

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
 FACULTAD DE INGENIERIA
 DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
 CURSOS ABIERTOS

GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES

13 al 17 de julio de 1992.

F E C H A	H O R A R I O	T E M A	P R O F E S O R
lunes 13 de julio	9:00 a 13:00 hrs. 13:00 a 15:00 hrs. 15:00 a 19:00 hrs.	Introducción C o m i d a Introducción	M.en I.Gabriel Moreno Pecero
martes 14 de julio	9:00 a 13:00 hrs.	Estabilidad de Taludes	M.en I.Gabriel García Altamirano
	13:00 a 15:00 hrs. 15:00 a 19:00 hrs.	C o m i d a Estabilidad de Taludes	M.en I.Gabriel García Altamirano
miércoles 15 de julio	9:00 a 13:00 hrs.	Instrumentación	M.en I.Gabriel García Altamirano
	13:00 a 15:00 hrs.	C o m i d a	M.en I.Gabriel García Altamirano
	15:00 a 19:00 hrs.	Drenaje y Subdrenaje	M.en I.Gabriel García Altamirano
jueves 16 de julio	9:00 a 12:00 hrs.	Terracerías en Suelos Blandos	M.en I.Gabriel García Altamirano
	13:00 a 15:00 hrs.	C o m i d a	Ing.Manuel J.Mendoza López
	15:00 a 19:00 hrs.	Compactación/Pedraplenes	Ing.Manuel J.Mendoza López
viernes 17 de julio	9:00 a 13:00 hrs.	Estudios Geotécnicos	M.en I.Pedro Adaya Tufiño
	13:00 a 15:00 hrs.	C o m i d a	M.en I.Pedro Adaya Tufiño
	15:00 a 19:00 hrs.	Estudios Geotécnicos	M.en I.Pedro Adaya Tufiño



EVALUACION DEL PERSONAL DOCENTE

CURSO: GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES

FECHA: 13 AL 17 DE JULIO DE 1992.

		DOMINIO DEL TEMA	EFICIENCIA EN EL USO DE AYUDAS AUDIOVISUALES	MANTENIMIENTO DEL INTERES. (COMUNICACION CON LOS ASISTENTES, AMENIDAD, FACILIDAD DE EXPRESION).	PUNTUALIDAD
	CONFERENCISTA				
10	M. EN. I. GABRIEL MORENO PECERO				
11	M. EN. I. GABRIEL GARCIA ALTAMIRANO				
12	ING. MANUEL J. MENDOZA LOPEZ				
13	M. EN. I. PEDRO ADAYA TUFINO				
14					
15					
16					
17					
18					
	ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10				

EVALUACION DE LA ENSEÑANZA

SU EVALUACION SINCERA NOS AYUDARA A MEJORAR LOS PROGRAMAS POSTERIORES QUE DISEÑAREMOS PARA USTED.

GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES
13 AL 17 DE JULIO DE 1992.

TEMA	ORGANIZACION Y DESARROLLO DEL TEMA	GRADO DE PROFUNDIDAD LOGRADO EN EL TEMA	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL TEMA	UTILIDAD PRACTICA DEL TEMA	
INTRODUCCION					
ESTABILIDAD DE TALUDES					
INSTRUMENTACION					
DRENAJE Y SUBDRENAJE					
TERRACERIAS EN SUELOS BLANDOS					
COMPACTACION / PEDRAPLENES					
ESTUDIOS GEOTECNICOS					
ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10					

EVALUACION DEL CURSO

C O N C E P T O		
1.	APLICACION INMEDIATA DE LOS CONCEPTOS EXPUESTOS	
2.	CLARIDAD CON QUE SE EXPUSIERON LOS TEMAS	
3.	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL CURSO	
4.	CUMPLIMIENTO DE LOS OBJETIVOS DEL CURSO	
5.	CONTINUIDAD EN LOS TEMAS DEL CURSO	
6.	CALIDAD DE LAS NOTAS DEL CURSO	
7.	GRADO DE MOTIVACION LOGRADO EN EL CURSO	
EVALUACION TOTAL		

ESCALA DE EVALUACION: 1 A 10

1.- ¿Qué le pareció el ambiente en la División de Educación Continua?

MUY AGRADABLE

AGRADABLE

DESAGRADABLE

2.- Medio de comunicación por el que se enteró del curso:

PERIODICO EXCELSIOR
ANUNCIO TITULADO DE
VISION DE EDUCACION
CONTINUA

PERIODICO NOVEDADES
ANUNCIO TITULADO DE
VISION DE EDUCACION
CONTINUA

FOLLETO DEL CURSO

CARTEL MENSUAL

RADIO UNIVERSIDAD

COMUNICACION CARTA,
TELEFONO, VERBAL,
ETC.

REVISTAS TECNICAS

FOLLETO ANUAL

CARTELERA UNAM "LOS
UNIVERSITARIOS HOY"

GACETA
UNAM

3.- Medio de transporte utilizado para venir al Palacio de Minería:

AUTOMOVIL
PARTICULAR

METRO

OTRO MEDIO

4.- ¿Qué cambios haría en el programa para tratar de perfeccionar el curso?

5.- ¿Recomendaría el curso a otras personas?

SI

NO

5.a. ¿Qué periódico lee con mayor frecuencia?

6.- ¿Qué cursos le gustaría que ofreciera la División de Educación Continua?

7.- La coordinación académica fué:

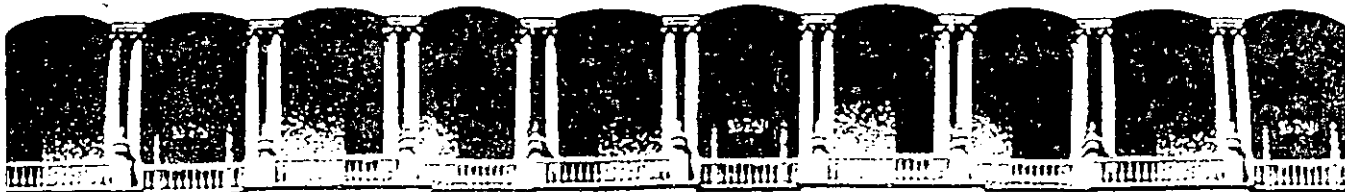
EXCELENTE	BUENA	REGULAR	MALA
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

8.- Si está interesado en tomar algún curso INTENSIVO ¿Cuál es el horario más conveniente para usted?

LUNES A VIERNES DE 9 a 13 H. Y DE 14 A 18 H. (CON COMIDAD)	LUNES A VIERNES DE 17 a 21 H.	LUNES A MIERCOLES Y VIERNES DE 18 A 21 H.	MARTES Y JUEVES DE 18 A 21 H.
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
VIERNES DE 17 A 21 H. SABADOS DE 9 A 14 H.		VIERNES DE 17 A 21 H. SABADOS DE 9 A 13 H. DE 14 A 18 H.	OTRO
<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

9.- ¿Qué servicios adicionales desearía que tuviese la División de Educación Continua, para los asistentes?

10.- Otras sugerencias:



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES

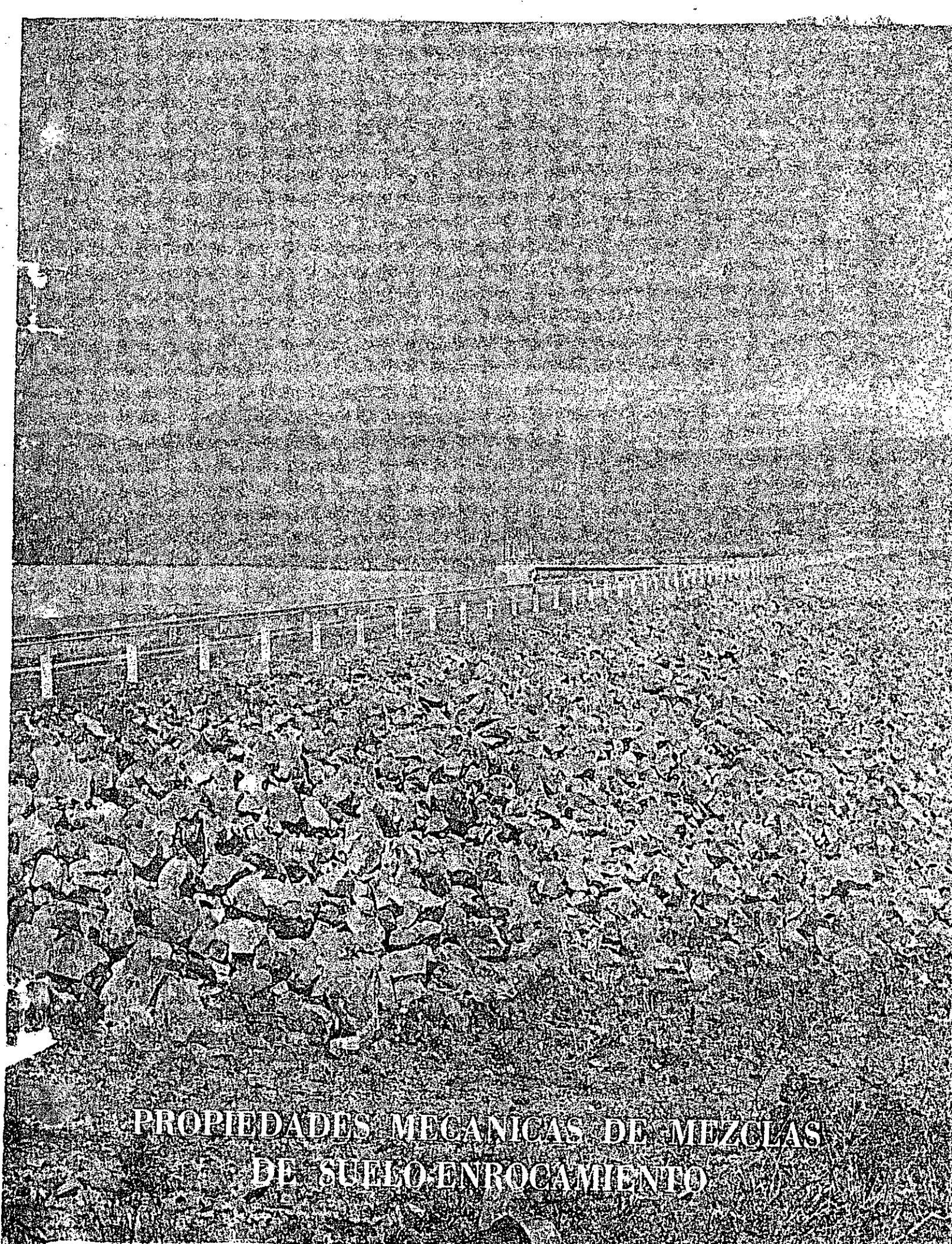
Del 13 al 17 de julio de 1992

***PROPIEDADES MECANICAS DE MEZCLAS DE
SUELO-ENROCAMIENTO***

ING. RAUL J. MARSAL

ING. ARMANDO FUENTES DE LA ROCA

JULIO - 1992



PROPIEDADES MECANICAS DE MEZCLAS
DE SUELO ENROCAMIENTO

Propiedades mecánicas de mezclas de suelo-enrocamiento

Raúl J. MARSAL y Armando FUENTES DE LA ROSA *

Ingenieros Civiles

INTRODUCCION

Durante la etapa de diseño de la presa El fiernillo, la Comisión Federal de Electricidad de México (CFE), construyó e instaló en ese sitio los aparatos que se requerían para realizar pruebas triaxiales y unidimensionales sobre enrocamientos de tamaño hasta de 20 cm. de diámetro nominal.¹ En 1969, se cambió este equipo al Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), donde se continuaron las pruebas de materiales granulares gruesos, libres de suelos finos; finalmente la Secretaría de Obras Públicas (SOP), que se interesaba en la posibilidad de construir escolleras con alto porcentaje de suelo, decidió patrocinar el estudio de las mezclas compuestas por fragmentos de roca y arena, limo o arcilla. Este trabajo se limita a la presentación de los resultados logrados hasta la fecha en este último aspecto del programa de investigación. En la referencia² se puede consultar la información detallada de las pruebas realizadas sobre enrocamientos no contaminados y gravas arenosas de origen aluvial; esta información se complementa con la publicada por otros investigadores.³⁻⁵

Conscientes de la variedad de casos que pueden ocurrir en la práctica, esta investigación de enrocamientos contaminados por materiales finos, se ha restringido al estudio de las mezclas compuestas por una fracción gruesa de granulometría constante y diferentes porcentajes de suelo. Se eligieron tres suelos típicos: arena bien graduada,

limo de origen volcánico y arcilla de baja plasticidad. Si bien el programa de pruebas de compresión unidimensional está bien avanzado, el número de pruebas de compresión triaxial es reducido; por esta razón, las conclusiones sobre resistencia al corte de los especímenes probados que se incluyen al final de este trabajo, son de naturaleza preliminar.

MATERIALES

Enrocamiento

Por razones de disponibilidad del material, se eligió un basalto algo vesicular, pero sano, explotado en canteras cercanas a la ciudad de México; su resistencia a la compresión simple varía de 500 a 700 kg/cm².

Se estableció arbitrariamente la granulometría correspondiente a la recta trazada en la Fig. 1, entre un tamaño máximo de 17.5 cm y un mínimo de 6 mm. El diámetro efectivo resultó de 8.8 mm y el coeficiente de uniformidad 5.3; la densidad de sólidos de los fragmentos de roca varió de 2.72 a 2.73 y el contenido de agua del enrocamiento secado al aire fue de 1 a 5%. Colocando el enrocamiento por capas dentro de un cilindro de acero de 86 cm de alto y diámetro de 114 cm, se determinó el peso volumétrico seco para los estados denso y suelto. A fin de obtener el estado suelto se acomodó el material por medio de pala, evitando la segregación. Se logró el estado denso compactando con disco vibratorio, durante 10 minutos, capas de 22 cm de espesor. Los pesos volumétricos secos resultaron:

$$\begin{aligned} \text{mínimo } \gamma_r &= 1,559 \text{ kg/m}^3 \\ \text{máximo } \gamma_r &= 1,813 \text{ kg/m}^3 \end{aligned}$$

* Investigador, y Encargado del Laboratorio de Enrocamientos, respectivamente, del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.

Las relaciones de vacios son, respectivamente, 0.80 y 0.51. Se demostró que la compactación vibratoria modificó la granulometría original (Fig. 1), ocurriendo una rotura de granos de 4.2%.

Arena

Es un suelo bien graduado, de origen volcánico, extraído de mina; su granulometría se muestra en la Fig. 1. La densidad de sólidos es de 2.61 y

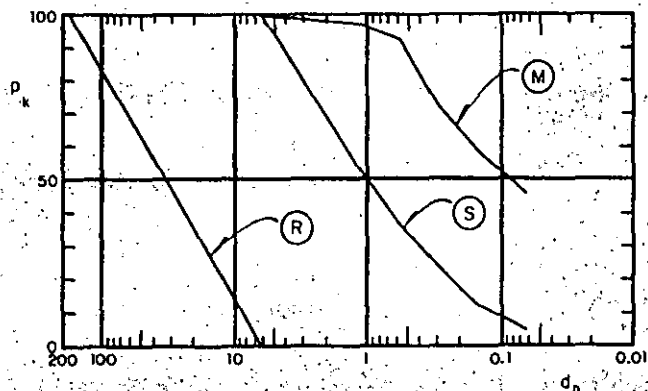


Fig. 1. Granulometría de los materiales componentes.

- (pk) Porcentaje de material fino.
- (dn) Tamaño de los granos, en mm.
- (R) Enrocamiento.
- (S) Arena.
- (M) Limo.

las relaciones de vacios para los estados suelto y denso resultan 0.69 y 0.40, respectivamente.

Limo

El limo es producto de un depósito volcánico del Valle de México. Su densidad de sólidos es de 2.62 y sus límites plástico y líquido tienen valores medios de 22 y 29%. De acuerdo a la carta de plasticidad, se debe clasificar este material como ML. La Fig. 1 presenta la distribución granulométrica de la fracción retenida por la malla N° 200.

En la Fig. 3 se dan los resultados de una prueba Proctor con las siguientes especificaciones: martillo, 2.5 kg; caída, 30.6 cm; número de golpes por capa, 30 y número de capas 3. Se determinó que el peso volumétrico seco máximo era de 1,520 kg/m³ y el contenido de agua óptimo de 20%.

Arcilla

Es un suelo de origen aluvial. El 96% de sus partículas pasa la malla N° 40; los límites plás-

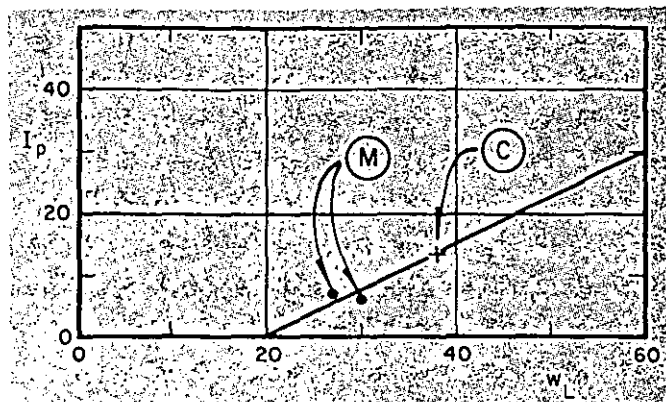


Fig. 2. Carta de plasticidad.

