

01163.  
lej.  
3



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

Facultad de Ingeniería  
División de Estudios de Posgrado

**COMPORTAMIENTO MECANICO DE UNA ARENA  
DE POMEZ SATURADA**

**T E S I S**

Que para obtener el grado de:

**MAESTRO EN INGENIERIA**

**MECANICA DE SUELOS**

**P r e s e n t a :**

**ALBERTO PORRAS LOPEZ**

México, D. F.

1984

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

# CONTENIDO

I.	INTRODUCCION	1
I.1	IMPORTANCIA DEL TEMA	2
I.2	OBJETIVOS	2
I.3	ALCANCE	3
II.	ANTECEDENTES	3
II.1	TRABAJOS EN ARENAS DE POMEZ	3
III.	CONSIDERACIONES GEOLOGICAS	6
III.1	ARENA PUMITICA DE LA CIUDAD DE GUADALAJARA.	7
IV.	CARACTERISTICAS DE LA ARENA	9
IV.1	PROPIEDADES INDICE	13
IV.2	ROMPIMIENTO DE GRANOS	15
IV.3	EFECTO DE LA SATURACION	16
IV.3.1	Influencia del agua y la rugosidad	19
V.	PROGRAMA EXPERIMENTAL	21
V.1	HIPOTESIS DE PARTIDA	21
V.2	NUMERO Y TIPO DE ENSAYES REALIZADOS	21
V.3	EQUIPO Y DESCRIPCION DEL MATERIAL ENSAYADO	22
V.3.1	Sistema de compresión triaxial	22
V.3.2	Equipo de compresión unidimensional	24
V.3.3	Material ensayado	24
V.4	METODOS DE FORMACION Y ENSAYE DE ESPECIMENES	26
V.4.1	Compresión triaxial. Estado saturado	26
V.4.2	Compresión triaxial. Estado seco	31
V.4.3	Compresión unidimensional. Estado saturado	33
V.4.4	Compresión unidimensional. Estado seco	34

<b>VI.</b>	<b>RESULTADOS</b>	<b>35</b>	
	<b>VI.1</b>	<b>COMPORTAMIENTO EN ESTADO SECO</b>	<b>35</b>
	<b>VI.2</b>	<b>COMPORTAMIENTO EN ESTADO SATURADO</b>	<b>47</b>
<b>VII.</b>	<b>CONCLUSIONES</b>	<b>52</b>	
	-	<b>REFERENCIAS</b>	
	-	<b>TABLAS Y FIGURAS</b>	
	-	<b>ANEXO 1. DETERMINACION DE LA DENSIDAD DE SOLIDOS Y LA RELACION DE VACIOS REAL DE LA ARENA POMEZ</b>	
	-	<b>ANEXO 2. FORMACION DE MEMBRANAS DE LATEX.</b>	
	-	<b>SIMBOLOGIA EMPLEADA</b>	

## RESUMEN

Se presenta un estudio sobre las propiedades esfuerzo-deformación y de resistencia de una arena pumítica (comúnmente llamada "jal"), obtenida en la ciudad de Guadalajara.

Se analizan resultados de ensayos triaxiales realizados en probetas de 7 cm de diámetro y 15 cm de altura, empleando dos grados de compactación relativa (semi-compacto y muy compacto). Adicionalmente se proporciona información sobre dos ensayos de compresibilidad efectuados en especímenes en los que se conservó constante la compactación relativa. En todos los casos, las pruebas se llevaron a cabo tanto en estado seco como en estado saturado.

Fundamentalmente se concluye que el rompimiento de granos y el nivel de esfuerzos aplicado, afectan la resistencia y la deformabilidad del material, pero la saturación no tiene efecto sustancial a corto plazo.

## **I INTRODUCCION**

Las propiedades mecánicas de los suelos son de los aspectos más importantes y útiles dentro de la mecánica de suelos, para resolver problemas de ingeniería civil tales como estabilidad de excavaciones, túneles, terraplenes, empujes de tierra y capacidad de carga en cimentaciones.

En el presente trabajo, se estudia como tema central la resistencia al corte de una arena de pómez, observando las variaciones que sufre esta propiedad al hacer intervenir factores como la saturación y el nivel de esfuerzos aplicado.

Es útil mencionar que esta tesis representa un complemento al estudio desarrollado por Zepeda (1982), y el tema queda comprendido dentro del contexto de la mecánica de los medios granulares.

## **1.1 IMPORTANCIA DEL TEMA**

El estudio de los materiales pumíticos desde el punto de -- vista de sus propiedades mecánicas, es algo a lo que no se ha dado mucha difusión. Esto se pone de manifiesto en la li-  
teratura, ya que cuando surge el tema de gravas o arenas pu-  
míticas solo se mencionan sus propiedades índice y muy es-  
cuetamente sus características mecánicas. En el capítulo II se tratan con detalle algunos antecedentes al respecto.

Por otro lado, el rompimiento de partículas se ha estudiado por lo general, mediante el empleo de cámaras triaxiales pa-  
ra altas presiones de confinamiento. El material pumítico, en cambio, ofrece la ventaja de trabajar con equipo conven-  
cional de laboratorio pudiendo observar el rompimiento de -  
granos a bajos niveles de esfuerzo relativamente, debido a la baja resistencia a la ruptura de las partículas.

Ante las perspectivas anteriores, se consideró de interés - el tema, haciendo hincapié al mismo tiempo que implica la -  
continuidad de una línea de investigación, y por lo tanto - así deben manejarse los datos obtenidos, es decir, dada la  
variedad de factores que influyen en los resultados, se es-  
tima conveniente continuar con el estudio en otra etapa del mismo, ampliando el programa de ensayos, considerando otras variables y, en su caso, adecuarlo al problema en particu--  
lar que interese.

## **1.2 OBJETIVOS**

Los objetivos son:

a) Determinación de las propiedades esfuerzo-deformación y

de resistencia de la arena de pómez ("jal" de Guadalajara) en estado seco y en estado saturado.

- b) Estudiar el rompimiento de granos en los dos estados mencionados, a niveles de esfuerzo comprendidos entre 0.5 y 6.0 kg/cm<sup>2</sup>.
- c) Estudio de la resistencia al esfuerzo cortante en el mismo intervalo de esfuerzos, así como la influencia del -- rompimiento de granos y la saturación en la envolvente - de Mohr-Coulomb.

### I.3 ALCANCE

Se proporcionan datos cuantitativos acerca del comportamiento mecánico y de algunas propiedades índice de la arena pumítica. La tesis no contempla el estudio de los efectos de escala, granulometría ni forma de los granos.

La información que se presenta corresponde a la observación e interpretación de los fenómenos exhibidos por las muestras de arena, durante la etapa experimental.



## II ANTECEDENTES

### II.1 TRABAJOS EN ARENAS DE POMEZ

Conviene mencionar, en primer término, el trabajo de Saborío, Gómez, Muro y Girault (1970), el cual presenta información sobre las propiedades índice y parámetros de resistencia de los depósitos pumíticos superficiales de la ciudad de Guadalajara, en el estado de Jalisco.

Entre otros datos, en dicho artículo se mencionan pesos volumétricos secos que varían entre 0.75 y 1.28 ton/m<sup>3</sup>; relaciones de vacíos entre 0.84 y 1.62 (en donde se incluyen los vacíos del grano mismo); densidades de sólidos que varían entre 2.35 y 2.4, y ángulos de fricción interna de 35° a 40° con una cohesión nula en materiales limpios de finos.

Entre las partículas de pómez se encontraron partículas de obsidiana muy pequeñas. También se hicieron análisis granulométricos antes y después de la aplicación de una presión vertical de 140 kg/cm<sup>2</sup> con el fin de observar el rompimiento de granos.

Marsal (1971), en una conferencia sobre suelos pumíticos dictada en la Ciudad de Guadalajara, comenta acerca de las propiedades mecánicas de las arenas de pómez y discute los resultados obtenidos por Saborío y sus colaboradores, exponiendo, además, conceptos relacionados con las fuerzas de contacto entre partículas, y un planteamiento teórico sobre la rotura de granos.

Padilla y Zambrano (1978), mencionan el empleo de materia-

les pumíticos en terracerías de carreteras, por lo que las pruebas de laboratorio realizadas se encaminan a obtener datos propios de estudios de pavimentos y terracerías. Se destaca, asimismo, el buen comportamiento de los "jales" como material de construcción de este tipo de obras, haciendo notar, no obstante, la dificultad que ofrece para el control de compactación debido a la naturaleza degradable de las -- partículas de pómez.

Zepeda (1982), por su parte, analiza las propiedades de es-fuerzo-deformación y resistencia de una arena pumítica obtenida del norte de la ciudad de México.

El estudio se lleva a cabo efectuando pruebas triaxiales en tres diferentes compacidades relativas, en especímenes de - 3.6 cm de diámetro y 9 cm de altura y en estado seco exclu-sivamente.

También se analizan las propiedades de compresibilidad rea-lizando algunos ensayos de oedómetro (compresión unidimen--sional). Se observa y cuantifica el rompimiento de granos y su efecto en la resistencia y deformabilidad del material - pumítico; pero no se estudian los efectos de granulometría, saturación, escala, mineralogía ni forma de los granos. Adi-cionalmente se comenta sobre las propiedades de expansión - de la arena cuando se somete a un cierto alivio de esfuer--zos provocado, por ejemplo, por la descarga que induce una excavación.

