se sugieren los siguientes estudios:

a. Para la determinación o medida del valor de la presión de expansibilidad, estudiar un método con tendencia a normalizarlo y sea aplicable a muestras indeformadas, compactadas y estabilizadas.

b. Con muestras de diferentes zonas del Recóncavo Baiano estudiar la relación Índice de Plasticidad/Contracción Lineal de tal manera que se pudiera establecer un valor característico de los massapés, permitiendo una rápida información sobre la plasticidad de los mismos.

c. Estudiar la relación entre el pH y la expansibilidad de los massapés para determinar valores que los identifique fácilmente.

d. Desarrollar el método de determinación de la cantidad de cal necesaria para estabilizar los massapés por el

nocimiento de su pH.

e. Estudiar los nuevos minerales que se forman por la adición de cal a los massapés para determinar en qué grado influye en su mayor resistencia.

f. Caracterización de los massapés en cuanto a su comportamiento y composición para un mapeamiento del Recóncavo Baiano.

BIBLIOGRAFIA

- (1) MORETTO, O. - Fundación de Edificios Livianos sobre Arcillas Expansivas, Anais do I Congresso Brasileiro de Mec. dos Solos, Vol. II, 1954.
- (2) CARRILLO, G. - Propiedades Ingenieriles de los Suelos Expansivos del Perú, Publicación de la Universidad de Ingeniería de Lima, Perú, 1969.
- (3) PEREZ GUERRA, G. - Notas Sobre Hinchamientos, Boletín N° 17, Sociedad Venezolana de Mec. de Suelos, Caracas, 1964.
- (4) BROWNE RIBERO, H. y BECKER, H. - Estudos Sobre Expansão do Massapê, Revista Construcción, Janeiro, 1961.
- (5) MONTEIRO, Renato - Aspectos Práticos da Construção Rodoviária em Solos tipo Massapê, Rev. Construção N° 39, 1960.
- (6) MACHADO, J. A. - O Problema da Pavimentação nos Solos do Recôncavo Baiano, Rev. Rodovia, Maio 1958.

- (7) PRATT, P.F. - Química del Suelo - Alianza para el Progreso, 1966.
- (8) AMOR, A. - Difracción Rayos X, Public. Univers. de Madrid, 1955.
- (9) BARRET S., Ch. - Estructura de los Metales, Madrid, 1957.
- (10) YONG/WARKENTIN - Introduction to Soil Behavior, Macmillan, New York, 1966.
- (11) CASTRO de, Elda - Estudos Relativos a Estabilizaçãõ de Solos com Cal, II Simp. de Pesquisas Rodov., Rio de Janeiro, Setembro, 1966.
- (12) HOLTZ, H.G. y GIBBS, H.J. - Engineering Properties of Expansive Clays, Trans. ASCE Vol. 121-641, 1956.
- (13) HERRIN, M. y MITCHELL, H. - Lime-Soil Mixture, Highway Research Board, Bull. 304, 1961.
- (14) BOYNTON, R.S. y GUTSCHICK, K.A., KELLEY, C.M. - Manual de Construcción de Estabilizados con Cal, National Lime Association, Washington, 1965, Trad. Cant. Malagueño, Córdoba, Argentina.
- (15) DIAMOND, S. y KINTER, E.B. - Mechanisms of Soil-Lime Stabilization, Highway Research Record N° 92, 1965.

- (16) MITCHELL, J.K. y HOPPER, D.R. - Influence of Time between mixing and Compeaction on Properties of a Lime-Stabilized Expansive Clay, Highway Research Board, Bull. 304, 1961.
- (17) EADES, J.L. y GRIM, R.E. - Reaction of hidrated Lime with pure Clay Minerals in Soil Stabilization, Highway Research Board, Bull. 262, 1960.
- (18) ESCARIO, V. y JUSTO, J.L. - La Resistencia al Esfuerzo Cortante de los Suelos, Dossat, Madrid, 1970.
- (19) LAMBE, T.W. y WHITMAN, R.V. - Soil Mechanics, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1969.
- (20) JUAREZ, B.E. y RICO, R.A. - Mecánica de Suelos, México, 1970.
- (21) FOSSBERG, P.E. - Some Fundamental Engineering Properties of a Lime-Stabilized Clay, Sixth-International Conf. on Soil Mech. and Found., Vol. I, Montreal, 1965.
- (22) LAGURDS, J.G. - Lime-Stabilized Soil Properties and the Beam Action Hypothesis, Highway Research Record, N° 92, 1965.
- (23) NEUBAUER, C.H. Jr. y THOMPSON, M.R. - Stability Properties of Uncured Lime-Trated Fine-Grained Soils, Highway Research Record, N° 381, 1972.

- (24) SCHMERTMANN, J.H. - The Undisturbed Consolidation Behavior of Clay, Trans. ASCE, 1955, Paper N° 2775.
- (25) VETTORI, L. - Métodos de Análise de Solo, Boll. Téc. N° 7, Equipe de Pedologia e Fertilidade do Solo, MM.AA. Rio de Janeiro, 1969.
- (26) ASTM - Powder Diffraction File Inorganic Fink Index, Public. N° PDIS - 161, ASTM, 1966.
- (27) NEWILL, D. - An Investigation of the Linear Shrinkage Test Applied to Tropical Soils and its Relation to the Plasticity Index, Road Research Laboratory, Note N° RN/4106/DN, 1964.
- (28) LNEC - Ensaio de Expansibilidade, Lab. Nac. de Eng. Civil, Portugal, E 200, 1967.
- (29) PINTO, C.S. - Equipamento Reduzido para Moldagem de Corpos de Prova do Solo-Aditivo, Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 87-GTM-65-01, 1965.
- (30) PINTO, C.S. - Estudo de Solo-Cal com Solos Brasileiros, I Simp. sobre Pesq. Rodov., Rio de Janeiro, 1965.
- (31) BISHOP, A.W. y HENKEL, D.J. - The Triaxial Test, Willan Clowes and Sons, London, 1969.

- (32) GRIM, R.E. - Clay Mineralogy, McGraw-Hill, London, 1953.
- (33) CARRILLO, A. - Algunas Correlaciones entre el Comportamiento Mecánico-Físico-Químico de las Arcillas Expansivas del Perú, III Reunión Argentina de Mec. de Suelos e Ing. de Fund., 1972.
- (34) SOUSA SANTOS, P. - Tecnologia de Argilas, Univ. Federal da Paraíba, 1966.
- (35) SAVIO SOBRAL, H. - Contribuição ao Estudo dos Massapês como Solos para Construção, Univ. da Bahia, 1956.
- (36) KELLER, W.D. - The Principles of Chemical Weathering, Lucas Brothers Publishers, Columbia, USA, 1957.
- (37) EADES, J.L. y GRIM, R.E. - A Quick Test to Determine Lime Requirements For Lime Stabilization, Highway Research Record, N° 139, pp. 61-72, 1966.
- (38) AGENCY FOR INTERNATIONAL DEVELOPMENT - Laterite and Lateritic Soils of Africa, Lyon Associates, Inc., Maryland, USA, 1971.
- (39) LAMBE, T.W. - Soil - Testing for Engineers, John Wiley, New York, 1951.