- (Ip) Índice de plasticidad.
- (wl) Límite líquido, en porcentaje.
- (M) Limo.
- (C) Arcilla.

tico y líquido son 25 y 38%, respectivamente (Fig. 2) y la densidad de sólidos igual a 2.59. De acuerdo con el Sistema Unificado (SUCS) se clasifica como CL. La prueba de compactación realizada con las mismas especificaciones que en el caso del limo, dio un peso volumétrico máximo de 1,456 kg/m³ y un contenido de agua óptimo de 20.3% (Fig. 3).

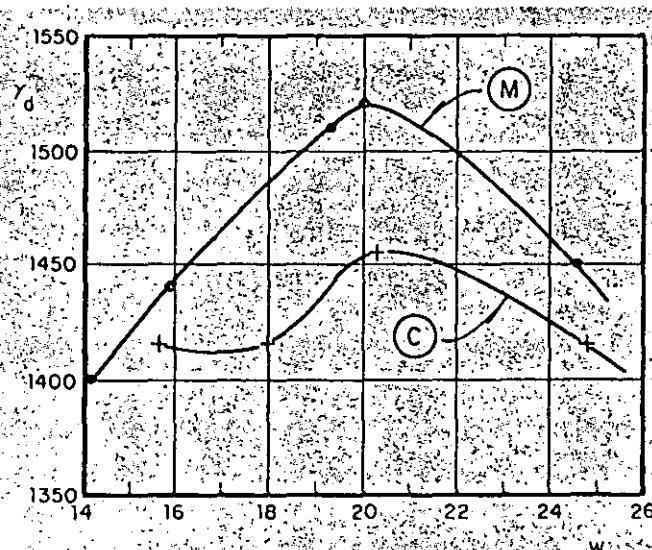


Fig. 3. Curvas de compactación.

- yd, Peso volumétrico seco, en kg/m³.
- (w) Contenido de agua, en porcentaje.
- (M) Limo.
- (C) Arcilla.

EQUIPO DE ENSAYE

A continuación se describirán brevemente los aparatos utilizados en las pruebas de compresión unidimensional y triaxial y en las de compactación; para más detalles consúltense las referencias.^{1, 6}

Odómetro 0-113-50

Los ensayos de compresión unidimensional se realizaron con un odómetro, compuesto de las siguientes partes (Fig. 4):

1. Anillo de confinamiento, con diámetro de 113 cm, altura de 113 cm y 2.5 cm de espesor, el cual descansa sobre la base.
2. Placas de carga superior e inferior con espesor de 7.5 cm y 112.4 cm de diámetro.
3. Celdas superior e inferior para medir la carga axial aplicada; cada una tiene tres gatos planos independientes. Las presiones inducidas en estos gatos se registran mediante manómetros de tipo Bourdon dotados de potenciómetros eléctricos.
4. Gato hidráulico de 600 toneladas apoyado sobre el marco de carga, capaz de generar presiones axiales hasta un máximo de 50 kg/cm². El sistema de presión del gato hidráulico utiliza un

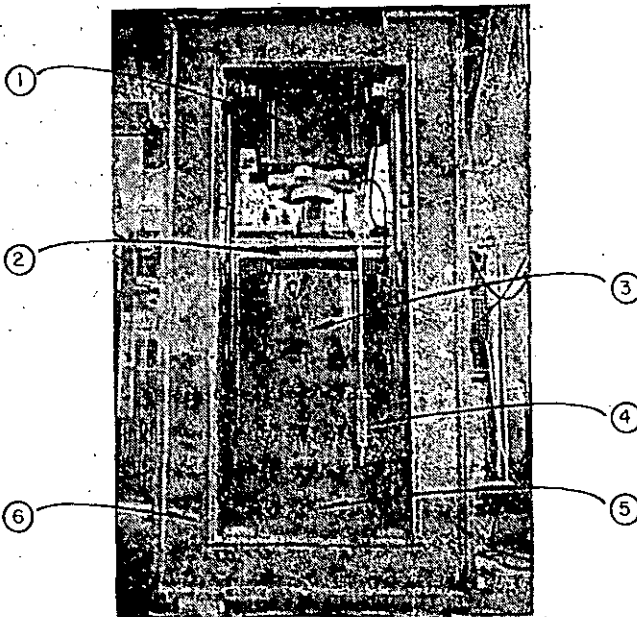


Fig. 4. Odómetro O-113-50.

- (1) Gato hidráulico de 600 Ton.
- (2) Celdas de presión.
- (3) Anillo de confinamiento.
- (4) Extensómetro eléctrico.
- (5) Base con las celdas de presión
- (6) Marco de carga.

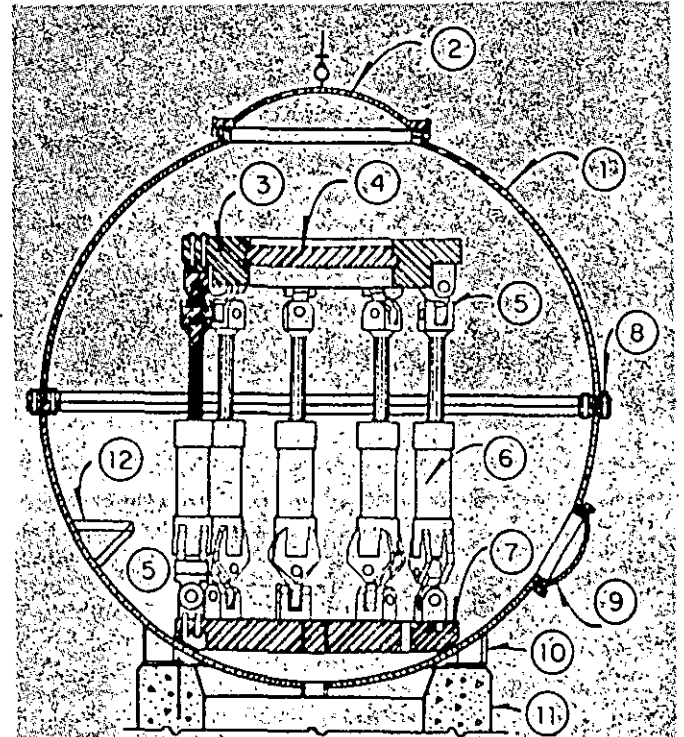


Fig. 5. Aparato triaxial T-113-25.

- (1) Cámara esférica.
- (2) Linterna.
- (3) Anillo de carga.
- (4) Cabezal removible.
- (5) Junta universal.
- (6) Gato de doble acción.
- (7) Placa de base.
- (8) Brida.
- (9) Agujero de hombre.
- (10) Anillo de acero.
- (11) Base de concreto.
- (12) Pasarela.

dispositivo hidroneumático que mantiene la carga aplicada con una tolerancia de $\pm 2\%$.

5. Tres extensómetros eléctricos para medir la deformación axial del espécimen, con una precisión de 0.2 mm.

Triaxial T-113-25

El aparato utilizado en las pruebas de compresión triaxial para ensayar especímenes de 113 cm. de diámetro y 250 cm de altura, está integrado por los siguientes componentes:

1. Una cámara esférica de 420 cm de diámetro, hecha de placas soldadas de 2.5 cm de espe-

sor; fue diseñada para trabajar con presiones internas hasta de 25 kg/cm².

2. Un marco de carga articulado con capacidad de 1,200 toneladas, que tiene una base de acero fundido, un anillo superior con cabezal removible y nueve gatos hidráulicos, cada uno de 180 toneladas y carrera de 75 cm. Los gatos se unen a la base y al anillo por medio de juntas universales. Tres resortes radiales limitan el desplazamiento del cabezal y la rotación es restringida por tres pares de barras apoyadas en baleros.

3. El sistema de presión comprende: un compresor, diez tanques de aire a 50/cm² y un tanque de acero de 3.5 cm³, parcialmente lleno de agua.

4. Un dinamómetro Amsler para medir la presión en los gatos hidráulicos, conectados en grupos de tres; tres extensómetros eléctricos para registrar la deformación axial con una precisión de 1 mm; cinco "cinturones eléctricos" que permiten el cálculo de la deformación radial del espécimen a diferentes alturas, y una bureta con capacidad de 500 l para determinar los cambios volumétricos de la probeta.

Discos vibratorios

En la preparación de los especímenes se siguieron diferentes criterios para la compactación. Primero, se decidió el uso sistemático de un disco con

peso total de 150 kg (D-1) accionado por un vibrador eléctrico que produce impactos de una tonelada en dirección vertical con frecuencia de 50 cps. Los especímenes de la serie A de compresión unidimensional y la serie D de compresión triaxial fueron preparados utilizando este vibrador. (Ver Tabla 1.) Debido a la baja eficiencia de la compactación dinámica cuando las mezclas estaban compuestas de enrocamiento y limo o de enrocamiento y arcilla, se decidió densificar los especímenes, incluyendo aquellos de enrocamiento y arena, aplicando cargas estáticas (serie B). Finalmente, con el efecto combinado de la compactación vibratoria y estática se prepararon los especímenes de la serie C.

Recientemente se construyó el disco D-2, que tiene un peso total de 170 kg y está equipado con un vibrador neumático para generar impactos de seis toneladas a 190 cps; el peso volumétrico obtenido, vibrando las capas de enrocamiento limpio durante 10 minutos, es de 1,865 kg/m³, e-to es, únicamente un 3% más que el valor logrado con el disco D-1; sin embargo, se ha programado la repetición de ciertas pruebas utilizando el equipo D-2.

PROGRAMA DE PRUEBAS

Las pruebas realizadas con las mezclas de enrocamiento-suelo aparecen clasificadas en la Ta-

Tabla 1

Serie	Tipo	Prueba	Arena *	Prueba	Limo	Prueba	Arcilla	
A-Compactación dinámica (D-1)	Compresión unidimensional	1	0	9	10	14	10	
		2	9.1	10	30	15	30	
		3	16.6					
		4	23.1	11	50	16	50	
		5	33.3	12	70	17	70	
		6	50					
		7	70	13	100	18	100	
		8	100					
B-Compactación estática	Compresión unidimensional	19	0	22	20	—	—	
		20	20	23	50	—	—	
		21	50			—	—	
C-Compactación estática- dinámica	Compresión unidimensional	24	0			—	—	
		25	20	27	20	—	—	
		26	50	28	50	—	—	
D-Compactación dinámica	Compresión triaxial	29	0					
		30	10	32	10	—	—	
		31	30	33	30			
E-Comparación entre la compac- tación estática y la dinámica	Compactación	—	—	34	30			
		—	—	35	30			
		—	—	36	30			

* Fracción de suelo en porcentaje del peso total. Compactación dinámica: 5 min. del disco vibratorio D-1. Compactación estática: Tres ciclos de cargas, 0.5 kg/cm². Compactación dinámica-estática: 5 min. del disco vibratorio D-1 + tres ciclos de cargas, 0.5 kg/cm².

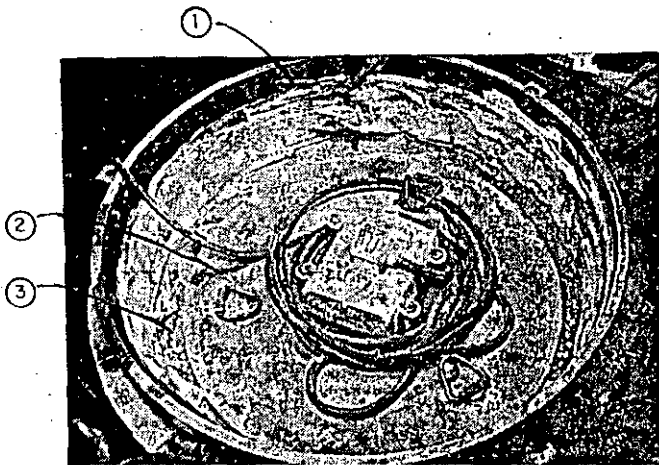


Fig. 6. Disco vibratorio (D-1).

- (1) Placas antifriccionantes.
- (2) Disco vibratorio (D-1).
- (3) Enrocamiento.

bla 1. Se han agrupado en cinco series: las tres primeras, A, B y C, comprenden las pruebas de compresión unidimensional; la D incluye las de compresión triaxial y la serie E, se refieren a ensayos especiales de compactación. La diferencia entre las series A, B y C, reside en los métodos de compactación que se utilizaron: dinámico, estático y la combinación de ambos; en la tabla se indican las especificaciones que se adoptaron. Los especímenes de la serie D se densificaron con el disco vibratorio D-1. Se realizaron 28 pruebas de compresión unidimensional, siendo 18 de la serie A. Las series B y C, así como la serie D (pruebas de compresión triaxial), no incluyeron mezclas de enrocamiento-arcilla. En esta última serie se han efectuado únicamente cinco ensayos, todos drenados y a una presión confinante de aproximadamente 20 kg/cm².

Como se indica en la Tabla 1, se utilizó la compactación estática aplicando tres ciclos de carga, 0.5 kg/cm², a cada capa de material en estado suelto o previamente vibrado, en la series B y C, respectivamente; el tiempo empleado en cada ciclo fue del orden de 2 min.

PREPARACION DE ESPECIMENES

Los especímenes para los ensayos de compresión unidimensional y triaxial se formaron por capas de 22 a 25 cm de espesor; los componentes de cada capa fueron pesados por separado para asegurar la homogeneidad del material; durante la colocación se tomaron precauciones para evitar la segregación. A fin de obtener una buena mezcla del enrocamiento y el limo o la arcilla, se colocó el material de cada capa en un tambor cerrado y se rodó lentamente a lo largo de la plata-

forma de trabajo; se prepararon tanto el limo como la arcilla con el contenido de agua óptimo antes de agregarlos al enrocamiento; sin embargo, la arena se mezcló manualmente con los fragmentos de roca, en estado seco.

COMPACTACION DEL ESPECIMEN

Para facilitar la descripción, la compactación realizada por medio del disco vibratorio se denominará de aquí en adelante compactación dinámica, aunque en cada caso se indicará entre paréntesis el aparato utilizado (D-1 o D-2); por compactación estática se entenderá que el espécimen ha estado sujeto a tres ciclos de carga en el intervalo 0-5 kg/cm² y que el total de tiempo que duró el proceso no sobrepasa los 5 min. La combinación de estos métodos se llamará compactación dinámica-estática, reflejando esta expresión el orden en que se efectuaron las operaciones, es decir, que el disco vibratorio se utilizó antes que la aplicación de los ciclos de carga.

El intervalo elegido de 0-5 kg/cm² para la compactación estática es arbitrario, aunque reproduce aproximadamente el efecto del disco D-1.

En la Fig. 7 se muestran los resultados de la serie E, logrados con diferentes tipos de compac-

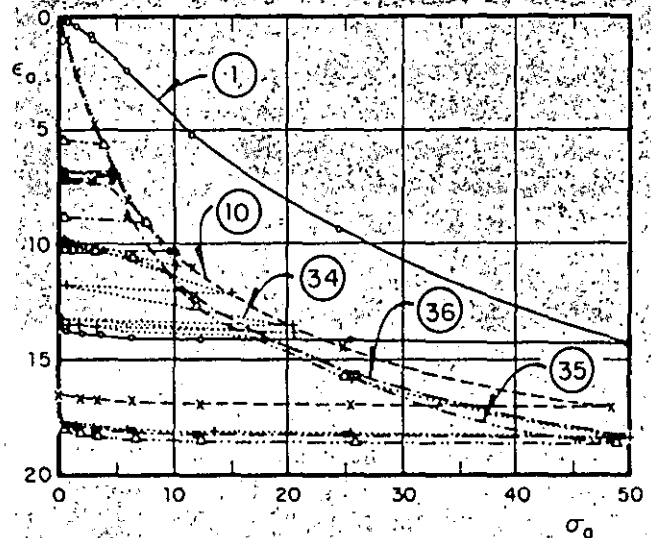


Fig. 7. Comparación de las compactaciones dinámica y estática.

εa, Deformación axial, en porcentaje.

σo, Presión aplicada, en kg/cm².

SERIE E

Prueba	Tipo de compactación	Máximo de carga kg/cm ²	Duración min.
1	Disco (D-1)	—	—
10	—	—	—
34	Estático	20	29
35	—	10	9
36	—	5	5

NOTA: Ver Tabla 1 para identificar las pruebas.