### III CONSIDERACIONES GEOLOGICAS

La punicita o piedra pómez es una roca ígnea extrusiva comprendida en el grupo de las rocas piroclásticas y es, asimismo, una espuma de vidrio con una gran cantidad de cavidades formadas por los gases al escaparse de un magma viscoso en proceso de enfriamiento rápido. Debido a que muchas de esas cavidades son tubos pequeños y serpenteantes, algunos de ellos sellados, la piedra pómez puede flotar en el agua por mucho tiempo.

Sus propiedades físicas difieren de las otras rocas ígneas extrusivas que se forman por un enfriamiento rápido o lento de magma, debido a que la piedra pómez se origina por la acumulación de material detrítico expulsado al aire por un volcán y depositado al caer en tierra, lagos o mares. Es decir, las partículas de lava o magma se convierten en espuma por la acción de los gases que provocan su expansión y posteriormente son lanzados al aire ya sea en forma de partículas sólidas o aún en forma de partículas de magma (las cuales se solidifican en el aire mismo conjuntamente con un rápido escape de gases), para ser depositadas después.

Según la actividad del aparato volcánico individual, y según el magma contenido en él, las erupciones producen cenizas, pómez, brechas, avalanchas ardientes o lavas.

Las lavas descienden fluyendo lentamente por los flancos del cono; por lo contrario las brechas y cenizas se producen por explosiones más violentas y se dispersan a mayores distancias del cráter, siendo a veces arrastradas a decenas de kilómetros del volcán. Las erupciones más violentas, por fin producen piedra pómez depositándose ésta en forma de lluvias hasta distancias muy alejadas del cráter.

### III.1 ARENA PUMITICA DE LA CIUDAD DE GUADALAJARA

El material empleado en el presente trabajo se obtuvo en el sur de la ciudad de Guadalajara, según se indica marcado en la carta geológica que se muestra en la figura 1.

Las muestras de arena fueron obtenidas de un banco de material compuesto en su mayor parte de material pumítico blanquecino ("jal"), mezclado con un porcentaje apreciable de pequeñas partículas sólidas que probablemente fueron arrancadas de las paredes del conducto volcánico durante las erupciones y depositadas simultáneamente con la arena o grava de pómez. Se estima que este material accesorio es de tipo riolítico o andesítico.

Con los materiales mencionados, también se encontraron partículas de obsidiana (vidrio volcánico natural) de hasta 2 cm de dimensión máxima.

La mayor parte de los depósitos superficiales en la cuenca y bajo el área urbana de la ciudad de Guadalajara, son de origen piroclástico y son gravas y arenas pumíticas que se atribuyen al Cenozoico superior, producto posiblemente de las erupciones de los volcanes que forman la "Sierra de la Primavera" localizada al oeste de la ciudad, (fig.1). Estos depósitos corresponden a las fases explosivas de erupciones con abundancia de gases, lo que da la textura esponjosa de la pómez de este lugar, aunque también se encuentran texturas fibrosas o filiformes o astillosas en otros sitios de la ciudad.

En el caso particular del material que nos ocupa, la textura es de tipo esponjoso (poroso), y de las observaciones realizadas en láminas delgadas de petrografía, se deduce

una matriz formada por vidrio volcánico en su totalidad, --  
conteniendo en ella algunos fragmentos de feldespatos y de  
cuarzo anhedral (no exhibe su forma cristalográfica; se so  
pacha que se formó en la última fase de la historia de la -  
roca ígnea) microcristalino. También se detectaron algunos  
fragmentos aislados de plagioclasas.

#### IV CARACTERISTICAS DE LA ARENA

La experimentación en arenas, gravas y enrocamientos en general, se refiere casi siempre a la ejecución de pruebas triaxiales de compresión hechas aumentando el esfuerzo axial, lo cual es representativo hasta el momento, de los fenómenos que ocurren con más frecuencia en la práctica.

La información que se obtiene de este tipo de ensayos, se relaciona fundamentalmente con la resistencia al esfuerzo cortante del material.

La etapa experimental de este trabajo comprende pruebas triaxiales de compresión y ensayos con oedómetro.

Como sabemos, la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares es el resultado de la acción de fuerzas friccionantes desarrolladas en los contactos granulares, combinada con el efecto de rodamiento de los granos. Por lo tanto, es importante reconocer que las arenas son medios discretos bi o trifásicos, formados por fragmentos de roca, aire y agua, (Marsal 1963).

Para aplicar en forma estricta esta idea, los mecanismos de fricción se deben considerar actuando precisamente en los puntos de contacto. De acuerdo con esto, se ha demostrado que cuanto mayores en tamaño sean las partículas, menor será el número de puntos de contacto, y por lo tanto mayores serán las concentraciones de presión en ellos. Análogamente, los puntos de contacto aumentan con mejores distribuciones granulométricas.

Este concepto es importante cuando se relaciona con la resistencia individual de las partículas, ya que cuando se alcanzan elevados niveles de presión, las partículas pueden deformarse y romperse, tal es el caso de la arena de pómez donde este fenómeno se hace notorio aún a niveles bajos de esfuerzo.

La resistencia de una masa de suelo friccionante depende -- principalmente de las siguientes características:

- a) Compacidad relativa (o relación de vacíos).
- b) Forma de los granos
- c) Distribución granulométrica
- d) Resistencia individual de las partículas
- e) Tamaño de las partículas
- f) El nivel de esfuerzos aplicado

En algunos tipos de suelos, la saturación también es factor determinante en la resistencia del material, (K. Lee, B. -- Seed y P. Dunlop, 1967).

Se considera que la relación de vacíos y el nivel de esfuerzos aplicado (presión de confinamiento), son los factores más importantes. El tamaño, la forma y la granulometría de las partículas integran un grupo de factores que hacen que la resistencia de un suelo difiera de la de otro, incluso para la misma presión de confinamiento.

En un suelo granular, la resistencia al deslizamiento en cada punto de contacto es proporcional a la fuerza normal en dicho contacto y por lo tanto la resistencia total aumenta con la presión confinante. La trabazón de las partículas, por otro lado, también contribuye a la resistencia general. Esta trabazón o encaje disminuye al aumentar la presión de

confinamiento, ya que las partículas se aplastan en los puntos de contacto, se rompen los bordes agudos y las partículas se parten. Entonces, esta situación hace que el comportamiento mecánico de los suelos granulares no sea rigurosamente comportamiento friccional puro, sino que está influenciado por el efecto que la presión de confinamiento provoca sobre la trabazón de las partículas.

En una arena suelta, al ocurrir un desplazamiento a lo largo de un plano en la masa de suelo, los granos no se traban ni se bloquean entre sí. En este caso la resistencia que se opone a la deformación es predominantemente debida a la fricción; por supuesto para que este fenómeno ocurra, la arena debe estar muy suelta, hecho que, por otra parte, es raro encontrar en la naturaleza a no ser que el depósito de suelo granular sea reciente y se encuentre situado a poca profundidad.

En una arena compacta, la resistencia que se opone a la deformación es una combinación de ambos factores, fricción y trabazón de partículas, tal como ya se anotó arriba.

Es ya conocido el hecho, y la evidencia experimental así lo demuestra, que los especímenes de arena suelta bajo la acción de un esfuerzo desviador disminuyen su volumen y las probetas de arena compacta, lo aumentan.

Cuando el nivel de esfuerzos aplicado es bajo con respecto a la resistencia individual de las partículas, el aumento de volumen en los suelos densos es notorio; si el nivel de esfuerzos aplicado es mayor, el incremento de volumen es menor, pero si se alcanza la resistencia individual de las partículas, el suelo compacto exhibirá un comportamiento si



milar al de una arena suelta. Es decir, la compacidad tiene su mayor importancia a niveles de esfuerzo bajos y su importancia relativa disminuye cuando el nivel de esfuerzos crece (J. Badillo y Rico R., 1977). En otras palabras, el ángulo de fricción interna ( $\beta$ ) de una arena compacta sometida a altos niveles de esfuerzo tiende a ser el mismo que el de una arena suelta.

La compresibilidad, en los medios granulares, es consecuencia de un fenómeno complejo que se produce como resultado de desplazamientos entre partículas, combinado con la rotura de granos, siendo la deformación de las superficies de contacto de poca importancia.

Podemos afirmar, que hasta la fecha, el problema de la compresibilidad es un campo fértil para la investigación, no obstante la valiosa información que algunos investigadores han aportado sobre este fenómeno.

Marsal (1972), afirma que la deformación provocada por un incremento de carga axial ( $\Delta\sigma_a$ ) en una prueba de compresibilidad en materiales granulares, no es instantánea, sino que el reacondo de los granos y la ruptura de algunos de ellos induce a un proceso denominado de "difusión". Esto es, durante la aplicación de cada incremento ( $\Delta\sigma_a$ ) y en un lapso de 5 minutos o menos, ocurre el asentamiento más importante o primario seguido por una ley de deformación que es función lineal del tiempo en escala logarítmica; esta fase de la compresión se llama secundaria y aparece como una sucesión de procesos de difusión menores que el primario y de amplitud decreciente con el tiempo.

El tamaño y la forma de los granos influyen en la compresión

bilidad de los suelos granulares dependiendo del nivel de esfuerzos. Esto significa que cuando el nivel de esfuerzos es tal, que cobra importancia el rompimiento de granos, será más compresible un suelo con partículas de forma angulosa que uno con granos de forma redondeada. Si los niveles de esfuerzo son bajos, en donde el fenómeno que cobra importancia es el deslizamiento relativo de granos, el suelo con granos de forma redondeada será más compresible que un suelo que contenga granos de forma angulosa.