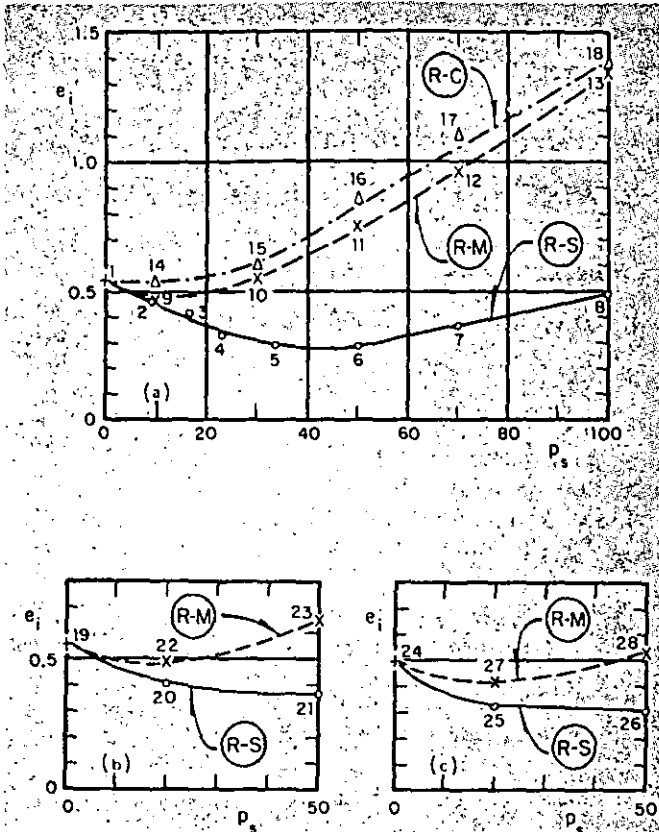


Fig. 8. Relación de vacíos inicial vs porcentaje de la fracción de suelo.

- (a) Relación de vacíos inicial.
- (P_s) Porcentaje de la fracción de suelo.
- (R-S) Mezcla enrocamiento-arena.
- (R-M) Mezcla enrocamiento-limo.
- (R-C) Mezcla enrocamiento-arcilla.

NOTA: Ver la tabla 1 para la identificación de las pruebas.

tación en la mezcla de enrocamiento-limo (p_s = 30%), tomado como referencia para establecer el proceso de carga que se mencionó en el párrafo anterior. Se indica el máximo de cargas aplicado en cada ciclo y sus respectivas duraciones. Las curvas trazadas correlacionan las deformaciones axiales (ε_a) y las presiones aplicadas (σ_a); para fines de comparación de ε_n vs σ_a se traza la gráfica del enrocamiento (p_s = 0) compactado con el disco D-1. Como se puede observar en la Fig. 7, las diferencias entre las curvas para los diversos métodos estáticos son mínimas, y sus ramas vírgenes son casi paralelas a aquellas del espécimen que fue sujeto a compactación dinámica.

Compactación dinámica (D-1)

La variación en la relación de vacíos (Fig. 8a) revela que la vibración es un procedimiento de compactación eficiente para las mezclas de enro-

camiento-arena y que para un cierto porcentaje de la fracción fina (p_s) se logra la densidad máxima, que en este caso corresponde a p_s = 45%, con relación de vacíos de e_m = 0.27. Los valores para el enrocamiento limpio (p_s = 0) y la arena (p_s = 100%) son, respectivamente, 0.54 y 0.49.

En el caso del limo, la curva e_m vs p_s (Fig. 8a) es similar a la de las mezclas de enrocamiento-arena, pero ocurre el mínimo de e_m cuando p_s = 10% y el valor de la relación de vacíos del espécimen, que no contiene fragmentos de roca, es de 1.34. Por otro lado, las mezclas de enrocamiento-arcilla (Fig. 8a) no acusan valor mínimo para e_m; este parámetro es proporcional a p_s cuando la fracción fina excede de 30%; e_m = 1.39 para p_s = 100%.

Se puede deducir el comportamiento del peso volumétrico seco γ_d de la variación en la relación de vacíos e_m, tomando en cuenta el hecho de que ambos parámetros están relacionados por la ecuación:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_w}{(1 + e_m) \left(\frac{p_s}{s_{sa}} + \frac{p_r}{s_{sr}} \right)}$$

en donde γ_w es el peso volumétrico del agua; p_s y p_r los porcentajes en peso del suelo y el enrocamiento, respectivamente (p_s + p_r = 1); s_{sa} y s_{sr}, las densidades de sólidos de los dos componentes de la mezcla.

Compactación estática

La aplicación de los ciclos de carga a las capas del material colocado en un estado suelto, lleva a la variación de e_m trazada en la Fig. 8b. No se efectuaron las pruebas de las mezclas de enrocamiento-arcilla y las de los materiales que contienen arena y limo fueron limitadas a los valores de p_s = 20 y 50%.

Compactación dinámica-estática

Este método consiste en aplicar vibración con el disco D-1 a cada capa durante cinco minutos y una vez formado el espécimen, se le sometió a tres ciclos de carga, variando el esfuerzo axial desde 0 hasta 5 kg/cm². Los resultados se ilustran en la Fig. 8c y únicamente comprenden las mezclas de enrocamiento-arena y enrocamiento-limo, para p_s = 20 y 50%.

COMPRESION UNIDIMENSIONAL

En el odómetro 0-113-50 se realizaron los ensayos de compresión unidimensional. Para reducir la fricción lateral en el anillo de confinamiento éste se cubrió con tres bandas de poliestireno de grado duro, 1 mm de espesor y 13 cm de ancho, lubricadas con una grasa especial (90% de grasa de Litio N° 2 + 10% de Molikote Z). Se tomó en cuenta este revestimiento en el cálculo de la

relación de vacíos. El coeficiente de fricción suelo-acero que normalmente es de 0.40, se redujo a 0.10.

Una vez registradas las lecturas iniciales de los extensómetros eléctricos y las celdas de carga, se aplicó la presión axial (σ_a), tratando de ajustarlas a los valores de 0.75, 1.5, 3, 6, 12, 25 y 50 kg/cm². Se registraron las deformaciones en función del tiempo transcurrido desde la iniciación del incremento de carga. Una vez que se logró el equilibrio o después de una hora, la que fuera mayor, se aplicaba el siguiente incremento. En forma similar se realizó la descarga desde 50 kg/cm² hasta cero, pero se registraron sólo las lecturas iniciales y finales del extensómetro para cada nivel de esfuerzo; los especímenes no se saturaron durante las pruebas.

Esfuerzo-deformación

Serie A

La Fig. 9 muestra las curvas de carga y descarga para las mezclas compactadas con el disco vibratorio (D-1) de enrocamiento-suelo. Las pruebas de la 1 a la 8, efectuadas con la fracción fina arenosa, revelan que los especímenes más compresibles son aquellos con un contenido de arena menor de 16%; las curvas para la arena y la mezcla $p_s = 23\%$, prácticamente coinciden; cuando ambos componentes tienen la misma proporción de sólidos ($p_s = 50\%$), la deformación axial (igual a la deformación volumétrica) es de 3% para una presión axial $\sigma_a = 50$ kg/cm². Obsérvese que para el enrocamiento limpio ($p_s = 0$) esta deformación es del orden de 13%.

En el caso de mezclas de enrocamiento-limo (pruebas 9 a 13), las curvas esfuerzo-deformación coinciden para $p_s = 0$ y 10%, correspondiendo a los materiales menos compresibles de este grupo; las restantes ($p_s > 10\%$) muestran un aumento en la deformabilidad con el porcentaje de limo; sin embargo, se podrá observar que el desplazamiento relativo entre las curvas ϵ_n vs σ_n ocurren para presiones $\sigma_n < 15$ kg/cm².

El comportamiento de las mezclas enrocamiento-arcilla (pruebas 14 a 18) es similar al observado en el caso de los especímenes de enrocamiento-limo. Se registra la mayor compresibilidad para la arcilla ($p_s = 100\%$) en el intervalo de presiones $0 \leq \sigma_n \leq 10$ kg/cm², pero disminuye apreciablemente con el esfuerzo σ_n y resulta menor que en el enrocamiento limpio para $\sigma_n > 20$ kg/cm².

En Mecánica de Suelos es común presentar los resultados de este tipo de prueba en términos de la relación de vacíos; sin embargo, dada la naturaleza del presente estudio se ha considerado más apropiado hacerlo en términos de la deformación axial (ϵ_n).

Serie B

Las curvas esfuerzo-deformación de los especímenes sujetos a compactación estática aparecen

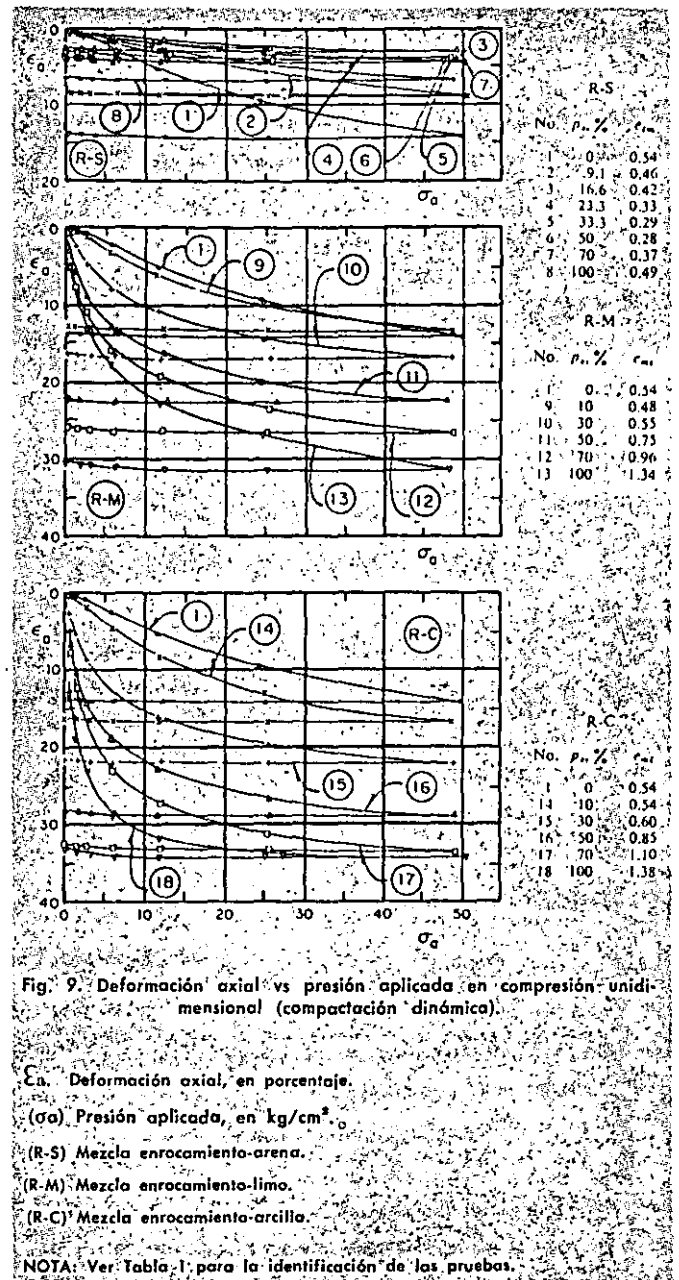


Fig. 9. Deformación axial vs presión aplicada en compresión unidimensional (compactación dinámica).

ϵ_n . Deformación axial, en porcentaje.

(σ_a) Presión aplicada, en kg/cm².

(R-S) Mezcla enrocamiento-arena.

(R-M) Mezcla enrocamiento-limo.

(R-C) Mezcla enrocamiento-arcilla.

NOTA: Ver Tabla 1 para la identificación de las pruebas.

en la Fig. 10; esta serie no incluye mezclas enrocamiento-arcilla. Las relaciones de vacíos iniciales e_m y los porcentajes p_s de la fracción fina se dan en la tabla adjunta a la figura.

Las pruebas 20 y 21 de los especímenes enrocamiento-arena, revelan un comportamiento similar a los de la serie A (pruebas 4 y 6), aunque las deformaciones axiales para los mismos niveles de esfuerzo son sistemáticamente más altas que las anteriores; esto no es sorprendente ya que la compactación estática es menos eficiente que el tratamiento dinámico para los suelos granulares.

Las curvas esfuerzo-deformación para las mezclas enrocamiento-limo (pruebas 22 y 23) están abajo de la correspondiente al espécimen formado con fragmentos de roca únicamente (Prueba 19),

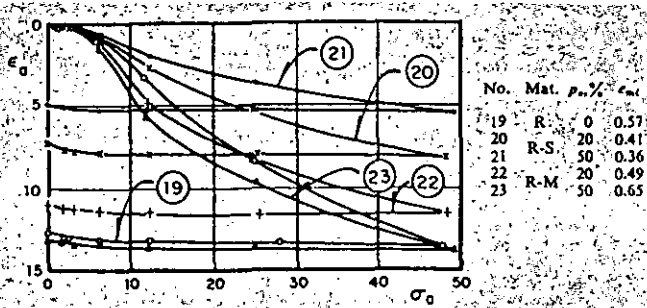


Fig. 10. Deformación axial vs presión aplicada en compresión unidimensional (compactación estática).

(ε_a) Deformación axial, en porcentaje.
 (σ_a) Presión aplicada, en kg/cm².

NOTA: Ver Tabla 1 para la identificación de las pruebas.

en el intervalo 0 < σ_a < 30 kg/cm², y de σ_a = 30 kg/cm² en adelante, se mantienen arriba de la curva de referencia. De las dos mezclas probadas, es menos compresible la de p_s = 20%.

Serie C

La Fig. 11 muestra las relaciones ε_a vs σ_a de los especímenes compactados aplicando vibración con el disco D-1 y ciclos de carga en compresión unidimensional. Como en el caso de la serie B, únicamente se probaron las mezclas de enrocamiento-arena y la de enrocamiento-limo; el porcentaje de suelo (p_s) y las relaciones de vacíos iniciales (e_{mi}) se indican en la tabla adjunta a la figura. Es de

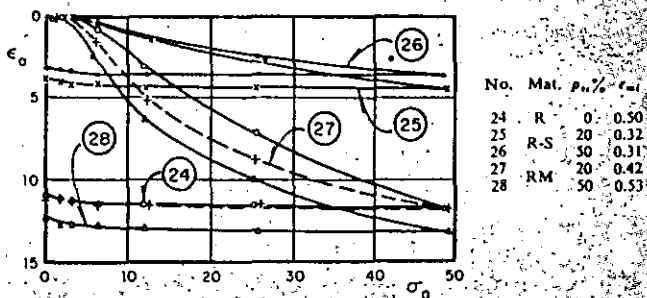


Fig. 11. Deformación axial vs presión aplicada en compresión unidimensional (compactación dinámica-estática).

ε_a, Deformación axial, en porcentaje.
 σ_a, Presión aplicada, en kg/cm².

NOTA: Ver Tabla 1 para la identificación de las pruebas.

interés mencionar que las deformaciones de los especímenes durante los ciclos de carga fueron ε_{a1} = 4.0 y 11% para las mezclas de enrocamiento-limo p_s = 20 y 50%, respectivamente, mientras que en el caso de las mezclas de enrocamiento-arena, ε_{a1} = 0.9 y 1.1%; el valor de ε_{a1} para el enrocamiento limpio (p_s = 0) fue de 1.5%.

Los especímenes de enrocamiento-arena son menos deformables que el compuesto de sólo fragmentos de roca, ya que por su mejor granulometría, las relaciones de vacíos e_{mi} fueron de 0.32 y 0.31 para las mezclas p_s = 20 y 50%, respectivamente, en comparación con 0.50 del espécimen de enrocamiento limpio. Las mezclas de enrocamiento-limo con valores de e_{mi} = 0.42 y 0.53, revelaron mayor compresibilidad que el enrocamiento no contaminado a lo largo del intervalo de esfuerzos 0 < σ_n < 15 kg/cm², pero la deformación ε_a al final del proceso de carga (50 kg/cm²) es prácticamente la misma para las tres pruebas. Comparando estos resultados con los de la serie A mostrados en la Fig. 9, la baja eficiencia de la compactación dinámica de los materiales compuestos por fragmentos de roca y un suelo de baja a alta plasticidad es evidente.

Módulos de deformación

Utilizando los datos de las pruebas anteriores, se calcularon los coeficientes de compresibilidad

$$a_v = - \frac{\Delta e}{\Delta \sigma_a} \text{ donde } \Delta e \text{ es el decremento de la}$$

relación de vacíos) correspondientes a cada incremento de presión axial (Δσ_a). Con los valores de a_v y aplicando la fórmula:

$$M_{oc} = \frac{1 + e_{mi}}{a_v}$$

se determinaron los módulos M_{oc} en compresión unidimensional.

Serie A

La Fig. 12 muestra la variación en M_{oc} para las mezclas de enrocamiento-arena, enrocamiento-limo o enrocamiento-arcilla. La curva M_{oc} vs σ_a para enrocamiento no contaminado (p_s = 0) se ha trazado como referencia. Cuando la fracción fina es arena, los módulos M_{oc} varían desde 200 hasta 2,000 kg/cm². Para valores de σ_n < 1 kg/cm², las mezclas son menos deformables que las de enrocamiento. Si la fracción fina está compuesta de limo o arcilla, los valores de M_{oc} son iguales a, o menores que, los del material de referencia para σ_a < 10 kg/cm², pero son mucho mayores desde σ_a = 20 kg/cm² en adelante.

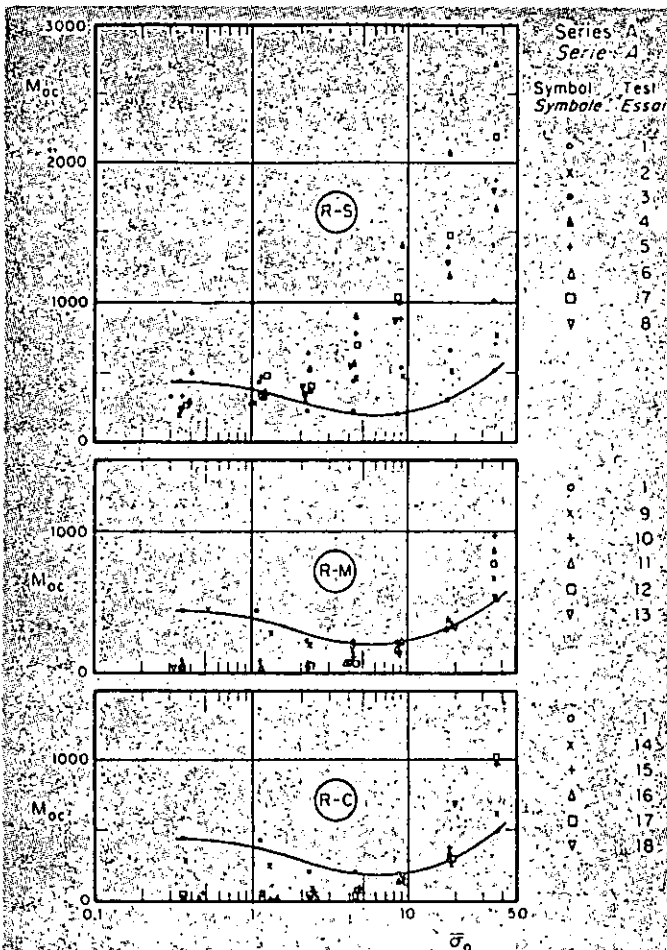


Fig. 12 Módulos de deformación vs presión aplicada (compactación dinámica).

M_{oc} , Módulo de deformación, en kg/cm^2 .

Presión media aplicada, en kg/cm^2 .

(R-S) Mezcla enrocamiento-arena.

(R-M) Mezcla enrocamiento-limo.

(R-C) Mezcla enrocamiento-limo.

NOTA: Ver Tabla 1 para la identificación de las pruebas.

Serie B

Los módulos M_{oc} de las mezclas enrocamiento-arena y enrocamiento-limo compactadas estáticamente se trazan en términos de σ_n en la Fig. 13 y como en el caso de las series previas, también aparece dibujada la curva para el enrocamiento limpio ($p_n = 0$). Obsérvese que esta curva muestra un valor máximo de $1,200 \text{ kg/cm}^2$ para σ_n cerca de 2.5 kg/cm^2 , que no se acusó en los especímenes compactados dinámicamente (Fig. 12). Los valores de M_{oc} en el intervalo de recompresión ($\sigma_n < 5 \text{ kg/cm}^2$) tanto para las mezclas de enrocamiento-arena como para las de enrocamiento-limo, son

más elevadas que los del enrocamiento limpio; cuando $\sigma_n > 5 \text{ kg/cm}^2$, los puntos de M_{oc} para los especímenes de enrocamiento-arena ($p_n = 20$ y 50%) quedan arriba de la curva de referencia trazada en la Fig. 13, siendo el valor mínimo de M_{oc} del orden de 300 kg/cm^2 . Por otro lado, las mezclas de enrocamiento-limo muestran una variación con la presión aplicada cercana a la registrada en el enrocamiento no contaminado.

Serie C

Los valores de M_{oc} que corresponden a las pruebas realizadas con las mezclas de enrocamiento-arena y enrocamiento-limo, sujetas a una compactación dinámica-estática, se presentan en la Fig. 14 junto con la variación de M_{oc} vs σ_n para el enrocamiento limpio ($p_n = 0$). La última curva acusa un máximo para $\sigma_n = 2.6 \text{ kg/cm}^2$, y M_{oc} es de casi $3,500 \text{ kg/cm}^2$. Las mezclas de enrocamiento-arena ($p_n = 20$ y 50%), a lo largo del intervalo $\sigma_n < 5 \text{ kg/cm}^2$, exhiben valores erráticos de M_{oc} pero más altos que los del espécimen de enrocamiento limpio; para $\sigma_n > 2.6 \text{ kg/cm}^2$, el módulo M_{oc} disminuye a un mínimo de 600 kg/cm^2 y, de $\sigma_n = 7 \text{ kg/cm}^2$ en adelante, M_{oc} aumenta a $1,000 \text{ kg/cm}^2$, o más, cuando σ_n es del orden de 50 kg/cm^2 . La comparación de los resultados obtenidos ensayando las mezclas de enrocamiento-limo (Fig. 14, abajo) y la curva de M_{oc} para el enrocamiento limpio, indica que el último material tiene una compresibilidad menor a lo largo del intervalo $1 > \sigma_n > 20 \text{ kg/cm}^2$; fuera de éste, el enrocamiento mezclado con 20 y 50% de limo tiene valores de M_{oc} más elevados.

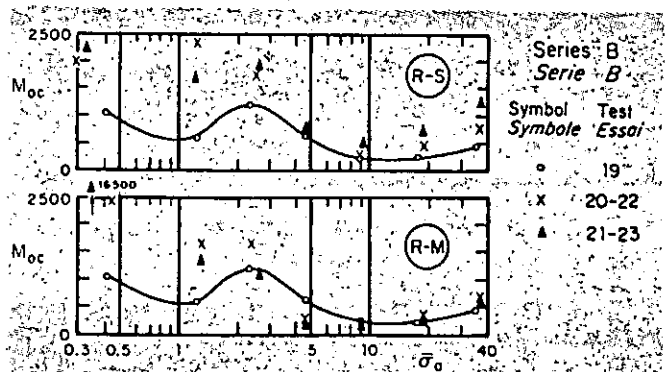


Fig. 13. Módulos de deformación vs presión aplicada (compactación estática).

M_{oc} , Módulo de deformación, en kg/cm^2 .

σ_n , Presión media aplicada, en kg/cm^2 .

(R-S) Mezcla enrocamiento-arena.

(R-M) Mezcla enrocamiento-limo.

(R-C) Mezcla enrocamiento-arcilla.

NOTA: Ver Tabla 1 para la identificación de las pruebas.

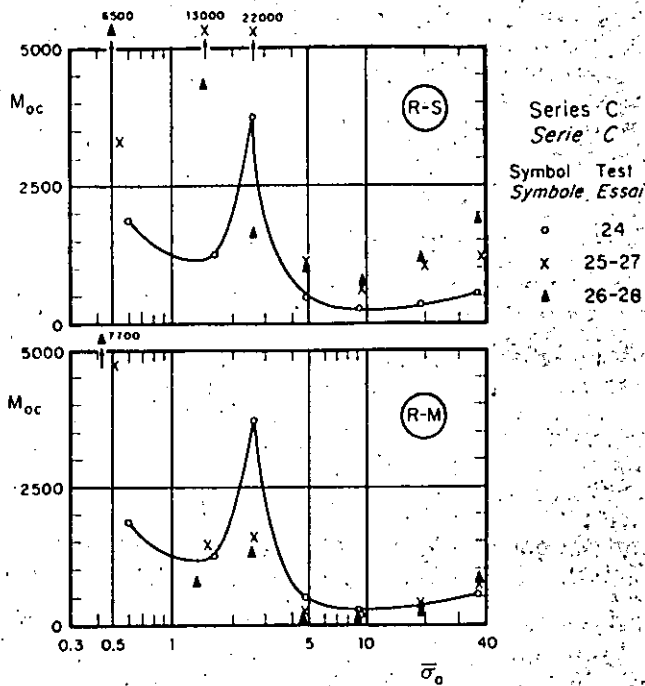


Fig. 14. Módulos de deformación vs presión aplicada (compactación dinámica-estática).

M_{oc} , Módulo de deformación, en kg/cm^2 .

$\bar{\sigma}_a$, Presión media aplicada, en kg/cm^2 .

(R-S) Mezcla enrocamiento-arena.

(R-M) Mezcla enrocamiento-limo.

Deformación-tiempo

Comparando las curvas de deformación y de presión axial en función del tiempo, se puede deducir que el proceso de la difusión granular es de poca importancia; es decir, la compresión diferida es pequeña una vez que la aplicación de la carga se ha completado. Este efecto es poco notorio debido a la relativa lentitud con la que se aumentó la presión; sin embargo, la teoría de difusión del medio granular predice que la compresión inducida por la variación de esfuerzo, puede ser diferida en forma importante en masas de gran volumen. Por otro lado, la influencia del tipo de suelo utilizado en las mezclas cuando $p_s < 50\%$, no parece ser importante en el fenómeno deformación-tiempo.

Rotura de granos

La rotura de granos B_g se calculó a partir de la granulometría inicial de los especímenes y de la determinada subsecuentemente a la descarga. Los valores de B_g miden el porcentaje en peso de las partículas que han sufrido fragmentación durante el proceso de carga, compactación y el manejo

del material (tamizado, colocación y remoción). La Fig. 15 muestra la variación en B_g de las mezclas ensayadas (serie A, B y C) en términos del porcentaje de suelo p_s . Las curvas que promedian los resultados, revelan una reducción gradual en B_g con el aumento de p_s , siendo B_g prácticamente nulo desde $p_s = 70\%$ en adelante. El valor máximo de $B_g = 16\%$ corresponde al espécimen de enrocamiento limpio ($p_s = 0$).

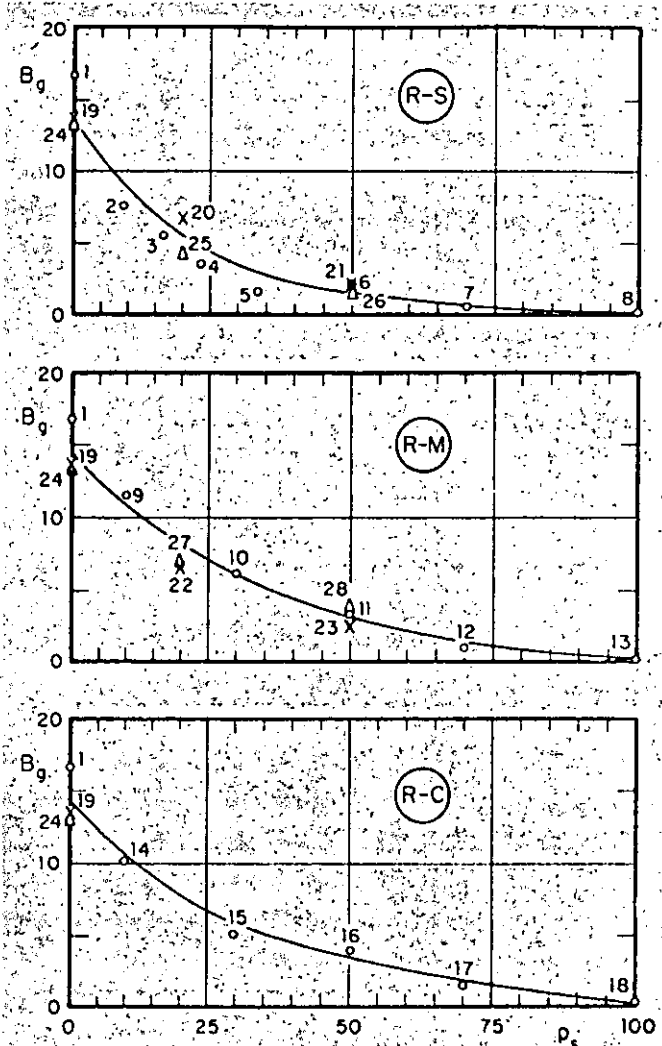


Fig. 15. Rotura de granos vs porcentaje de la fracción del suelo.

B_g , Rotura de granos en porcentaje.

p_s , Porcentaje de la fracción de suelo.

(R-S) Mezcla enrocamiento-arena.

(R-M) Mezcla enrocamiento-limo.

(R-C) Mezcla enrocamiento-arcilla.

NOTA: Ver Tabla 1 para la identificación de las pruebas.

COMPRESION TRIAXIAL

Como indica la Tabla 1, el número de pruebas de este tipo realizadas (serie D) hasta la fecha es pequeño. Las pruebas únicamente se han efectuado con mezclas de enrocamiento-arena y enrocamiento-limo, compactadas mediante el disco D-1 y aplicando vibraciones durante cinco minutos a cada capa de los especímenes. Estos son cilíndricos, de 113 cm de diámetro y 220 cm de altura, cubiertos por la membrana de hule que transmite la presión confinante (σ_3).

Los especímenes de prueba 20 a 31, no estaban saturados y la determinación del cambio volumétrico (ϵ_v) se hizo a partir de las deformaciones axiales (ϵ_n) y radiales (ϵ_r), aplicando la ecuación $\epsilon_v = \epsilon_n + 2 \epsilon_r$. A pesar del hecho que el ϵ_r registrado era el promedio de lecturas en cinco extensómetros montados a diferentes alturas de espécimen, los cálculos de ϵ_v no tienen la precisión deseada ($\pm 2\%$). Los especímenes 32 y 33, mezclas de enrocamiento-limo, fueron saturados con una contrapresión de 3 kg/cm², para mejorar la medición del cambio volumétrico y someter el material a condiciones de prueba más severas.

Cada prueba triaxial comprende dos fases: 1) la consolidación del espécimen a una presión confinante σ_3 , y 2) la aplicación del esfuerzo desviador ($\sigma_1 - \sigma_3$) progresivamente hasta alcanzar la falla. La presión σ_3 se desarrolló por incrementos, al final de los cuales se midieron las deformaciones ϵ_n y ϵ_r (o ϵ_v). El esfuerzo axial (σ_1), transmitido al espécimen por medio del dispositivo compuesto del anillo superior, los nueve gatos hidráulicos y la base, se aplicó en incrementos pequeños $\Delta\sigma_1$, permitiendo que el equilibrio se estableciera en todas las etapas excepto cerca de la falla, en que se impusieron deformaciones conocidas y se registró el esfuerzo σ_1 . En dos casos, probablemente por colocación defectuosa del material, fue necesario detener prematuramente el ensaye; en otra, la carrera del marco de carga resultó insuficiente para alcanzar la falla del espécimen.

Esfuerzo desviador vs deformación axial

Las Figs. 16 y 17 muestran las curvas esfuerzo-deformación correspondientes a la fase de aplicación del esfuerzo desviador, para los especímenes de enrocamiento limpio (Prueba 29), enrocamiento-arena (pruebas 30 y 31) y enrocamiento-limo (pruebas 32 y 33).

El comportamiento de los especímenes en cuanto a deformabilidad es similar a la que se observa en las pruebas unidimensionales (por ejemplo, la serie B). Los módulos de deformación anteriores a la falla de las mezclas de enrocamiento-arena ($p_n = 30$ y 10%) son notablemente más grandes que las del enrocamiento ($p_n = 0$); con módulos secantes (50% de carga máxima) igual a 2,000, 870 y 500 kg/cm², respectivamente; estas tres pruebas se realizaron a una presión de $\sigma_3 = 20$ kg/cm². Se detuvo la Prueba 31 antes de que ocurriera la falla

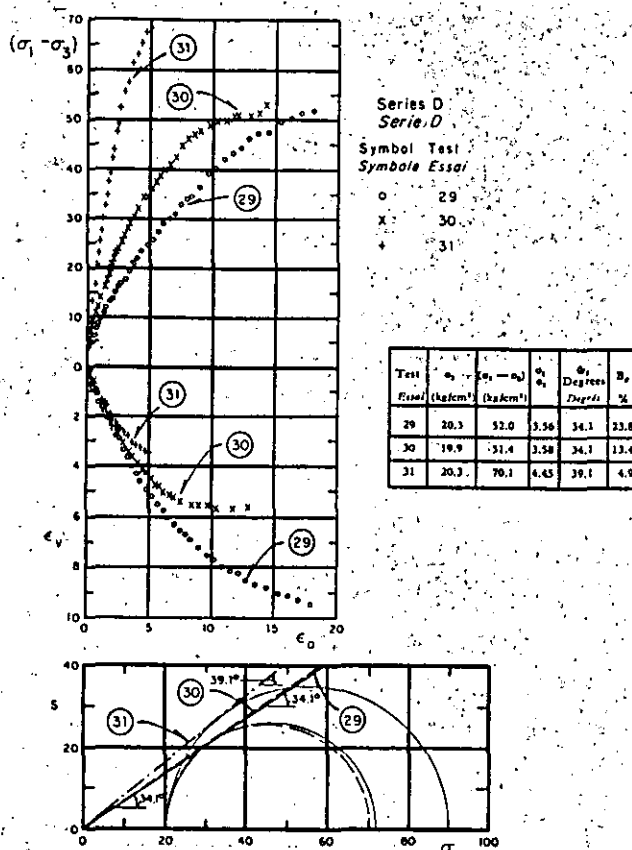


Fig. 16. Relaciones esfuerzo-deformación (compresión triaxial) para las mezclas de enrocamiento-arena.

($\sigma_1 - \sigma_3$) Esfuerzo desviador, en kg/cm².

ϵ_v , Cambio volumétrico, en porcentaje.

ϵ_n , Deformación axial, en porcentaje.

s, Resistencia al corte, en kg/cm².

σ , Esfuerzo normal, en kg/cm².

NOTA: Ver Tabla 1 para la identificación de las pruebas.

debido a la excesiva inclinación de la cabeza; por otro lado, las curvas ($\sigma_1 - \sigma_3$) vs ϵ_n para los especímenes de enrocamiento-limo, son más bajas que las del enrocamiento no contaminado. El módulo secante de las mezclas $p_n = 10$ y 30% es del orden de 400 kg/cm².