Por otro lado, los granos de tamaños mayores son más fáciles de romper que los granos pequeños, además de que a mayor tamaño de granos, mayores son las presiones de contacto para una misma presión de confinamiento, o sea, que a mayor tamaño de grano, menor será el número total de puntos de contacto en donde la carga tenga que distribuirse. También interviene el efecto de escala, cuya influencia se hace evidente al aumentar el tamaño de los granos, ya que entre mayor es el volumen del fragmento de roca, mayor es la probabilidad de que contenga debilidades, tales como fisuras, grietas o poros. Concluimos, entonces, que una arena con granos grandes es más compresible que otra constituida por granos pequeños, en igualdad de circunstancias.

#### IV.1 PROPIEDADES INDICE

Como podemos ver, las características índice que más interesan en la investigación del comportamiento de un suelo granular, son: el tamaño y la forma de los granos, la relación de vacíos, la densidad de sólidos, la ruptura de granos y la compacidad relativa.

Cualitativamente se discutió ya acerca de la influencia del tamaño y forma de los granos sobre las características de

la arena. Ahora bien, dependiendo del carácter de las inves tigaciones, es útil conocer hasta qué grado son comparables cuantitativamente las áreas superficiales y los volúmenes - de las esferas circunscritas por los granos del suelo, cuando son calculados con los diámetros nominales y cuando se - emplean valores reales medidos, (entendiendo como diámetro nominal la abertura de malla por la que pasan las partícu-- las). Es decir, cuando se emplean diámetros nominales para calcular las características mencionadas, los resultados -- pueden no ser representativos de las condiciones reales; -- pues no obstante que la relación entre la dimensión prome-- dio del grano y el diámetro nominal se acerca a la unidad, las discrepancias generan errores significativos (Marsal -- 1963). Para corregir esas discrepancias se utiliza una rela-- ción volumétrica llamada "Factor de Forma".

Con el factor de forma es posible conocer el número de granos por unidad de volumen, de superficie o de longitud, según interese, en una muestra de suelo en la que se conozca además la relación de vacíos "e" y la dimensión promedio de las partículas " $d_m$ ".

La representación más simple del factor de forma, es: (Mar-- sal, 1963)

$$r_v = \frac{v_m}{\frac{1}{6} \pi d_m^3}$$

Donde:

$r_v$  = Factor de forma

$v_m$  = Volumen medido de granos

$d_m$  = dimensión promedio de granos

Fumagalli (1969), por otro lado, emplea un coeficiente de - forma definido por:

$$C_f = \frac{\frac{n}{6} \frac{P_m}{S_g}}{\frac{n}{6} \frac{\pi}{6} D_m^3}$$

Donde:

$C_f$  = Coeficiente de forma

$P_m$  = Peso de un grano "m", con una gravedad específica " $S_g$ " y un diámetro máximo " $D_m$ ".

$n$  = Número de granos

Es decir,  $C_f$  es la relación entre el volumen de los granos y el volumen de las esferas circunscritas por ellos.

En esencia, las expresiones anteriores son semejantes, sólo que mientras la primera ecuación sirve de base en la determinación del número de contactos de una masa de suelo granular, la segunda se establece como parte de los requisitos a ser cumplidos para simular satisfactoriamente un suelo natural de enrocamiento mediante modelos pequeños de laboratorio. (La determinación de factores de forma sale del alcance de esta tesis).

La relación de vacíos y la densidad de sólidos se discuten ampliamente en el anexo 1, enfocando estos conceptos a la estructura peculiar de las partículas de arena pumítica.

#### IV.2 ROMPIMIENTO DE GRANOS

Durante el proceso de carga de un material granular, la distribución granulométrica sufre cambios apreciables, debido al rompimiento de granos. Este fenómeno depende de los siguientes factores:

- 1.- Heterogeneidad (composición mineralógica)
- 2.- Defectos (fisuras o poros)
- 3.- Resistencia individual de las partículas
- 4.- Concentración de los esfuerzos en los contactos
- 5.- Nivel de esfuerzos aplicado

Para medir la rotura de granos, es necesario conocer las -- granulometrías inicial y final en cada ensaye realizado.

Marsal (1969), propone como medida del rompimiento de gra-- nos, el siguiente método:

Además de las curvas granulométricas del material, se regis-- tran y grafican las diferencias  $\Delta w_k = W_{ki} - W_{kf}$  Donde  $W_{ki}$  y  $W_{kf}$  son los pesos (en %) inicial y final, respectivamente, retenidos en la misma malla "k". La suma algebraica de los valores de  $\Delta w_k$  debe ser igual a cero.

Se propone, entonces, el parámetro "Bg" como una medida de la fragmentación de los granos, siendo igual a la suma de -- los valores positivos de  $\Delta w_k$  en porciento. Este parámetro -- representa aproximadamente el peso de las partículas, en -- porcentaje, que han sufrido rotura. Cabe aclarar, que Bg no da una idea de todas las transformaciones que se desarro--- llan en la fase sólida, aunque sí proporciona algunas indi-- caciones del proceso general de fragmentación (Marsal 1967).

#### IV.3 EFFECTO DE LA SATURACION

La influencia de la saturación en las propiedades mecánicas de las arenas, es una variable que debe ser investigada más a fondo, pues en la actualidad aún no hay leyes fenomenoló-- gicas que definan con precisión lo que realmente ocurre ---

cuando un material granular se satura. Es decir, los estudios que se han efectuado al respecto, revelan que para algunos suelos la saturación afecta significativamente sus propiedades de resistencia, mientras que para otros este efecto es prácticamente despreciable.

De la investigación sobre el efecto del humedecimiento en las deformaciones de una masa granular, Marsal (1972), informa cambios bruscos en las curvas "relación de vacíos-presiones", al saturar especímenes de enrocamientos y gravas, a determinados niveles de esfuerzo en ensayos de compresibilidad.

En tal investigación se efectuaron también ensayos triaxiales tanto de compresión como de extensión, con diferentes contenidos de agua; pero no se informa acerca de alguna variación en la resistencia, ya que en el programa de pruebas triaxiales el objetivo principal no era observar el efecto de la saturación.

Los primeros trabajos realizados en Harvard y en el Instituto Tecnológico de Massachusetts sobre la resistencia al esfuerzo cortante en arenas, demostraron que la variación en el contenido de agua de las arenas no provoca diferencia alguna en su resistencia. D.W. Taylor (1947), por otro lado, también establece que el agua no actúa como lubricante dentro de la masa del suelo.

Sin embargo, Zeller y Wullimann (1957) y Zeller (1966), presentan resultados de pruebas triaxiales de grava gruesa bien graduada, en donde la resistencia drenada de especímenes secos fue del 10% al 30% mayor que la resistencia de especímenes con un 5% de contenido de agua (el suelo contenía

cuarzo, feldespatos y mica). La reducción de la resistencia se atribuyó a un efecto lubricante en las superficies de -- contacto de los granos.

Los ensayos triaxiales de compresión efectuados por Bishop y Eldin (1953), también muestran que el ángulo de fricción fue sustancialmente menor para las muestras saturadas que -- para las muestras secas. (La máxima diferencia fue de 5° co rrespondiente al caso de arena compacta).

Nash (1953), efectuó pruebas de corte directo en arena fina cuarzosa y no encontró ninguna variación en la resistencia entre ensayos en seco y en condición saturada.

Horn y Deere (1962), al investigar las características fric cionantes de minerales, encuentran que el agua incrementa - el coeficiente de fricción entre las superficies lisas de - bloques de cuarzo; pero no detectaron ninguna variación en la resistencia de arena cuarzosa al aumentar el contenido - de agua . Estos investigadores afirman que la presencia - del agua entre las superficies de deslizamiento de minera-- les con estructura cristalina masiva como el cuarzo y los - feldespatos, aumenta el coeficiente de fricción; pero el -- efecto contrario se observa cuando se trata de minerales de estructura laminar como la mica. El efecto antilubricante, sin embargo, decrece con la rugosidad de las superficies de deslizamiento.

Con base en estudios experimentales y observaciones de ca-- sos reales, se ha confirmado que el agua también influye en la compresibilidad de algunos suelos granulares. Es decir, con la adición del agua, la compresibilidad aumenta, debido fundamentalmente al aumento de rotura de granos.

Por último, K. Lee, B. Seed y P. Dunlop (1967), encuentran una franca reducción en la resistencia de una arena compuesta por partículas de cuarzo y mica, debido al efecto de la saturación. Los datos proporcionados indican también que la adición del agua provoca un debilitamiento de las partículas y, en consecuencia, un aumento en la rotura de las mismas, no obstante que un suelo de tales características podría considerarse como inerte.

En resumen, todo lo anterior manifiesta la incertidumbre -- que aún existe en torno al efecto de la saturación en los suelos granulares, y al mismo tiempo, muestra la importancia de analizar en cada caso este fenómeno, tomando en cuenta que casi siempre existirá la posibilidad del humedecimiento del suelo.

#### IV.3.1 INFLUENCIA DEL AGUA Y LA RUGOSIDAD

En el capítulo II, se menciona que las partículas de arena pumítica contienen granos de cuarzo en proporción apreciable; conviene, entonces, comentar la influencia que el agua y la rugosidad superficiales tienen sobre estos minerales.

Los datos experimentales sostienen que la fricción del cuarzo liso varía aproximadamente de  $f=0.2$  a  $f=1.0$  en función del grado de limpieza de la superficie.