Deformación volumétrica

Según revela la Fig. 16, tanto los especímenes de enrocamiento-arena como el de enrocamiento limpio sufren un cambio volumétrico igual a la deformación axial (radial = cero) en el intervalo $0 < \epsilon_n < 2\%$. A partir de este último valor de ϵ_n , se observa dilatancia en tres materiales; pronunciada en el caso de la mezcla $p_n = 30\%$, menos marcada en el enrocamiento limpio ($p_n = 0$), en

tanto que la mezcla con 10% de arena ocupa una posición intermedia.

Las variaciones en ϵ_v en el caso de las mezclas de enrocamiento-limo revelan un comportamiento diferente; se debe recordar que los especímenes estaban saturados bajo contrapresión. La curva de ϵ_v vs ϵ_n trazada en la Fig. 17, correspondiente a la mezcla que contiene 30% de limo, tiende después de una compresión $\epsilon_v = 1.5\%$ cerca del origen, a un valor constante de 2% cuando $\epsilon_n > 4\%$. Este hecho, aunado a la forma de la curva ($\sigma_1 - \sigma_3$) vs ϵ_n y la baja resistencia al corte, indican que el limo es el que gobierna las características mecánicas de la mezcla. En cambio, la mezcla de 10% de limo mostró una reducción de volumen prácticamente igual al que se midió en el espécimen de enrocamiento limpio.

Resistencia al corte

Las envolventes de Mohr trazadas (Fig. 16) suponiendo que son rectas concurrentes al origen, demuestran que el ángulo de fricción varía en las mezclas desde 34.1° para $p_n = 0$ y 10% hasta 39.0° cuando $p_n = 30\%$. Tal diferencia importante se explica teniendo en cuenta las relaciones de vacíos iniciales e_{ni} (Fig. 8). Además, en el caso de los especímenes de enrocamiento-limo (Fig. 17) la resistencia para $p_n = 30\%$ es la del limo, mientras que el ángulo ϕ , para la mezcla $p_n = 10\%$ resulta de 28.8° . Los últimos resultados evidencian el efecto perjudicial del limo cuando éste se mezcla con la fracción gruesa de fragmentos pétreos. Debe esperarse un comportamiento similar en el caso de mezclas de enrocamiento-arcilla.

Rotura de granos

La determinación de los cambios en granulometría de los especímenes a partir de sus composiciones inicial y final (valores del parámetro B_z) se muestran en las tablas adjuntas a las Figs. 16 y 17. La rotura de granos es mayor en las mezclas de enrocamiento-arena y es prácticamente nulo para los especímenes que contienen 30% de limo. El valor máximo de B_z (de 23.8%) corresponde al enrocamiento limpio, más elevado que la fragmentación registrada para el mismo material probado bajo compresión unidimensional ($B_z = 16\%$). Se atribuye esta diferencia al efecto del estado de esfuerzos en la rotura de granos.

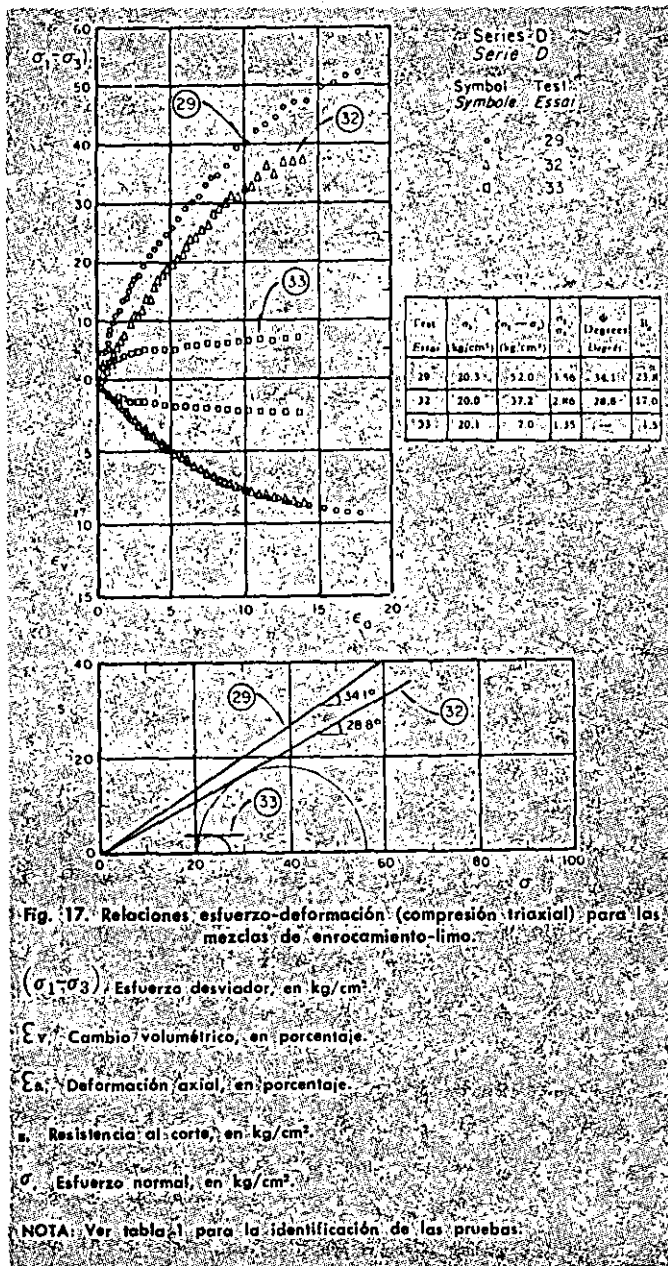
CONCLUSIONES

El estudio de mezclas de enrocamiento y suelo aún es muy limitado, puesto que son combinaciones de una sola fracción gruesa (granulometría constante) y arena, limo o arcilla. Los últimos componentes por sí solos no cubren todos los casos posibles en la práctica; sin embargo, estos resultados preliminares pueden servir como guía de investigaciones futuras, y ser útiles para la toma de decisiones sobre la selección y uso de materiales en presas. Las siguientes conclusiones son limitadas, debido a dichas consideraciones.

Compactación

La comparación de los resultados presentados en la Fig. 8 refleja la influencia de los tipos de compactación (dinámica, estática y dinámica-estática) en la relación de vacíos inicial de las mezclas de enrocamiento-suelo ensayadas. El análisis de esta información indica más bien diferencias modestas entre los métodos de compactación mencionados antes, que no necesariamente reproducen los efectos de equipos utilizados en la construcción de un terraplén.

Si bien la compactación estática resultó menos eficiente para las mezclas de enrocamiento-arena,



su acción en especímenes compuestos de fragmentos de roca y limo fue menor del esperado. Por otro lado, las diferencias en las relaciones de vacíos iniciales entre las mezclas no plásticas y aquellas que contienen limo o arcilla cuando se sujetan a una acción vibratoria (disco D-1), revelan claramente la baja eficiencia de la compactación dinámica en los materiales de este último tipo.

Para mejorar nuestro conocimiento acerca de las propiedades mecánicas de las mezclas de enrocamiento-suelo, se requiere ampliar el trabajo de laboratorio sobre la compactación de especímenes.

Compresibilidad

Según los resultados de las pruebas realizadas, es beneficioso agregar un suelo no cohesivo a la fracción gruesa compuesta de fragmentos de roca, dependiendo el porcentaje óptimo de las granulometrias del enrocamiento y el suelo granular; por ejemplo, la adición de 30 a 40% de arena al enrocamiento utilizado en esta investigación (Figs. 9 a 11) es la que produjo el material menos compresible. Esta conclusión se aplica a los especímenes preparados con la compactación tanto estática como dinámica, aunque se encontraron diferencias en los módulos de deformación (Figs. 12 y 13) debido a las relaciones de vacíos iniciales alcanzadas en cada caso.

Una prueba de compresión unidimensional realizada con especímenes preparados mezclando enrocamiento con diferentes porcentajes de limo o arcilla, revelan que la compresibilidad de las mezclas es por lo general más alta que la del enrocamiento no contaminado; sin embargo, las diferencias en los módulos de deformación resultó menor al usar la compactación estática.

Uno de los efectos conspicuos de la mezcla de suelo y una fracción gruesa, es la reducción substancial de la rotura de granos cuando la cantidad de los materiales finos excede de 30% (Fig. 15), creando así una masa menos compresible.

Desde un punto de vista práctico, puede concluirse que la rezaga, gravas y arenas mezcladas con un enrocamiento más bien uniforme en proporciones que varían de 20 a 50% en peso, mejoran la granulometría del material y permiten su compactación eficiente con rodillos vibratorios. La contaminación de la fracción gruesa con suelos plásticos, aun en cantidades menores de 15%, requieren una consideración cuidadosa si se está buscando una masa de enrocamiento permeable; un porcentaje mayor de limo o arcilla, producirá al compactar una mezcla impermeable de baja compresibilidad, que puede ser un material aceptable para construir un núcleo impermeable.

Resistencia al corte

Las pruebas de compresión triaxial drenada que se efectuaron con mezclas de enrocamiento-arena (Fig. 16), revelan que la resistencia al corte (s) mejora cuando el porcentaje de suelo (p_s) aumenta hasta un valor óptimo, localizado en el inter-

valo 30-50%; para $p_s < 30\%$ y para $p_s > 50\%$, el valor de s tiende a las resistencias del enrocamiento ($p_s = 0$) y la arena ($p_s = 100\%$), respectivamente. Los módulos secantes de deformación también muestran un patrón similar, siendo el valor máximo el de una mezcla con p_s en el intervalo mencionado antes. Se puede concluir que la mezcla de un enrocamiento y suelos granulares (rezaga, gravas y arenas) en proporciones adecuadas deben tener siempre efectos benéficos sobre la resistencia al esfuerzo cortante.

La contaminación de un enrocamiento con limos o arcillas tiene influencia perjudicial sobre las relaciones esfuerzo-deformación de la mezcla (Fig. 17). Las pruebas triaxiales realizadas muestran que con un porcentaje bajo de limo ($p_s < 15\%$), la resistencia s se reduce notablemente, y que para los valores de p_s desde 30% en adelante, el comportamiento del material es similar al de un suelo cohesivo. Como se mencionó previamente, los especímenes fueron saturados (contra presión de 3 kg/cm^2) y, aunque las pruebas se hicieron por medio de incrementos de carga pequeños aplicados en un lapso de cinco horas, esto no fue suficiente para permitir la disipación de la presión de poro de la matriz limosa, en el caso $p_s = 30\%$.

Las observaciones anteriores llevan a la conclusión de que las mezclas de enrocamiento y suelos no cohesivos son, en general, aceptables para la construcción de los respaldos permeables de la presa. Dependiendo de la granulometría de ambas fracciones componentes, puede obtenerse una mezcla que tenga características óptimas de esfuerzo-deformación. Por otro lado, si se tiene la intención de utilizar enrocamiento para una presa, su contaminación con limo o arcilla requiere de estudios completos para determinar las propiedades mecánicas del material resultante.

REFERENCIAS

1. R.J. MARSAL, et al.: *Research on the Behavior of Granular Materials and Rockfill Samples*. C.F.E. Publication, México, 1965.
2. R.J. MARSAL: *Resistencia y compresibilidad de enrocamientos y gravas*. Publicación Núm. 306, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 1972.
3. N. DEAN MARACHI et al.: *Strength and Deformation Characteristics of Rockfill Materials*. Report N° TE-69-5 to the State of California Department of Water Resources; Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, 1969.
4. E. BECHER et al.: *Strength and Deformation Characteristics of Rockfill Materials in Plane Strain and Triaxial Compression Tests*. Report N° TE-72-3 to the State of California Department of Water Resources; Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, 1973.
5. D.D. LESLIE: *Large-Scale Triaxial Tests on Gravelly Soils*. Procs, II Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Brazil, 1963.
6. R.J. MARSAL: *Mechanical Properties of Rockfill*. Embankment-Dam Engineering (Casagrande Volume), John Wiley and Sons, New York, 1973.
7. R.J. MARSAL: *Stochastic Processes in the Grain Skeleton of Soils*. Procs, VI International Congress on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Montreal, 1965.

Síntese PROPRIEDADES MECANICAS DAS MESCLAS DE SOLO-ENROCAMENTO

Durante a etapa de desenho da represa El Infiernillo, a Comissão Federal de Eletricidade do Mexico (CFE) construiu e instalou nesse local os aparelhos necessários para realizar testes triaxiais e unidimensionais sobre enrocamentos de um tamanho de até 20 cm de diametro nominal. Em 1969, todo esse equipamento foi levado para o Instituto de Engenharia da Universidade Nacional Autónoma do Mexico (UNAM), onde se continuaram com os testes de materiais granulares grossos, livres de solos finos; finalmente a Secretaria das Obras Públicas decidiu patrocinar o estudo de mesclas compostas de rocha e areia, limo ou argila. Este trabalho limita-se à apresentação dos resultados conseguidos até agora sob este último aspecto dentro do programa de pesquisa.

O estudo de mesclas de enrocamento e solo está ainda muito limitado, já que são combinações de uma única

fração grossa (granulometria constante) com areia, silte ou argila. Os últimos componentes, por si mesmos, não cobrem na prática todos os casos possíveis. No entanto, estes resultados preliminares podem servir de guia para futuras pesquisas e serem úteis na tomada de decisões sobre escolha e uso de materiais para represas.

A comparação dos resultados reflete a influencia dos tipos de compactação (dinâmica, estática e dinâmica-estática) na relação de vazios inicial das mesclas de enrocamento-solo testadas.

De acordo com os resultados dos testes realizados, é proveitoso acrescentar um solo não coesivo a fração grossa composta de fragmentos de rocha, dependendo a porcentagem ótima das granulometrias do enrocamento e do solo granular.

Synthese PROPRIETES MECANIKES DES MELANGES DE SOL-ENROCHEMENT

Pendant l'étape de design du barrage El Infiernillo, la Commission fédérale d'électricité du Mexique (CFE) a installé dans cet endroit les appareils nécessaires à la réalisation d'essais triaxés et uni-dimensionnels sur enrochement jusqu'à 20 cm de diamètre nominal.

En 1969, cet équipement a été remis à l'Institut d'Ingénierie de l'Université Nationale Autonome de Mexico (UNAM) qui a continué les essais de matériaux granuleux épais, libres de sol fin, et finalement le Ministère des Travaux publics a décidé de coopérer à l'étude des mélanges composés de fragments de roche et de sable, de limon ou d'argile.

Le présent travail se limite à la présentation des résultats obtenus jusqu'à maintenant dans le dernier aspect du programme d'investigation.

L'étude de mélanges d'enrochement et de sol est encore

très limitée étant donné que ce sont des combinaisons d'une seule fraction granuleuse (granulométrie constante) avec sable, limon ou argile. Les derniers composants ne couvrent pas par eux-mêmes tous les cas possibles dans la pratique; ces résultats préliminaires peuvent pourtant servir de guide pour des investigations futures et pour la prise de décisions sur la sélection et l'usage des matériaux de barrages.

La comparaison des résultats reflète l'influence des types de compactation (dynamique, statique et dynamique-statique) dans la relation de vides initiale des mélanges d'enrochement-sol mis à l'essai.

Selon les résultats des essais réalisés, il est profitable d'ajouter un sol non cohésif à la fraction dure composée de fragments de roche, le pourcentage maximum dépendant des granulométries de l'enrochement et du sol granuleux.

Summary MECHANICAL PROPERTIES OF EARTH-ROCK-FILL MIXTURES

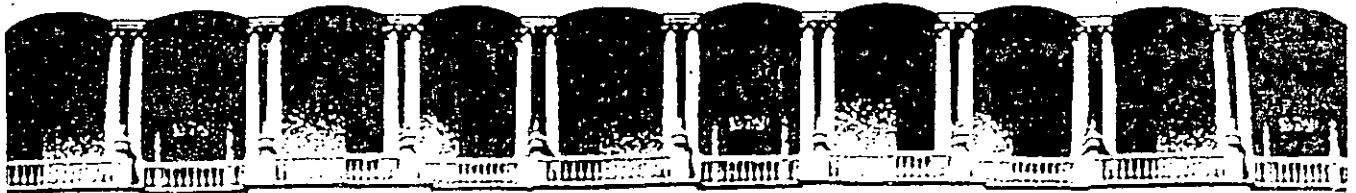
During the design stage of the El Infiernillo dam, the Federal Electricity Commission of Mexico (CFE) constructed and installed the apparatus required for making triaxial and unidimensional tests of rock-fill in a size of up to a nominal 20 cm in diameter at this side. This equipment was moved to the Engineering Institute of the Autonomous National University of Mexico (UNAM) in 1969, where the tests of thick, granular materials free of fine soil were continued. Finally the Secretariat of Public Works decided to sponsor the study of mixtures composed of rock fragments and sand, mud, or clay. This work is limited to presentation of the results obtained up to the date of this last aspect of the research program.

The study of mixtures of rock-fill and soil is still very limited, as they are combinations of one, sole thick fraction

(constant grade) and sand, mud, or clay. The last components by themselves, in practice, do not cover all of the possible cases, nevertheless these preliminary results can serve as a guide for future research, and serve in decision making respecting the selection and use of materials in dams.

Comparison of results reflects the influence of the types of compaction (dynamic, static, and dynamic-static) in the initial relation of vacuums in the rock-fill-soil mixtures tested.

According to results of the test performed, the addition a noncohesive soil to the thick fraction composed of rock fragments is beneficial, the optimum percentage depending upon the grades of the rock-fill and the granular soil.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

GEOTECNIA APLICADA A LAS VIAS TERRESTRES

Del 13 al 17 de julio de 1992

***ESTABILIZACION DE SUELOS EXPANSIVOS
CON CAL Y SAL COMUN***

M. EN I. GABRIEL GARCIA ALTAMIRANO

JULIO - 1992

ESTABILIZACION DE SUELOS EXPANSIVOS CON CAL Y SAL COMUN

I. FUNDAMENTOS

En virtud de que actualmente el país atravieza por una crisis económica muy grande y dado que cada día los materiales tradicionales para usarse en la construcción son más escasos y por consecuencia más caros, surge la necesidad de emplear aquellos materiales que usualmente se desechaban porque sus características de calidad y resistencia dejaban mucho que desear agregando le un aditivo, éste es el caso de los suelos expansivos de la Cd. de Querétaro, los cuales en estado natural y sujetos a cambios de humedad sufren cambios de volumen; además con el aumento en el contenido natural de agua disminuyen su resistencia. Lo anterior ocasiona deterioros y fallas en pavimentos y construcciones unifamiliares de un solo nivel y se refleja en pérdidas cuantiosas de recursos económicos.

El presente artículo describe los resultados de estabilización de estos suelos expansivos que se hicieron con el fin de mejorar sus características de calidad y resistencia; añadiéndoles un aditivo que resulta económico como es el caso de la cal y de la sal común; describe las variaciones que sufren los suelos expansivos en su resistencia y deformabilidad, a corto plazo, teniendo como máximo un período de curado de ocho días y en las condiciones en las que se compactaron los mismos, las cuales variaron entre el 90 y el 95% de su peso volumétrico seco máximo, según la prueba Proctor y tratando de mantener su humedad óptima.

II. TRABAJOS DE CAMPO Y DE LABORATORIO

Para realizar esta investigación, del tipo práctico, se busco una zona en la que hubiera un volumen potencial de esta arcilla activa y se tomó material de la Cd. Industrial de Querétaro Benito Juárez, a la izquierda del km 1000 de la carretera México-Piedras Negras, tramo Querétaro-Lim. de Edos. de Gto., con origen en la Ciudad de Querétaro, que es una arcilla activa expansiva en volumen suficiente.

Las pruebas de laboratorio que se realizaron fueron las siguientes:

1. Granulometría.
2. Límites de consistencia (límite líquido y límite plástico).
3. Clasificación SUCS.
4. Prueba Proctor Estándar de compactación.
5. Pruebas de resistencia a la compresión simple o compresión unidimensional no confinada.
6. Pruebas de expansión libre y con saturación bajo carga.
7. Pruebas para medir la presión de expansión.
8. Pruebas de valor relativo de soporte estándar.

Todas estas pruebas se realizaron sin aditivo y con aditivo empleando cal y sal común en porcentajes hasta de 2, 4, 6, 8 y 10% en peso, tuvieron como objeto medir los cambios de plasticidad (pruebas 1, 2 y 3), de resistencia (pruebas 4, 5, 7 y 8) y cambios de deformación (prueba 6) en forma inmediata, cuando mucho con 8 días de curado.

Es conveniente aclarar que para medir los cambios en las propiedades mecánicas con y sin aditivos en muestras alteradas representativas obtenidas en el lugar, primero se secaron al medio ambiente, a continuación se disgregaron hasta llegar a tamaños que pasaban la malla # 4 y en los casos, según se indica, hasta tamaños que pasaban la malla # 100.

Es conveniente hacer el comentario de que el disgregar el material hasta que pasara la malla # 200, aunque desde el punto de vista teórico es lo más adecuado, desde el punto de vista práctico elevaría considerablemente los costos de producción y no se lograría el objeto de abatir costos, además de que se requeriría una plataforma y equipo especial para poder realizarlo; este es el fundamento que se usa para disgregar solo los materiales a tamaños que pasaran la malla # 4.

Lo anterior lleva a la reflexión de que aunque desde el punto de vista teórico se produce un cambio iónico entre las partículas de arcilla y los aditivos empleados; esto en este trabajo no se realiza totalmente por el hecho de que no se llega en su totalidad al tamaño de partículas, pues quedan grumos los cuales, según se pudo observar, son cementados por los aditivos empleados.

III. RESULTADOS OBTENIDOS

A. Para el caso de la estabilización con cal se puede afirmar lo siguiente:

1. La plasticidad de la arcilla activa disminuye con el incremento en el porcentaje de cal, siendo el óptimo del orden del 6%. En las figuras 1, 2, 3 y 4 se muestra gráficamente lo anterior.
2. La resistencia al corte medida en compresión simple aumenta hasta en un 160% con respecto a la original, como se muestra en la figura 5.
3. Respecto a la expansión libre, ésta se abate considerablemente con un porcentaje muy bajo de cal del 2% y prácticamente con un 4% de cal se minimiza; según se muestra en la figura 6, lo cual se interpreta como que la deformación se reduce.

4. En cuanto a la presión de expansión con un porcentaje de cal muy pequeño del orden 2% se minimiza, disminuyendo en 773%, como se muestra en la figura 7.
5. Por lo que respecta al valor relativo de soporte, éste aumenta en forma inimaginable en un 1000%; como se muestra en la figura 8, ya que de un VRS estándar igual a 2% sin aditivo, pasó a 234% con 8% de cal y con un 2% de cal se obtuvo un valor igual al 33%, que ya es muy adecuado para emplearlo en capas subrasantes.

Debe aclararse que en todos los casos los porcentajes de compactación a los que se hicieron las pruebas variaron entre 90 y 95% de su peso volumétrico seco máximo, referido a la prueba Proctor.

- B. En el caso de la sal común se puede afirmar, en base a los resultados obtenidos, que su peso volumétrico seco máximo como se muestra en la figura 9, aumenta con el incremento de sal y que se abate la plasticidad con el incremento en el porcentaje de sal como se puede observar en las figuras 11, 12 y 13, es decir, se tiene mayor control sobre estos materiales, también se reduce la expansividad a medida que se incrementa el porcentaje de sal siendo el óptimo a partir de un 6%.

Respecto al valor relativo de soporte éste permanece constante, como se muestra en la figura 14.

En este caso vale la pena aclarar que la mezcla se hizo en seco y que al agregarse una cantidad de agua cercana a la óptima, no se consiguió que todos los cristales de sal se disolvieran y se intercambiaran con los iones de las partículas de los minerales de arcilla, lo anterior ocasionó una mezcla de estructura heterogénea, creando algunas zonas de mayor resistencia. No se agregó la sal en solución con agua porque era muy difícil de controlar su porcentaje.

IV. CONCLUSIONES

- A) Para el caso de usar como aditivo cal las conclusiones son las siguientes:

1. En primera instancia se puede afirmar que, para las arcillas activas de la Cd. Industrial Benito Juárez de Querétaro, el agregar cal en pequeños porcentajes, entre 4 y el 6%, mejora considerablemente las características de calidad y resistencia de los materiales y estos suelos pueden emplearse en capas subrasante, sub-base y firmes para piso, lo que podría abatir considerablemente los costos de construcción.

2. Habida cuenta de que el trabajo realizado fue a corto plazo, puesto que el tiempo que transcurrió para que se lograra la estabilización del suelo fue cuando mucho de 8 días y dado que algunos autores indican que el proceso es reversible, con el incremento en el contenido natural de agua, existe el fantasma de contestar a esa interrogante, aunque ya se tiene experiencia en otros países de que el proceso no es 100% reversible. Dado lo anterior es deseable proseguir esta investigación midiendo las características de calidad y resistencia a mediano plazo, es decir, para tiempos en los que se deje el material estabilizado arcilla-cal compactado, sumergido o sujeto a un flujo de agua, por un lapso de 60 ó 90 días.
3. Se hicieron pruebas de estabilización con material de la arcilla que pasaba la malla No. 4 y con el que pasaba la malla No. 100 y los resultados fueron semejantes, pues lo que sucedió es que la cal enclaustraba el grumo de arcilla, minimizando su actividad. Lo anterior es muy importante pues en la práctica solo se podrá pulverizar el material a tamaños de la malla No. 4.
4. Es necesario hacer un mezclado adecuado para propiciar el cambio iónico y tratar de formar ligaduras fuertes, que no sufran cambios volumétricos grandes con los correspondientes cambios de humedad.
5. Se ha visto en el campo que un por ciento menor a tres, dificulta mucho el mezclado, por lo que se recomienda usar porcentajes mayores a 3%.
6. Se debe revisar que el índice de acidéz del agua de mezclado sea pequeño, pues de otra manera la cal se inhibe y pierde su acción estabilizadora.

B) Para el caso de usar sal como aditivo las conclusiones a las que se pudo llegar son:

1. La sal común disminuye la plasticidad pero no aumenta la resistencia al esfuerzo cortante.
2. El mezclado en seco no logrará el objetivo del intercambio iónico en su totalidad, pues quedan algunos cristales de sal entre la estructura que se forma al realizar la mezcla, lo que propicia una estructura heterogénea.

3. Se puede emplear como pretratamiento en proporción del 4 al 6% en peso.
4. En el caso de usarla como aditivo y no como pretratamiento, se debe analizar la variación de las propiedades mecánicas de esta arcilla activa estabilizada con sal y compactada a mediano y largo-plazo sujeta a inmersión o flujo de agua, por lapsos de 60 a 90 días.

Se debe aclarar que todos estos trabajos se han realizado con el apoyo de distintos alumnos, los cuales a través de sus trabajos - de tesis han ejecutado los trabajos en el Laboratorio.

A la fecha ya se están haciendo pruebas de laboratorio a mediano-plazo para conocer el comportamiento en cuanto a resistencia y de formación de estos materiales estabilizados.

A t e n t a m e n t e ,

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

M. en I. Gabriel García Altamirano.

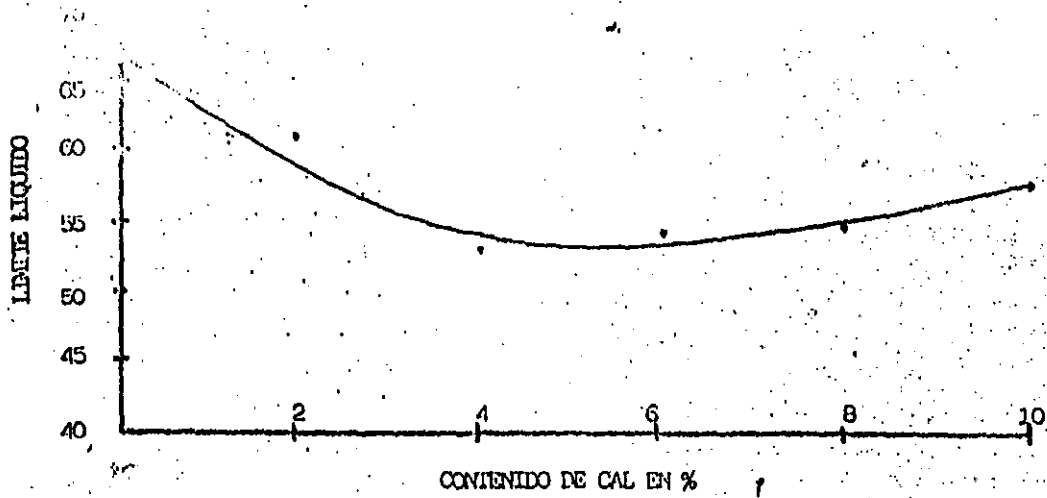


FIG. 1.- VARIACION DEL LIMITE LIQUIDO VS. % DE CAL

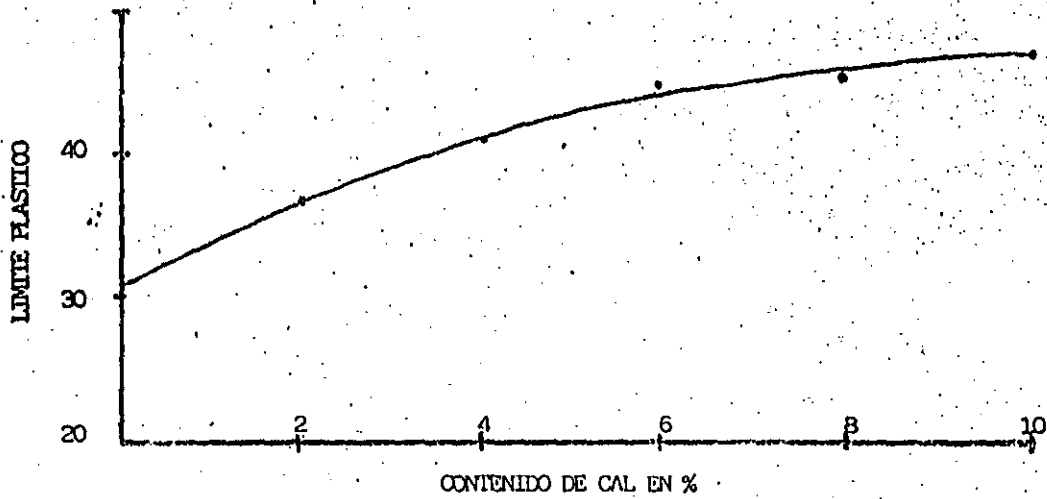


FIG. 2.- VARIACION DEL LIMITE PLASTICO VS. % DE CAL

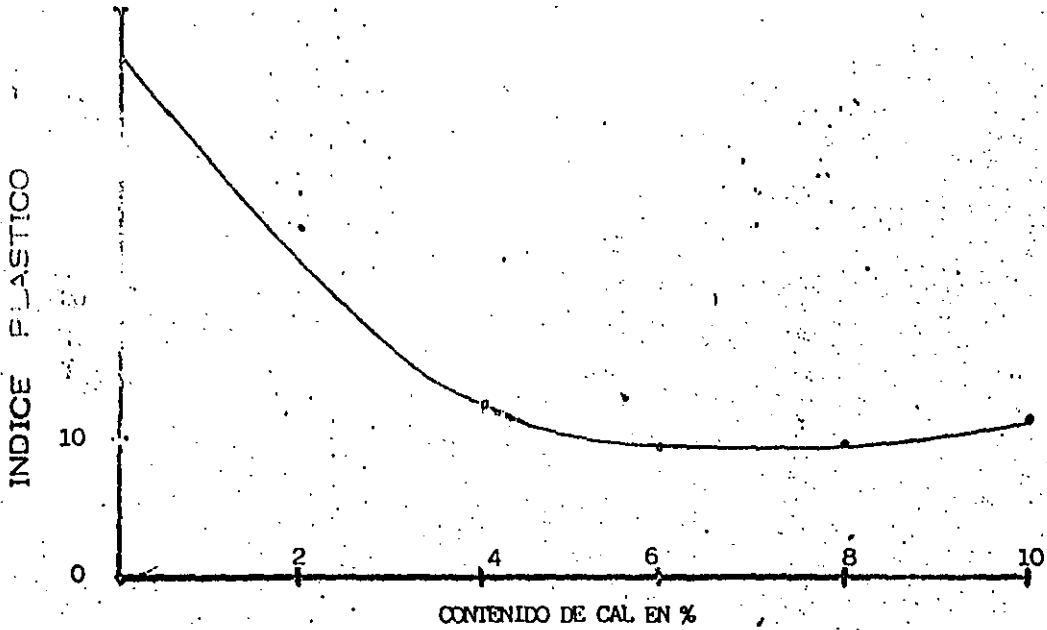


Fig. 3.- Variación del índice plástico vs % de cal.