En las superficies más contaminadas, el agua aumenta la --- fricción, es decir, actúa como antilubricante. Sin embargo, en las superficies cuidadosamente limpias el agua no tiene ninguna influencia. Esto indica que el agua es intrínsecamente neutra respecto al cuarzo. Pero si existe una capa -- contaminante, como una delgada película de material orgáni-



co, el agua rompe esta capa, reduce su eficacia como lubricante y aumenta por lo tanto la fricción.

Por otro lado, al aumentar la rugosidad de la superficie -- disminuye la influencia del grado de limpieza, de tal forma que una superficie muy rugosa tiene prácticamente el mismo valor de "f" cualquiera que sea la limpieza de la superficie. De aquí se infiere que la capacidad lubricante de la - capa contaminante, disminuye con la rugosidad. (Lambe 1969).

## V PROGRAMA EXPERIMENTAL

Este capítulo comprende la descripción de las actividades - llevadas a cabo en el laboratorio, desde el diseño y funcionamiento del equipo hasta las técnicas de formación, saturación y ensaye de especímenes.

### V.1 HIPOTESIS DE PARTIDA

El programa de ensayos estuvo encaminado a verificar la validez de los siguientes supuestos:

- a) "La saturación afecta sustancialmente la resistencia al corte de la arena pumítica"
- b) "El rompimiento de granos aumenta con la saturación de la arena pumítica".

### V.2 NUMERO Y TIPO DE ENSAYES REALIZADOS.

Se efectuaron:

20 pruebas triaxiales consolidadas drenadas (CD), para dos diferentes estados de compacidad relativa, y 2 ensayos de compresión unidimensional en estado semi-compacto únicamente.

La mitad de los ensayos se hicieron en seco y el resto en condición saturada. Durante la formación de los especímenes se puso especial cuidado en reproducir idénticas características físicas en cada uno de ellos.

En las pruebas triaxiales se usaron especímenes de 7.2 cm -

de diámetro y 15 cm de altura, con un intervalo de presiones confinantes de 0.5 a 6 kg/cm<sup>2</sup>, utilizando en todos los casos el sistema de deformación controlada ( $v=0.225$  mm/min).

La compresión unidimensional se realizó en especímenes de 7.8 cm de diámetro y 5 cm de altura, variando el rango de presiones verticales de 0.0 a 8 kg/cm<sup>2</sup>.

### V.3 EQUIPO Y DESCRIPCION DEL MATERIAL ENSAYADO

#### V.3.1 Sistema de Compresión Triaxial

En la figura 2 se muestra un esquema del equipo que fue acondicionado para llevar a cabo los ensayos. Está compuesto esencialmente de 4 partes: la primera corresponde al sistema de conexiones unido a la base de la cámara, y con el que es posible controlar las condiciones de drenaje del espécimen, la introducción de bióxido de carbono y la medición de presión de poro.

La segunda componente es el sistema de buretas destinadas a registrar los cambios volumétricos de la muestra. En esta parte se incluye el dispositivo de aplicación de contrapresión, medición de la presión de bióxido de carbono y manómetros de mercurio.

La tercera parte corresponde al sistema para aplicación de presión confinante, formado por un recipiente de almacenamiento y alimentación del líquido de confinamiento (glicerina), un vaso de policarbonato, un regulador de presión y un manómetro de mercurio.

La cuarta parte es un cilindro de almacenamiento de bióxido de carbono, de 60 kg/cm<sup>2</sup> de presión a su capacidad máxima.

Para realizar ensayos en seco, el equipo debe operarse como se indica a continuación; se cierran las válvulas 7, 8, 9, 11, 13 y 21, y se introduce por gravedad agua desairada en las buretas IV y V mediante el recipiente alimentador, (hasta la mitad de su capacidad aproximadamente). En estas condiciones las buretas funcionan bajo el principio de vasos comunicantes, y son las únicas que se utilizan en este caso de ensayos en seco. Por último, se conectan las tuberías en (C) y se abren las válvulas 20 y 22 habiendo cerrado previamente la válvula 12 de alimentación de agua.

En el caso de pruebas saturadas, únicamente se cierran las válvulas 6 y 13, se desconecta la tubería en (C) y se drenan las buretas IV y V. Al término de esta operación puede efectuarse la prueba, utilizando solamente las buretas I, II y III.

La aplicación de carga desviadora se llevó a cabo con una máquina de deformación controlada de 5 ton de capacidad. La carga aplicada a la muestra se registró mediante un anillo calibrado, con aproximación de 2 micras, colocado en la parte superior del marco de la máquina, y las deformaciones axiales se midieron con un micrómetro de 0.01 mm cuya punta se apoyó en una placa adosada al vástago de la cámara.

Para medir la presión de poro (verificación del grado de saturación del espécimen al inicio de la prueba), se utilizó un transductor eléctrico colocado inmediatamente después de la válvula 3. Este dispositivo lo integra una celda de presión con una membrana sensible que cuando se deforma por la acción de una cierta presión, transmite una señal eléctrica que se capta mediante un puente de Wheatstone. En este tra-

bajo se ha empleado un transductor del tipo Statham PG.769 y un puente eléctrico modelo V/E-20A s/n 13965 con indicador digital. La presión de poro se obtiene de las lecturas y mediante la curva de calibración ("lectura de puente-presión"), elaborada previamente con ayuda del un manómetro - de mercurio.

### V.3.2 Equipo de Compresión Unidimensional

Las propiedades de compresibilidad de la arena se determinaron utilizando un oedómetro del tipo de anillo fijo, adecuado al tamaño máximo de los granos del suelo. Tal dispositivo, consiste en un anillo de bronce de 78 mm de diámetro interior, 88 mm de diámetro exterior, y 50 mm de altura. El anillo se inserta en una base de acero de 7 mm de espesor dotado con un sistema de drenaje radial (lo cual permitió, además del drenaje, saturar lentamente el espécimen con un flujo ascendente inducido por una pequeña carga hidráulica).

El oedómetro se colocó dentro de un recipiente cilíndrico el cual se llena posteriormente con agua destilada para saturar la probeta. El conjunto completo se coloca a su vez en un banco de consolidación convencional, que se calibra previamente a la ejecución de la prueba. Las deformaciones se miden con un micrómetro con aproximación de 0.01 mm. El esquema del aparato descrito puede verse en la ref. 21. (Zepeda, 1982) .

### V.3.3 Material Ensayado

El material utilizado consistió en arena pumítica de la ciudad de Guadalajara (cap. III), la cual se preparó con -

una misma granulometría en todos los ensayos para garantizar lo mejor posible la homogeneidad y repetibilidad de los especímenes (fig. 3) .

El material obtenido del banco se encontró libre de finos; pero con una cantidad apreciable de partículas de obsidiana y pequeños fragmentos de roca que, se estima, son de origen riolítico o andesítico. Este material accesorio fue eliminado mediante sedimentación en agua aprovechando su diferencia en peso volumétrico con respecto a los granos de pómez. El procedimiento de separación es el siguiente:

El material cribado y dividido en fracciones, pero aún contaminado con las otras partículas, se vierte en la parte superior de una probeta de vidrio de 1000 cm<sup>3</sup>, llena de agua. El pómez se sedimentará muy lentamente e incluso, flotará, mientras el resto se irá al fondo rápidamente. Antes de llegar al fondo, los granos de arena pumítica son retenidos con una malla fina de alambre que los extrae de la probeta y coloca en un recipiente refractario para su secado al horno.

Se utilizó una temperatura del horno de  $\pm 60^{\circ}\text{C}$  y un tiempo de secado de 3 días con el fin de no provocar fisuras o alterar la estructura de las partículas con un secado rápido.

El material así preparado (arena pumítica pura), permite efectuar una mejor interpretación de los resultados de los ensayos.

La arena tiene una densidad de sólidos "aparente"  $S_{sp}=0.773$  (ver anexo 1); y valores de  $C_c=1.11$  y  $C_u=3.17$ . Las relaciones de vacíos máxima y mínima son, respectivamente,  $e_{m\acute{a}x}=0.65$  y  $e_{m\acute{i}n}=0.40$  que corresponden a valores de  $\gamma_{d\acute{m}áx}=0.55 \text{ ton/m}^3$

y  $\gamma_{d\text{mín}} = 0.47 \text{ ton/m}^3$ .

Para determinar la relación de vacíos máxima, se colocó la arena seca dentro de un molde, depositándola por capas y con una altura de caída cero. Para lograr esto, se empleó un tubo cilíndrico con una tapa en su extremo inferior la cual, una vez lleno el tubo con el material necesario para formar una capa, se abría manualmente desde arriba para -- verter la arena en su estado más suelto posible. Cada una de las 10 capas se elaboró conteniendo la granulometría -- elegida para las pruebas.

La relación de vacíos mínima se obtuvo compactando por capas cuidadosamente la arena en el molde, mediante un pisón con punta de hule, dando a la vez, pequeños giros.

El procedimiento propuesto por la ASTM, para la determinación de la  $\epsilon_{\text{mín}}$  no es aplicable para los materiales degradables como el púmez.

#### V.4 FORMACION Y ENSAYE DE ESPECIMENES

Aquí se incluyen los métodos de preparación de especímenes para los dos tipos de pruebas realizadas: compresión triaxial y compresión unidimensional. Se comentan también, en términos generales, las técnicas de ensaye adoptadas.