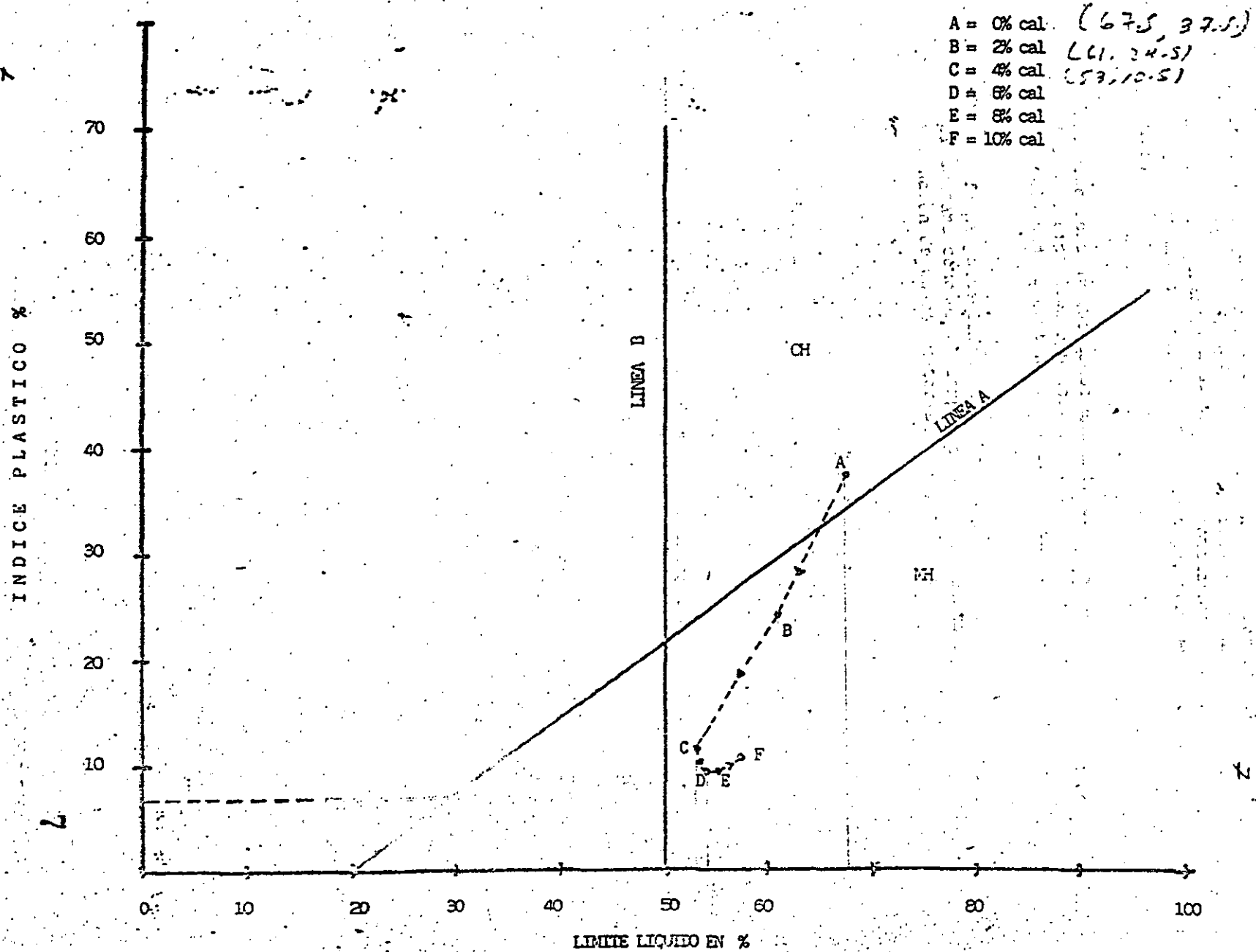
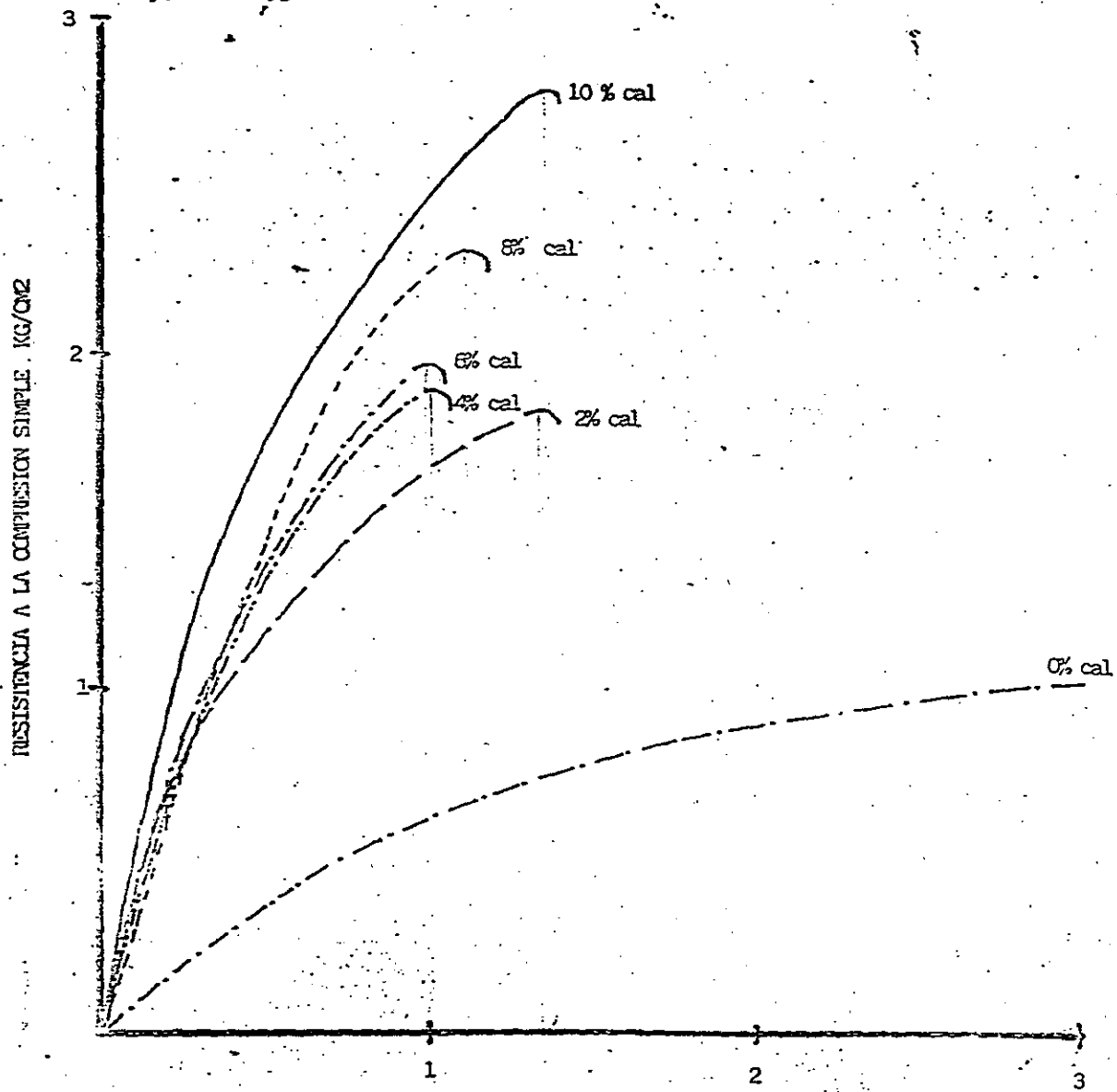


FIGURA 4. CLASIFICACION SUCS VS % DE CAL

Fig. 5.-Resultados de la Prueba de Resistencia a la Compresión Simple

8



for 3 cm

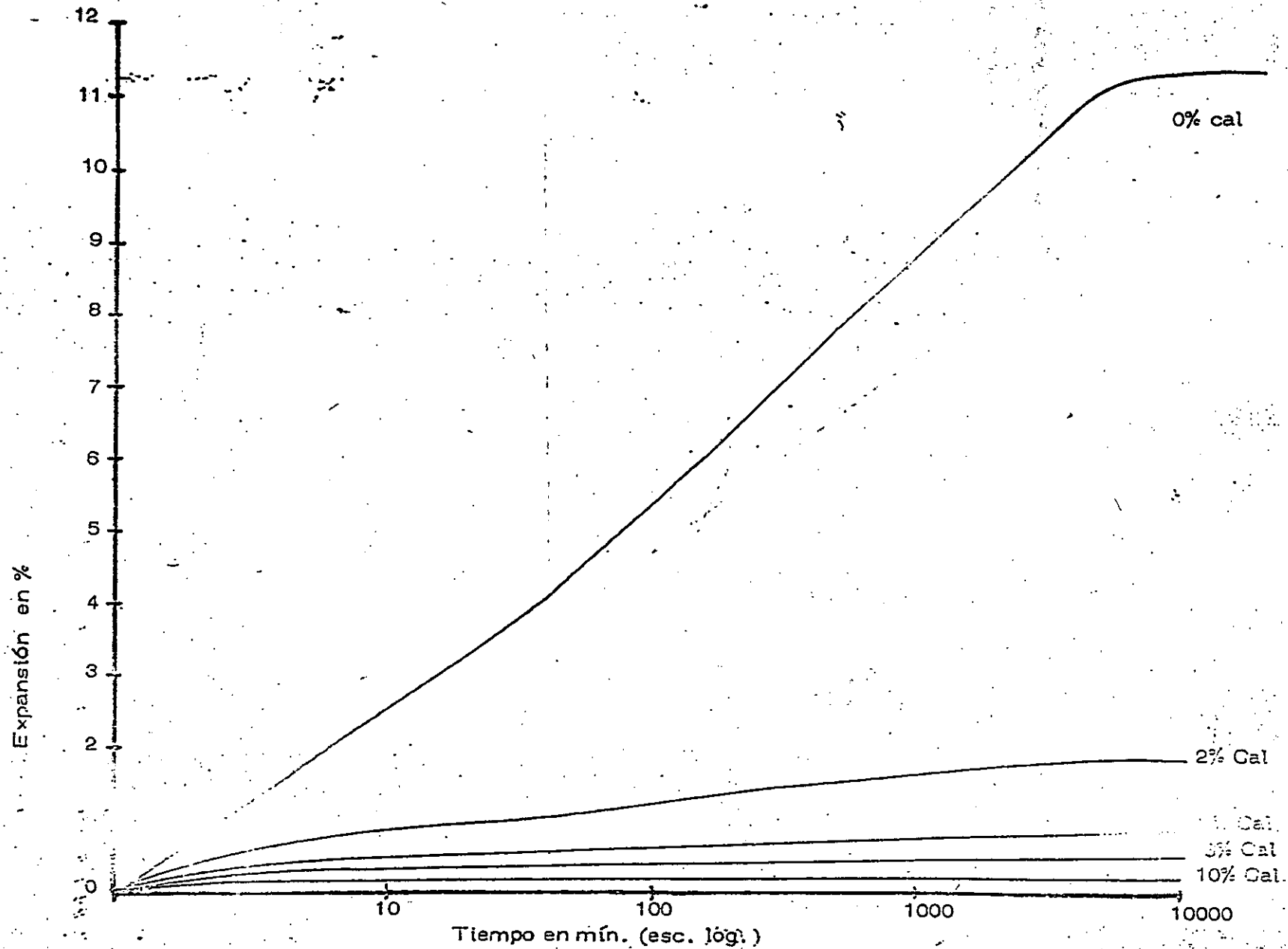


Fig. 6.- Por ciento de expansión vs tiempo para diferentes % de cal.

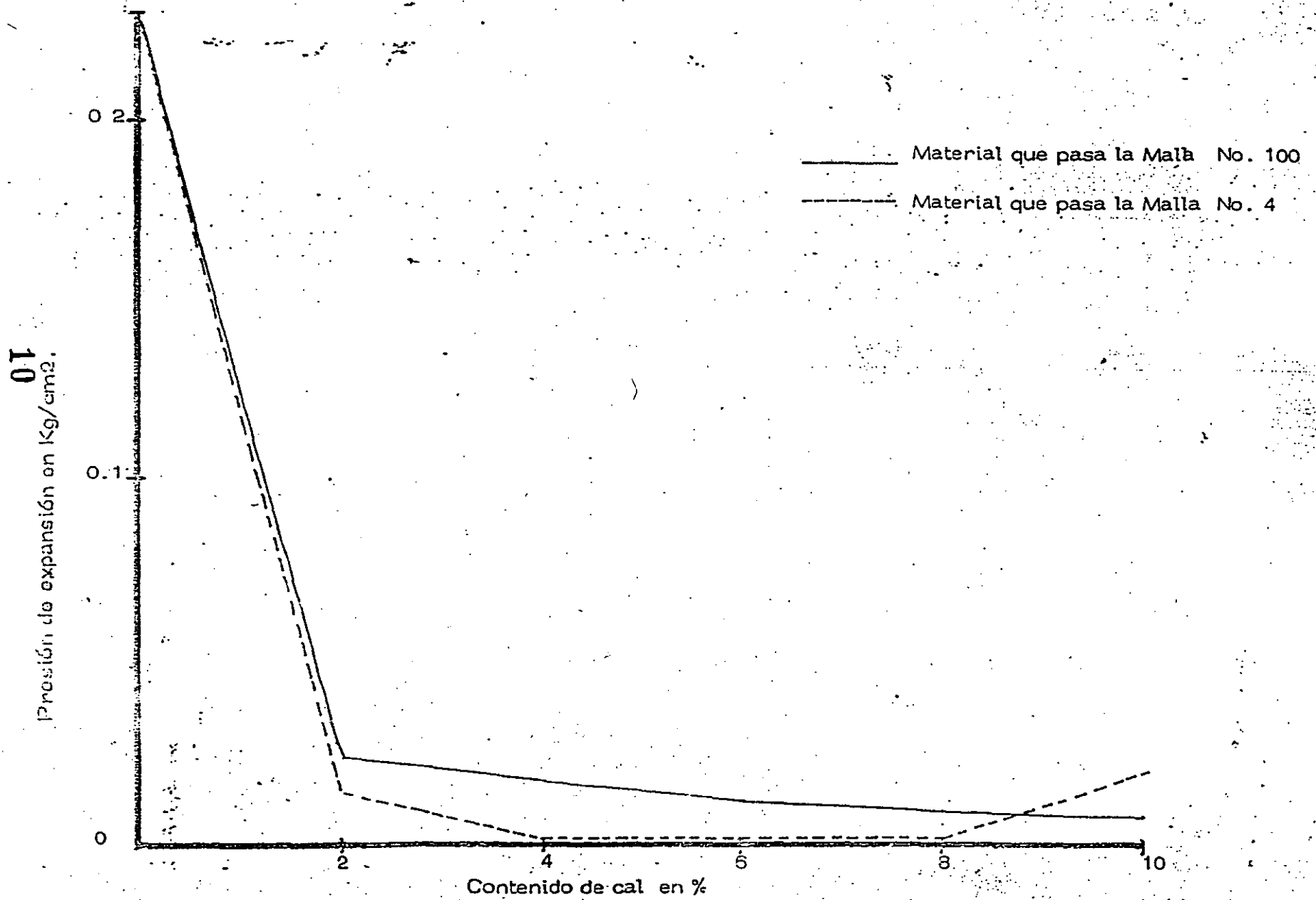
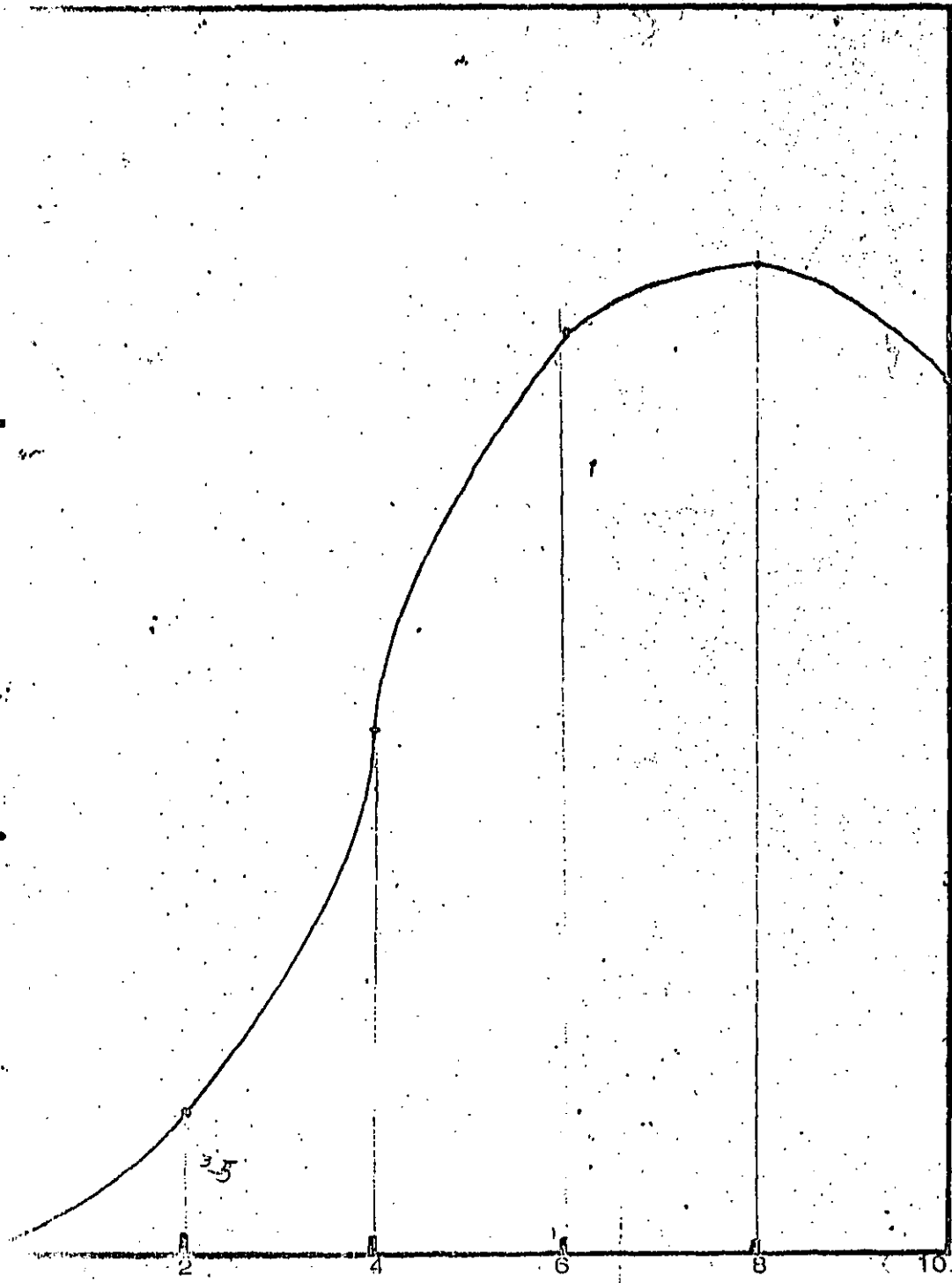