##### V.4.1 Compresión Triaxial. Estado Saturado

Los especímenes se forman en 10 capas (del mismo peso y -- granulometría cada una), para lograr su homogeneidad. El material secado al horno y expuesto al aire se coloca en -- un molde metálico, partido, de 7.2 cm de diámetro interior y 15 cm de altura, aproximadamente, unido por dos abrazade

ras. El molde se acopla en la base de la cámara triaxial, -  
conteniendo en su interior la membrana que se ajusta a las  
paredes mediante vacío.

Las membranas empleadas son de 0.7 mm de espesor para nive-  
les de esfuerzo hasta  $2 \text{ kg/cm}^2$ , y de 1.35 mm para 4 y 6 ---  
 $\text{kg/cm}^2$ . En el anexo 2 se describe detalladamente la fabrica  
ción de membranas de látex.

En el caso de probetas semi-compactas la arena se deposita  
dejándola caer a través de un embudo, desde una altura de -  
= 15 cm. En especímenes muy compactos, se procede compactan-  
do cada capa con el pisón de punta de hule hasta llenar el  
molde, en forma análoga a la determinación de vacíos mínima.

Una vez lleno el molde, la superficie de la arena se enrasa,  
se nivela y se coloca la cabeza con la piedra porosa supe--  
rior, en la que se sujeta la membrana con dos aro-sellos y  
tiras de hule elásticas.

Para retirar el molde se aplica un vacío de  $0.05$  a  $0.1 \text{ kg/cm}^2$   
a través del conducto de drenaje superior, lo cual equivale  
a una pequeña presión confinante que mantiene intacta la --  
forma de la probeta hasta el momento de aplicar el confina-  
miento con el líquido de la cámara. El vacío se aplica y --  
gradúa por medio de una bomba estando abiertas las válvulas  
8, 9 y 21, y cerradas todas las demás (fig.2).

Hecho lo anterior se coloca el cilindro de lucita, y el con  
junto, a su vez, en la máquina de ensaye. Se llena enton---  
ces la cámara con glicerina, se tapa y se toman las lectu--  
ras iniciales. Se aplica presión confinante de magnitud ---  
igual al vacío que sostiene la probeta, y se permite su ---  
transmisión a lo largo de los conductos del sistema hasta -



que la muestra reciba el efecto íntegramente. Esta operación lleva alrededor de 2 minutos para un incremento de esfuerzo confinante de 0.05 a 0.1 kg/cm<sup>2</sup>. Al cabo de este tiempo se libera el vacío del interior de la muestra quedando así preparada para iniciar su saturación. El tiempo que debe dejarse entre la aplicación de presión confinante y la liberación del vacío, se debe a que la alta viscosidad de la glicerina impide su transmisión instantánea a través de la tubería. Este tiempo disminuye al aumentar el incremento de presión confinante.

#### V.4.1.1 Saturación de la muestra

Por lo común, la saturación de muestras de suelo granular, se realiza mediante la circulación de agua desairada de la base a la cabeza de las mismas. En este trabajo, con la finalidad de someter al material a condiciones más estrictas de saturación se recurrió al uso de bióxido de carbono (CO<sub>2</sub>) y contrapresión.

Uso de Bióxido de Carbono. - La saturación por contrapresión, sabemos que consiste en aplicar una presión en exceso de la hidrostática al agua que llena los vacíos de una muestra de suelo. La finalidad de la contrapresión, es básicamente, -- comprimir las burbujas de aire (disminución de su volumen) para acelerar la transferencia de las moléculas del aire al agua (disolución).

Ahora bien, cuando la relación de la presión aplicada y la necesaria para saturar el material, es pequeña, el tiempo necesario para completar la disolución del aire en el agua, es sumamente grande. (Black D.K. y Lee K.L., 1973). Para su perar este inconveniente, es necesario el empleo de un procedimiento que permita reducir tanto el tiempo necesario pa

ra la disolución del aire como la magnitud de la contrapresión. Tal procedimiento consiste en sustituir el aire de los vacíos del suelo, por CO<sub>2</sub> que es un gas casi dos veces más pesado que el aire, por lo que puede desplazar a éste fácilmente, y además tiene la ventaja de que es más soluble en agua (1 litro de agua disuelve aproximadamente 0.74 lts. de CO<sub>2</sub> a 25° C), (Echavarría, 1977).

En este estudio se utilizó CO<sub>2</sub> gaseoso alojado en un tanque a presión.

Con la válvula 14 cerrada, la saturación de la muestra --- principia haciendo circular CO<sub>2</sub> del conducto de drenaje inferior hacia el superior, a una presión menor que la confinante para no anular el esfuerzo efectivo del suelo. En esta fase, las líneas del sistema deben encontrarse perfectamente secas con el fin de establecer un flujo continuo de CO<sub>2</sub> y hacer más eficiente la sustitución del aire por este gas.

El siguiente paso es suspender el flujo de CO<sub>2</sub> y hacer circular agua desairada de la base a la cabeza de la muestra, por gravedad, mediante una carga hidráulica pequeña, medida sobre el nivel medio de la muestra, y controlada con -- ayuda de la bureta IV. El flujo de agua desairada se man-- tiene durante 4 ó 5 minutos y al cabo de este tiempo se -- suspende, quedando el suelo con agua y burbujas, pero ahora de CO<sub>2</sub> cuya disolución en el agua será más fácil y rápida.

Hecho lo anterior, se aplica la contrapresión en incrementos de 0.1 kg/cm<sup>2</sup> con un regulador que comunica aire a presión al agua en la interfase de la bureta I. La presión se

transmite a la muestra por la base (drenaje inferior), a través de las interfases de agua-aceite de silicón de las buretas II y III.

Los incrementos de contrapresión van acompañados de incrementos de presión confinante de la misma magnitud, de tal forma de mantener un esfuerzo confinante efectivo de 0.05 a 0.1 kg/cm<sup>2</sup>.

El incremento de contrapresión debe efectuarse aproximadamente 2 minutos después de aplicar el incremento de presión confinante, para compensar el retardamiento de su efecto por la viscosidad de la glicerina

La contrapresión se sostuvo en cada incremento hasta que no se observaban cambios en la bureta III, lo cual significaba que el CO<sub>2</sub> se había disuelto en el agua. Debe destacarse, sin embargo, que los cambios de nivel en la bureta no son totalmente debidos a la disolución del gas en el agua, sino también producto de la compresión de las burbujas y de la deformabilidad del sistema, aunque esto último en menor grado.

La contrapresión total aplicada en todos los casos fue de 2 kg/cm<sup>2</sup>, misma que se dejó actuar en el espécimen por un intervalo de 24 horas en promedio, para asegurar una saturación lo más completa posible.

Después de esto se procede a verificar el grado de saturación alcanzado, determinando el valor del coeficiente B de Skempton, el cual debe ser mayor de 0.95 para contar con una saturación aceptable. Se incrementa, entonces, la presión confinante en 0.1 kg/cm<sup>2</sup> y se observa la respuesta en

la presión de poro, con ayuda del transductor eléctrico manteniendo cerradas las válvulas 1, 4, 5 y 8, y abriendo las 2 y 3 .

La relación entre el incremento de presión de poro y el incremento de esfuerzo confinante, es el valor del coeficiente B,  $(B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3})$ .

Verificada la saturación, el espécimen está listo para someterlo al ensaye C D convencional. El tiempo de consolidación fue de 30 a 60 min, proporcionando la presión confinante deseada en incrementos de 1 kg/cm<sup>2</sup>. La medición de los cambios volumétricos se hizo con la interfase de la bureta III. En la etapa de corte se tomaron lecturas cada 1/2 mm de deformación axial durante los primeros 4 mm, y después a cada 1 ó 2 mm hasta la falla.

#### V.4.2 Compresión Triaxial. Estado Seco.

El método de formación y preparación de la muestra es exactamente igual al descrito en la sección V.4.1. Es decir, -- una vez liberado el vacío del interior de la muestra, ésta se encuentra a punto para efectuar el ensaye.

En este caso la medición de los cambios volumétricos se realiza con las buretas IV y V (sección V.3.1), registrando el desnivel que se produce entre las dos, debido a una expulsión de aire de la muestra al reducir su volumen. Considerando que el aire se comprime en cada cambio volumétrico, -- la lectura del cambio de volumen se corrige con base en la Ley de Boyle ( $VP = CTE$ ; donde "V" es el volumen del gas y "P" es su presión) de acuerdo con la siguiente expresión: (Zepeda, 1982).

$$\Delta V \text{ real} = \Delta V_D + V_0 \left( \frac{\Delta P}{P_0 + \Delta P} \right)$$

En la que:

$\Delta V \text{ real}$  = Verdadero cambio de volumen al aplicar un incremento de esfuerzos en la probeta.

$\Delta V_D$  = Cambio de volumen registrado en la bureta IV al aplicar un incremento de esfuerzos en la probeta.

$V_0$  = Volumen de aire inicial (compuesto del aire que se encuentra en los vacíos -- del suelo y las piedras porosas + el aire contenido en el conjunto de conexiones y líneas de drenaje hasta llegar a la superficie del agua en la bureta V).

$P_0$  = Presión atmosférica en el momento de hacer la prueba.

$\Delta P$  = Presión debida a la diferencia de niveles en las buretas.

La presión atmosférica varía con la altitud y la temperatura del lugar en cuestión. Para adoptar un dato lo más real posible se utilizaron valores de la presión atmosférica -- tanto del Servicio Meteorológico del Aeropuerto Internacional como del Observatorio de Tacubaya. De esta manera fue factible obtener una constante de interpolación (considerando la diferencia de altitudes) de 0.994 por la que debe multiplicarse la presión en milibares del observatorio ---

del aeropuerto, para obtener la correspondiente al laboratorio de la DEPTI.

Con la única finalidad de cuantificar la diferencia entre la medición indirecta de los cambios de volumen usando el método anterior, y la medición directa por desplazamiento de agua, se hicieron en muestras iguales de arena pmez dos ensayos de consolidación isotrópica, uno en seco y otro en condición saturada. Se obtuvo en estas pruebas, una semejanza aceptable en las curvas deformación-tiempo, y una diferencia de 8% aproximadamente, en el cambio volumétrico total; pero esto indica no solo el error que pudiera cometerse sino la discrepancia natural en cuanto, a arreglo inicial, forma y tamaños de partículas de ambas próbetas que lógicamente no permiten una reproducción y deformación idénticas.

#### V.4.3 Compresión Unidimensional. Estado Saturado

Los especímenes se prepararon con una sola compacidad relativa (semi-compacto), colocando el material en el oedómetro en 10 capas (de igual peso y granulometría) a través de un embudo, desde una altura de  $\approx 15$  cm.

Luego de enrasar cuidadosamente la superficie de la arena, se coloca la placa de aplicación de la carga y se instala el oedómetro y el recipiente cilíndrico que lo contiene, en el banco de consolidación, tomando de inmediato la lectura inicial. Al término de esta operación se llena con agua destilada el recipiente cilíndrico para saturar la muestra de abajo hacia arriba, quedando así lista para la prueba.

El esfuerzo vertical se dió por incrementos hasta alcanzar una presión máxima de 8 kg/cm<sup>2</sup>. La duración de cada incre-

mento de carga fue de 24 horas en promedio, tiempo suficiente para observar la tendencia de las deformaciones del material.

La calibración del consolidómetro (la cual incluyó la medición de su compresibilidad), indicó una relación de 10 --- aproximadamente entre la carga colocada en el portapesas y la carga que recibe la muestra, ya que la transmisión se - hace mediante un brazo de palanca.

#### V.4.4 Compresión Unidimensional. Estado Seco.

La ejecución de este ensaye es igual al anterior, excepto que la muestra no se satura.

## VI RESULTADOS

### VI.1 ESTADO SECO

#### VI.1.1 Esfuerzo-Deformación

En las tablas I y III se resumen los resultados de los ensayes triaxiales en seco para dos compacidades relativas. Parte de estos datos se muestran dibujados en las figuras 4 y 6 que corresponden a las curvas esfuerzo-deformación y de cambios volumétricos.

Las relaciones de vacíos iniciales de los especímenes variaron de 0.503 a 0.531 para el estado semi-compacto, y de --0.400 a 0.420 para muestras muy compactas. En el cálculo de estas propiedades índice se tomó en cuenta el espesor de la membrana.

En el estado semi-compacto, las probetas con una  $\sigma_c$  de 0.5 y 1.0 kg/cm<sup>2</sup> mostraron disminución de volumen en su fase -- inicial, al aplicar el esfuerzo desviador; después, a par--tir de 6% y 11% de deformación axial, respectivamente, su -- comportamiento fue dilatante. En el estado muy compacto, la dilatancia fue más notoria como era de esperarse, y se pre--sentó a partir de deformaciones axiales menores que las an--teriores. El aumento de volumen lo exhibió inclusive el es--pécimen sometido a 2 kg/cm<sup>2</sup> de presión confinante comenzan--do desde una deformación axial del 12%.

En el resto de los ensayos solo ocurrieron disminuciones de volumen. La dilatancia que hubieran podido mostrar estas -- probetas se anula al disminuir el efecto de trabazón de las



partículas debido al aumento en el nivel de esfuerzos, que produce una ruptura de los granos de pómez. En muestras semi-compactas, la ausencia de dilatación se debe no tanto al rompimiento de granos sino al reacomodo de estos hacia posiciones más estables.

La falla de las probetas se presentó, en la mayoría de los casos, como un abultamiento en la parte central de las mismas ("abarrilamiento"), sin mostrar un plano de falla definido. Esta situación se debe en gran medida al procedimiento mismo de ensaye, es decir, al uso del sistema de deformación controlada. A presiones confinantes de 4 y 6 kg/cm<sup>2</sup> casi sin excepción las probetas sufrieron pandeo momentos antes de la falla; esto fue observado también por Zepeda (1982) y se atribuye probablemente a defectos locales o heterogeneidades en algunas zonas del cuerpo de la muestra, en cuanto a distribución granulométrica, los cuales se hacen más evidentes a presiones de confinamiento importantes ya que el rompimiento o deslizamiento de granos pueden ser mayores en esos puntos. En especímenes pequeños (3.6 cm de diámetro) es más factible que se presente este problema por la dificultad de formar un material homogéneo, sin embargo en el caso que nos ocupa el tamaño mayor de las muestras tampoco evitó las zonas locales de debilidad.

#### VI.1.2 Módulo de Deformación

Aquí se emplea el llamado "Módulo de Deformación Lineal  $M_2$ " (Zeevaert, 1973), definido como la relación entre el incremento de deformación axial y el incremento de esfuerzo desviador, obteniendo así un módulo secante que en este caso se determina para un valor igual a 1/2 del esfuerzo desviador máximo en la curva ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) Vs  $\epsilon_a$ . Se tiene, entonces:

$$M_z = \frac{\Delta c_z}{\Delta \sigma_z}$$

El módulo  $M_z$  da idea directamente de la deformabilidad de un suelo, ya que entre mayor es su valor, más compresible o deformable es el material, para un determinado incremento de esfuerzos.

En las tablas I y III se muestran los valores de los módulos  $M_z$  calculados para diferentes presiones de confinamiento. Se advierte una clara disminución de  $M_z$  conforme aumenta el confinamiento, es decir, el módulo de deformación es función de la presión confinante. Por otro lado, al comparar las tablas mencionadas, vemos que también  $M_z$  disminuye al disminuir la relación de vacíos, por lo que en resumen se puede escribir:

$$M_z = f(\sigma_c, e)$$

La variación de  $M_z$  se puede estudiar dibujando en papel log log el esfuerzo confinante  $\sigma_c$ , contra  $M_z$ . En la figura 8 se presenta esta gráfica donde se ve que la tendencia de los puntos bien puede ajustarse a una línea recta. La ley fenomenológica propuesta por Zeevaert (1973), resulta ser:

$$M_z = C_0 \cdot \sigma_c^{-n}$$

Donde:

$C_0$  y  $n$  = Constantes para un material dado.

$\sigma_c$  = Esfuerzo efectivo de confinamiento (=  $\sigma_3$ )

Es fácil ver en la expresión anterior, que cuando  $\sigma_c$  es ce ro, la deformación del suelo ( $M_z$ ), tiende al infinito (=).

Las constantes  $C_0$  y  $n$  se calcularon para las dos compacidades relativas empleadas en arena pumítica seca:

Estado de Compactación	$C_r$ Prom. (%)	$C_0 \times 10^{-3}$	$n$
Semi-compacto	52.0	11.5	0.44
Muy compacto	97.4	6.3	0.47

A partir de esta tabla se puede escribir:

$$M_z = 0.0115 (\sigma_c)^{-0.44}, \text{ para arena semi-compacta}$$

$$M_z = 0.0063 (\sigma_c)^{-0.47}, \text{ para arena muy compacta.}$$

### VI.1.3 Relación: Deformación axial-Deformación volumétrica

Las curvas esfuerzo-deformación para probetas muy compactas muestran una deformación axial en la falla (considerada ésta como el punto de máximo esfuerzo desviador), que varía de 8 a 16% cuando la presión confinante aumenta de 0.5 a 6  $\text{kg/cm}^2$ . En cambio, para probetas semi-compactas la deformación a la falla se amplía hasta 23% aproximadamente, comenzando desde 10% para el valor más bajo de confinamiento.

La relación entre el cambio volumétrico y la deformación axial se mantiene aproximadamente igual a la unidad a niveles de esfuerzo comprendidos entre 2 y 6  $\text{kg/cm}^2$ , hasta una deformación axial del 2%. En los ensayos de 0.5 y 1.0  $\text{kg/cm}^2$  esta relación es mayor prácticamente desde el inicio de la prueba hasta la falla en el estado muy compacto, pues a relaciones de vacíos mayores (fig. 4), las deformaciones volumétricas a estos niveles de esfuerzo resultan iguales a las deformaciones axiales ( $\frac{\Delta E_v}{\Delta \epsilon_a} = 1$ ), hasta un valor de  $\epsilon_a = 2\%$ .

Debe mencionarse que la relación  $\frac{\Delta \epsilon_v}{\Delta \epsilon_a} = 1$  se mantuvo hasta  $\epsilon_a = 7\%$  y  $\epsilon_a = 4\%$  en ensayos efectuados a  $6 \text{ kg/cm}^2$  de confinamiento, correspondientes a muestras semi-compactas y muy compactas, respectivamente.

Lo anterior significa que para los rangos de deformación --mencionados el espécimen no aumenta su diámetro al aplicarle carga vertical, siendo este comportamiento análogo al de una probeta en compresión confinada (deformación lateral mu la).

En pruebas triaxiales, si la relación  $\frac{\Delta \epsilon_v}{\Delta \epsilon_a}$  se acerca a la --unidad, implica entonces un valor de la relación de poisson ( $\nu$ ) de cero, prácticamente.

Las condiciones anteriores, se observaron también en la arena de pómez de la ciudad de México, y para rangos de deformación similares.