FIG. 7. - Presión de expansión vs porcentos de cal

Valor Relativo de Soporte. %

200

100



Contenido de Cal %

Fig. 8 Valor Relativo de Soporte vs Porcentaje de Cal

PESO VOLUMETRICO SECO
MAXIMO (TON/M3)

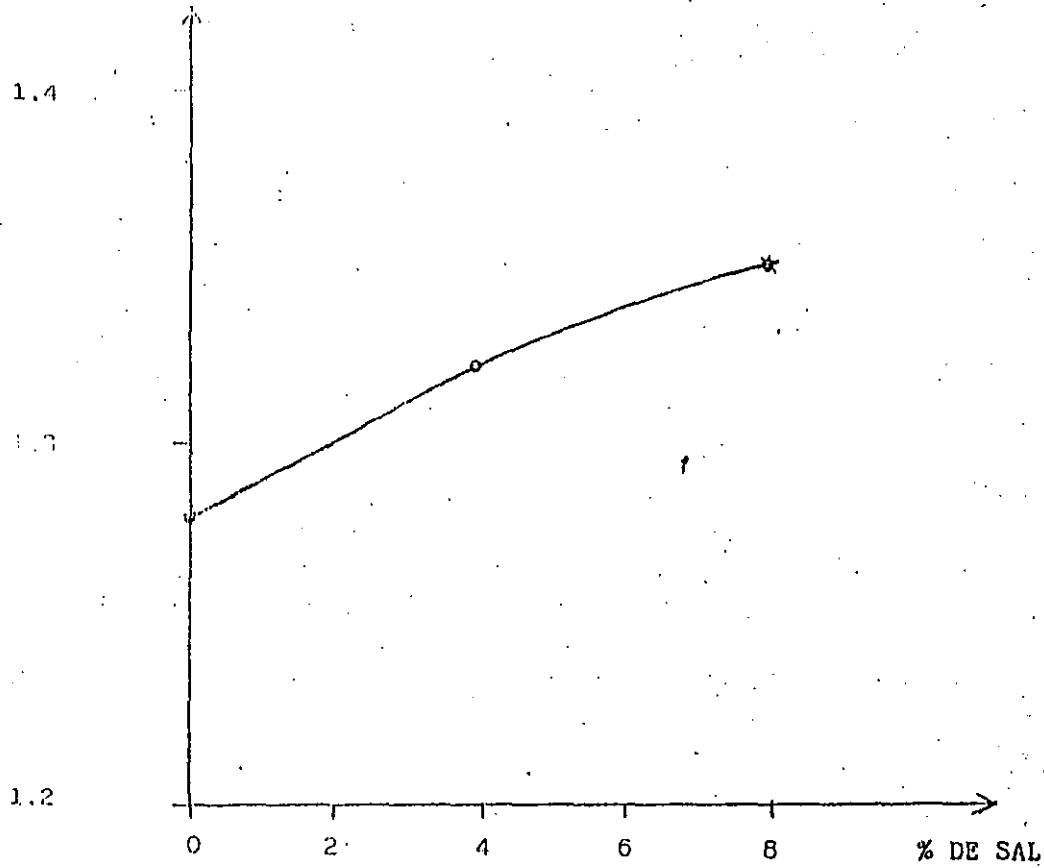


FIG. 9 VARIACION DEL PESO VOLUMETRICO CON EL CONTENIDO DE SAL.

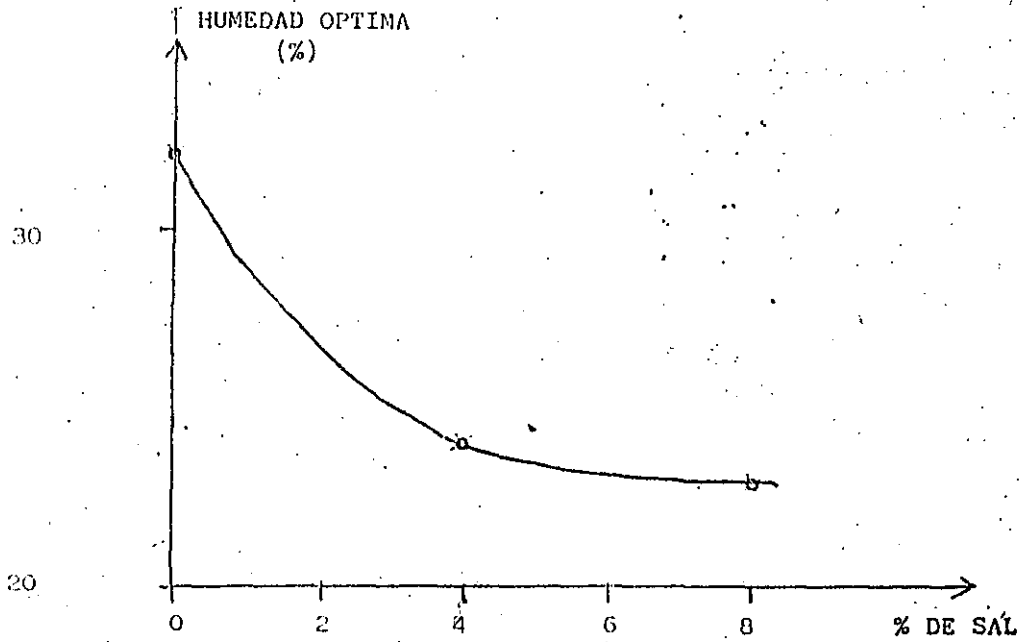


FIG. 10 VARIACION DE LA HUMEDAD OPTIMA CON EL CONTENIDO DE SAL.

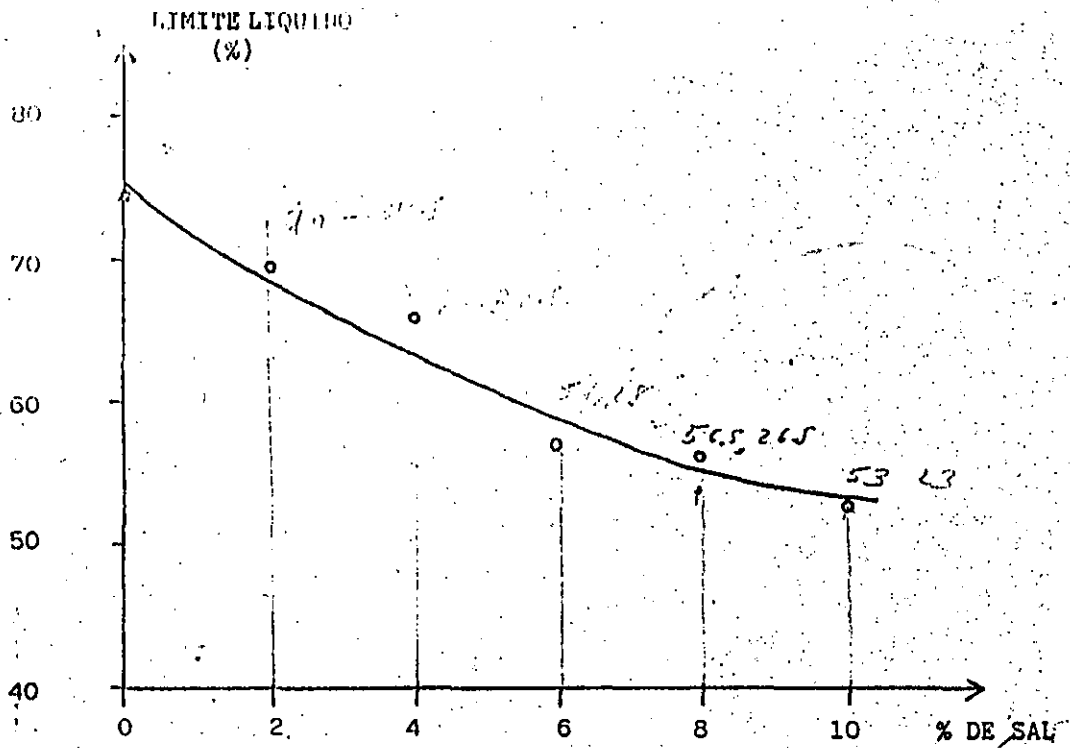


FIG. 11 VARIACION DEL LIMITE LIQUIDO CON EL CONTENIDO DE SAL.

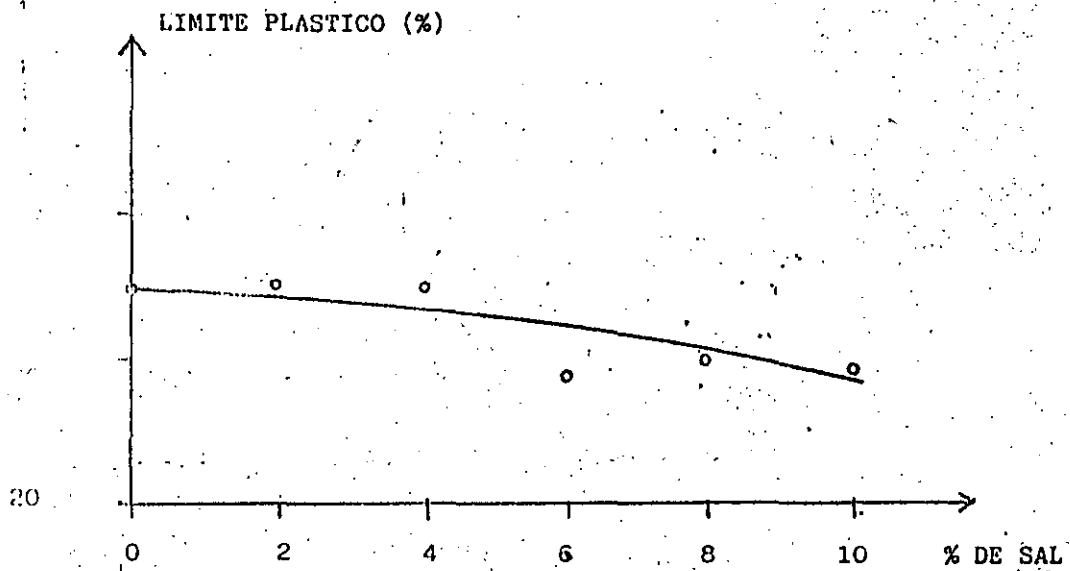


FIG. 12 VARIACION DEL LIMITE PLASTICO CON EL CONTENIDO DE SAL.

ESTABILIZACION DE ARCILLAS EXPANSIVAS CON SAL

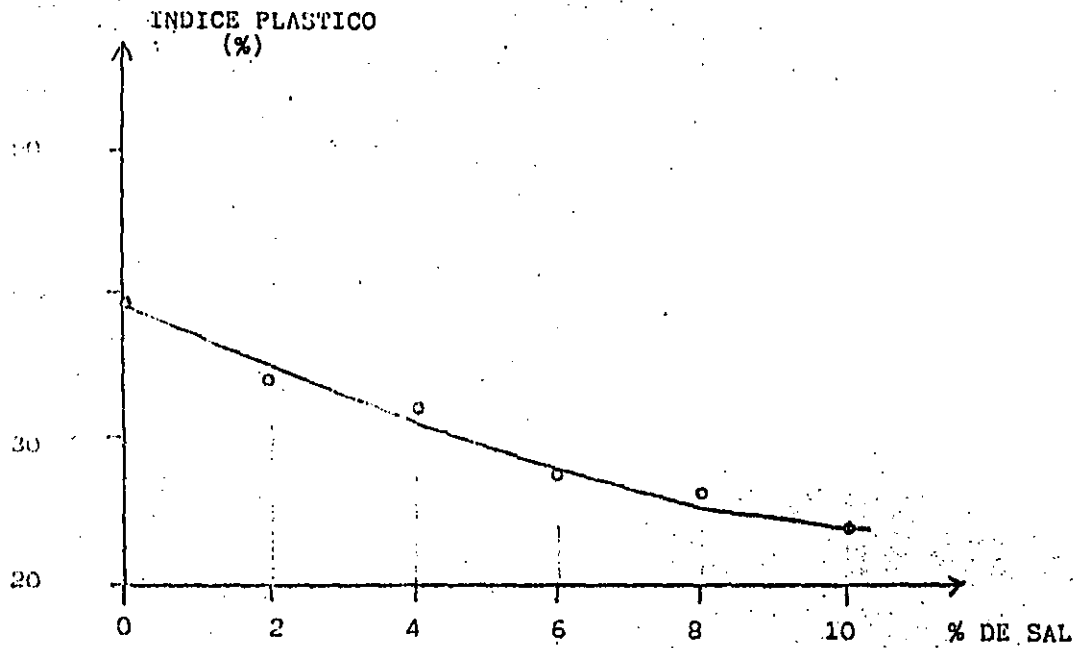


FIG. 13 VARIACION DEL INDICE PLASTICO
CON EL CONTENIDO DE SAL

ESTABILIZACION DE ARCILLAS EXPANSIVAS CON SAL

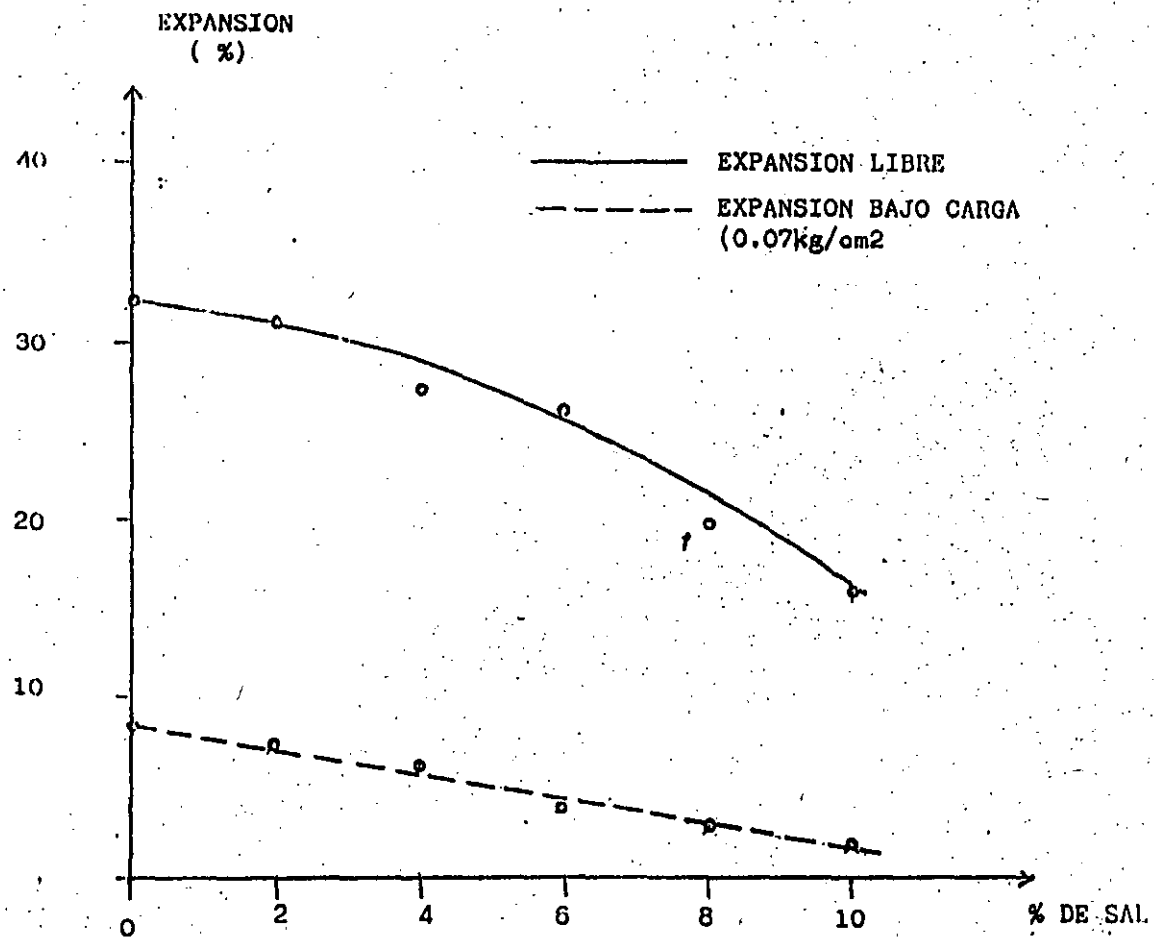


FIG. 14 VARIACION DE LA EXPANSION LIBRE Y DE LA EXPANSION BAJO CARGA CON CONTENIDOS DE SAL.

ESTABILIZACION DE ARCILLAS EXPANSIVAS CON SAL