#### VI.1.4 Resistencia

En las figuras 10 y 11 se encuentran dibujados los círculos de Mohr, resultantes de los ensayos. Las envolventes de ---Mohr-Coulomb, como es de esperarse en un material granular, resultan curvas cóncavas hacia abajo y pasan por el origen. En principio esto contradice la hipótesis de Coulomb; pero no podemos negar la evidencia de los datos experimentales --que indican que la resistencia al esfuerzo cortante no es --una función lineal de la presión normal aplicada, y sobre --todo cuando existe rompimiento de granos como es el caso de la arena pumítica.

Se ha dibujado también la variación del ángulo de inclina--

ción de la línea recta que pasa por el origen y es tangente a cada círculo ( $\beta_0$ ), en función del esfuerzo confinante  $\sigma_3$ . Se observa aquí una disminución continua de  $\beta_0$  conforme aumenta el esfuerzo confinante hasta un valor que parece estar comprendido entre 4 y 5 kg/cm<sup>2</sup>, a partir del cual la curva tiende a convertirse en una línea horizontal ( $\beta_0 = \text{Cte}$ ) aparentemente. Esto implica que la curvatura de la envolvente de Mohr-Coulomb va desapareciendo gradualmente para tender a una línea recta a partir del punto en que precisamente la línea  $\beta_0$  Vs  $\sigma_3$  comienza a ser horizontal. Tal situación ocurrió en los dos estados de compacidad relativa.

Las diferencias en los ángulos  $\beta_0$ , al comparar arena semi-compacta y muy compacta, también se reducen a medida que aumenta el esfuerzo confinante (Tablas I y III). Esto quiere decir que la pendiente de la envolvente de una muestra semi-compacta, se asemeja cada vez más a la de una muestra muy compacta, conforme aumenta  $\sigma_3$ . Es decir, el comportamiento de una arena compacta sometida a niveles de esfuerzo altos tiende a ser el mismo que el de una arena suelta, (Cap. IV).

El ángulo de fricción al origen,  $\beta_0$ , varió de 48° a 38° y de 53° a 40° para especímenes semi-compactos y compactos, respectivamente. Las relaciones de esfuerzos principales a la falla ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) cambian de 7.14 a 4.32 y de 9.84 a 4.60, para los dos estados de compacidad relativa, al crecer el esfuerzo confinante de 0.5 a 6 kg/cm<sup>2</sup>.

#### VI.1.5 Rompimiento de Granos

Uno de los factores, y probablemente el más importante, que influye tanto en la resistencia al esfuerzo cortante como en la compresibilidad de los suelos granulares, es el rompimiento de granos.

Para observar este fenómeno, se efectuaron granulometrías - antes y después de cada prueba triaxial, empleando para su cuantificación el procedimiento descrito en la sección IV.2. Las tablas I y III resumen los valores calculados de  $B_g$  (parámetro de rompimiento de granos), y en las figuras 14 y 16 se muestran las granulometrías resultantes para los 5 niveles de esfuerzo empleados.

En términos generales, las curvas granulométricas finales - de arena muy compacta son iguales a las de arena semi-compacta. Se registró un rompimiento de granos ligeramente mayor en las primeras; pero esto es debido seguramente a la - degradación que sufrieron las muestras antes del ensaye durante el proceso de compactación, no obstante el haberlo hecho con bastante cuidado para no romper los granos de pómez. Sin embargo, como veremos en el caso de arena saturada, el rompimiento de granos no siempre fue mayor en el estado muy compacto, sino que en algunas ocasiones donde el cuidado -- fue mayor al compactar, el rompimiento fue mayor en muestras semi-compactas. En realidad, en un suelo compacto las partículas están más juntas y por lo tanto el número de contactos entre granos aumenta, disminuyendo así las presiones de contacto, es decir, el rompimiento de granos no debe ser mayor en suelos compactos sino, por el contrario, debe ser menor que en suelos sueltos, para la misma granulometría -- inicial y presión de confinamiento. No se determinó el rompimiento de granos que se produce durante la preparación de los especímenes.

La comparación con la original de las curvas granulométricas resultantes, nos da idea del rompimiento de granos del suelo cuando éste se somete a un determinado incremento de esfuerzos.

En la parte inferior de las figuras 14 y 16 se muestra la -

variación de las diferencias " $\Delta w_k$ " para cada presión de confinamiento. La forma de las gráficas sugiere que el mayor rompimiento lo experimentan los granos grandes (en este caso, los de diámetro nominal igual a 6.35 mm). Esto es, al calcular los faltantes de material ( $\Delta w_k$  positivo) en cada malla al final del ensaye, el mayor de ellos se localizó siempre en la malla No. 4, y en menor magnitud en las siguientes mallas de abertura más pequeña. En la malla 20, siempre se registró más material del que retenía antes de iniciar la prueba.

Los valores de  $B_g$  varían de 4.38 a 21.42% y de 5.12 a 22.75% correspondientes a los dos estados de compacidad relativa.

Conviene mencionar, que el parámetro significativo que provoca ruptura de granos, es el esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ), o mejor aún, el esfuerzo principal mayor  $\sigma_1$  (Marsal, 1972). Se confirmó aquí este hecho, ya que en ensayos en los que se aplicó al material presión isotrópica hasta 6 kg/cm<sup>2</sup>, sin carga desviadora, el parámetro  $B_g$  correspondió aproximadamente al de una prueba triaxial de 0.5 kg/cm<sup>2</sup> de presión confinante (el parámetro  $B_g$  en compresión isotrópica resultó de 4.61%). En estos ensayos isotrópicos, el mayor y quizá el único rompimiento de granos, lo experimentaron las partículas más grandes contenidas en la muestra, o sea, las de tamaño comprendido entre la malla de 1/4" y la No. 4.

En la figura 18 se muestra la variación del parámetro  $B_g$ , con la presión confinante. Se observa en todos los casos que el rompimiento de granos es aproximadamente una función lineal de  $\sigma_3$ , para el intervalo comprendido entre 0.5 y 6.0 kg/cm<sup>2</sup>.

Por otro lado, en la figura 19, se ha dibujado la variación de la relación de esfuerzos principales  $\sigma_1/\sigma_3$ , contra el parámetro  $B_g$ . Como puede verse, la resistencia del material disminuye conforme aumenta la rotura de granos, y aparentemente la relación  $\sigma_1/\sigma_3$  tiende a un límite inferior comprendido entre 4 y 5.

#### VI.1.6 Relación de Poisson ( $\nu$ )

Dado un elemento representando el estado de esfuerzos en un punto de la masa del suelo, se demuestra que cuando los esfuerzos se incrementan en las 3 direcciones, los incrementos de deformación correspondientes a cada una de ellas, se pueden expresar en la forma siguiente, (Zeevaert, 1973):

Para la dirección z:

$$\Delta \epsilon_z = M_z \Delta \sigma_z - \nu M_h \Delta \sigma_y - \nu M_h \Delta \sigma_x \quad \text{VI.1.6.1}$$

y para las direcciones x , y :

$$\Delta \epsilon_y = M_h \Delta \sigma_y - \nu M_h \Delta \sigma_x - \nu M_z \Delta \sigma_z \quad \text{VI.1.6.2}$$

$$\Delta \epsilon_x = M_h \Delta \sigma_x - \nu M_h \Delta \sigma_y - \nu M_z \Delta \sigma_z \quad \text{VI.1.6.3}$$

En las expresiones anteriores,  $\nu$  es la relación de Poisson;  $M_z$  y  $M_h$  son, respectivamente, los módulos lineales de deformación en las direcciones vertical y horizontal, aceptando que el material tiene propiedades mecánicas diferentes sólo en dos direcciones. Cuando el material es isótropo, entonces  $M_z = M_h = M$ .

Ahora bien, estando el elemento de suelo en una condición de equilibrio, supongamos que se aplica un incremento de esfuerzo  $\Delta \sigma_z$  únicamente en la dirección vertical; en este caso el incremento de deformación en el sentido de aplicación de la



carga, es  $M_z \Delta\sigma_z$ , conforme a la definición del módulo de de-  
formación ya descrita en la sección VI.1.2. La deformación  
inducida en los planos perpendiculares será:

$$\Delta\epsilon = -\nu(\Delta\sigma_z M_z) \quad \text{VI.1.6.4}$$

De manera análoga se pueden deducir las deformaciones cuan-  
do la carga se aplica sólo en la dirección "x" o en la "y".

En el caso que nos ocupa, se aplica un esfuerzo (desviador)  
en la dirección vertical, por lo que se tiene:

$$\Delta\epsilon_z = M_z \Delta\sigma_z \quad \text{VI.1.6.5}$$

$$\Delta\epsilon_y = -\nu M_z \Delta\sigma_z \quad \text{VI.1.6.6}$$

$$\Delta\epsilon_x = -\nu M_z \Delta\sigma_z \quad \text{VI.1.6.7}$$

Sabemos también, que cuando ocurre un cambio en los esfuer-  
zos  $\Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y, \Delta\sigma_z$ , se produce en el material un cambio vo-  
lumétrico:

$$\Delta\epsilon_v = \Delta\epsilon_z + \Delta\epsilon_y + \Delta\epsilon_x \quad \text{VI.1.6.8}$$

Por lo que sustituyendo las ecuaciones VI.1.6.5 a 7 en la -  
VI.1.6.8 se obtiene finalmente:

$$\Delta\epsilon_v = (1 - 2\nu)M_z \Delta\sigma_z \quad \text{VI.1.6.9}$$

Donde  $(1-2\nu) M_z$  representa el módulo de compresibilidad vo-  
lumétrica para el caso de aplicar un esfuerzo desviador ---  
(Zeevaert, 1973).

Por otro lado, cuando existe restricción a la deformación -  
lateral (tal es el caso de pruebas de oedómetro), se tiene  
que  $\Delta\epsilon_x = \Delta\epsilon_y = 0$ , por lo que al resolver las ecuaciones --  
VI.1.6.2 y VI.1.6.3 bajo esta condición y sustituir el re--  
sultado en la VI.1.6.1 se obtiene:

$$\Delta \epsilon_z = M_z \cdot \Delta \sigma_z \left( \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} \right) \quad \text{VI.1.6.10}$$

Donde  $\frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} = \nu_c \quad \text{VI.1.6.11}$

Y como  $\Delta \epsilon_z = \Delta \epsilon_v$  para deformación lateral nula, se puede -- escribir:

$$\Delta \epsilon_v = M_z \cdot \Delta \sigma_z \nu_c \quad \text{VI.1.6.12}$$

Esto es, cuando a partir de los resultados de una prueba -- triaxial se desee obtener la deformación volumétrica, considerando cero deformación lateral, se deberá multiplicar por  $\nu_c$ , tal como se muestra en la expresión VI.1.6.12 .

Con base en las ecuaciones VI.1.6.9 y VI.1.6.11 se determinaron los valores de  $\nu$  y  $\nu_c$ , los cuales se tabulan a continuación:

Estado seco $\sigma_3$ (kg/cm <sup>2</sup> )	semi-compacto		Estado seco muy compacto	
	$\nu$	$\nu_c$	$\nu$	$\nu_c$
0.5	0.116	0.970	0.33	0.675
1.0	0.057	0.993	0.14	0.954
2.0	0.066	0.991	0.08	0.986
4.0	0.0027	1.000	0.046	0.996
6.0	0	1.000	0	1.000

Los anteriores valores de  $\nu_c$  son teóricos, determinados --- por medio de una expresión algebraica; para obtenerlos experimentalmente es necesario realizar pruebas en paralelo tan to triaxiales como de oedómetro, aplicando, en el caso de - estas últimas, un esfuerzo vertical a la probeta de consoli

dación, tal que reproduzca un esfuerzo de confinamiento --- igual al aplicado en la prueba triaxial.

Los parámetros se determinaron para el intervalo de esfuerzos comprendido entre 0 y  $\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$  en todos los casos. - Se observa que cuando  $v$  es cero o muy cercano a cero, entonces  $v_c = 1$ , lo cual indica que las deformaciones volumétricas del espécimen son iguales a las axiales, al menos en el intervalo considerado. (en la sección V.1.3 se mencionan los rangos de deformación en los que  $\frac{\Delta \epsilon_v}{\Delta \epsilon_a} = 1$ ).

#### VI.1.7 Compresibilidad

Los resultados de estos ensayos se muestran en las figuras 20 y 22.

En cuanto al comportamiento deformación-tiempo se observó - que en la aplicación de cada incremento de carga, parte de la deformación es instantánea (registrada en los 5 primeros segundos) y el resto se presenta en forma diferida, variando en forma aproximadamente lineal con el tiempo en esc. se mi-log (esta última es la que aparece en las curvas de la - figura 22).

La deformación instantánea en cada incremento es mayor que la diferida hasta una presión vertical acumulada de 4 kg/cm<sup>2</sup>; a partir de aquí y hasta la máxima presión aplicada de ---- 8 kg/cm<sup>2</sup>, la deformación diferida fue mayor que la instantánea, es decir, la deformación diferida de la arena pómez va siendo cada vez más importante conforme el nivel de esfuerzos aumenta.

Esto implica que cuando el rompimiento de granos de un mate

rial granular cobra importancia, el comportamiento elástico prácticamente desaparece y tiene lugar, entonces, uno del tipo viscoso.

La compresibilidad de la arena está comprendida entre media y alta, según se deduce de los valores de  $m_v$  y  $a_v$ , para una compacidad relativa de 43.6%. En la parte inferior de la figura 20 se presenta la variación del coeficiente de compresibilidad  $a_v$ , con la presión vertical, en donde se observa que este parámetro va disminuyendo gradualmente hasta que aparentemente se estabiliza entre 5.0 y 10 kg/cm<sup>2</sup> de esfuerzo vertical.

En las pruebas de compresión unidimensional también se evaluó el rompimiento de granos, encontrándose que los valores corresponden aproximadamente a los de pruebas triaxiales de 0.5 ó 1.0 kg/cm<sup>2</sup> de confinamiento.

## VI.2 ESTADO SATURADO

### VI.2.1 Esfuerzo-deformación

Los resultados de los ensayos triaxiales en estado saturado se resumen en las tablas II y IV; en las figuras 5 y 7 se muestran las curvas esfuerzo-deformación y de cambios volumétricos.

Las relaciones de vacíos iniciales variaron de 0.483 a 0.529 para el estado semi-compacto, y de 0.40 a 0.431 para muestras muy compactas.

Las variaciones en el volumen de las muestras al aplicar es fuerza desviador fueron, en general, semejantes a las del estado seco, ocurriendo también el "abarrilamiento" en la falla y el pandeo a niveles de esfuerzo altos (4 y 6 kg/cm<sup>2</sup>).

## VI.2.2 Módulo de deformación

Los módulos  $M_z$  aparecen en las tablas II y IV; y en la figura 9 se muestra dibujada su variación en función de la presión confinante. Las constantes  $C_0$  y  $n$ , de la ley fenomenológica descrita en la sección VI.1.2, son:

Estado de compactación	$C_r$ (prcm) (%)	$C_0 \times 10^{-3}$	$n$
Semi-compacto	55.6	12.5	0.43
Muy compacto	94.7	6.8	0.42

A partir de esta tabla podemos escribir:

$$M_z = 0.0125 (\sigma_c)^{-0.43}, \text{ para arena semi-compacta}$$

$$M_z = 0.0068 (\sigma_c)^{-0.42}, \text{ para arena muy compacta}$$

## VI.2.3 Relación: Deformación axial-deformación volumétrica

Los rangos de deformación en la falla son semejantes al caso de muestras secas.

La relación entre el cambio volumétrico y la deformación axial para niveles de esfuerzo comprendidos entre 1 y 6  $\text{kg/cm}^2$ , se mantiene aproximadamente igual a la unidad hasta una deformación axial de 2%, en el caso de arena semi-compacta. En la arena muy compacta sólo las muestras de 4 y 6  $\text{kg/cm}^2$  de confinamiento presentan la relación  $\frac{\Delta \epsilon_v}{\Delta \epsilon_a} = 1$  para el rango de deformación mencionado, e inclusive la conservan hasta 4 y 6%, respectivamente.

#### VI.2.4 Resistencia

Los círculos de Mohr correspondientes se muestran en las figuras 12 y 13, y en las tablas II y IV se encuentran tabulados los valores de  $\beta_0$ , los cuales son semejantes a los del estado seco. Las relaciones  $\frac{\sigma_1}{\sigma_3}$  cambian de 7.38 a 4.32 y de 11.12 a 4.69 para los dos estados de compacidad relativa, al aumentar el esfuerzo confinante de 0.5 a 6 kg/cm<sup>2</sup>. El resto de lo descrito en la sección VI.1.4 es aplicable para este caso de arena saturada.

#### VI.2.5 Rompimiento de granos

Estos resultados aparecen en las figuras 15 y 17. Los valores de  $B_g$  variaron de 3.22 a 23.40% y de 3.47 a 21.17%, para los dos estados de compacidad relativa. Adicionalmente, en la figura 18 se puede ver la variación de  $B_g$ , con la presión confinante, y en la fig. 19 la relación de  $\sigma_1/\sigma_3$ , contra el parámetro  $B_g$ .

#### VI.2.6 Relación de Poisson

Utilizando las ecuaciones VI.1.6.9 y VI.1.6.11 se obtuvieron los siguientes valores de  $\nu$  y  $\nu_c$ :

$\sigma_3$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Estado saturado semi-compacto		Estado saturado muy compacto	
	$\nu$	$\nu_c$	$\nu$	$\nu_c$
0.5	0.240	0.848	0.318	0.703
1.0	0.106	0.975	0.200	0.900
2.0	0.048	0.995	0.114	0.971
4.0	0.009	1.000	0	1.000
6.0	0	1.000	0	1.000

La figura 21 muestra gráficamente la variación de  $v$  en función del esfuerzo confinante  $\sigma$ , para los dos casos estudiados: seco y saturado. En ambas condiciones se observa que  $v$  disminuye conforme aumenta  $\sigma$ , pudiendo distinguir un cambio de pendiente aproximadamente en  $\sigma = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ , esfuerzo a partir del cual la pendiente disminuye y, a excepción de la arena seca muy compacta, después de los  $4.5 \text{ kg/cm}^2$  de confinamiento su valor es nulo, lo que significa que a altas presiones las deformaciones axiales son iguales a las volumétricas, y la probeta no aumenta su diámetro al cambiar de volumen independientemente de su compacidad relativa.

#### VI.2.7 Compresibilidad

Las figuras 20 y 23 muestran los resultados de los ensayos de compresión unidimensional.

Análogamente al estado seco, la deformación total en cada incremento, consistió en dos partes, una instantánea al colocar la carga y otra diferida cuya magnitud es claramente mayor que la primera a partir de  $4 \text{ kg/cm}^2$  de presión vertical acumulada.

Las curvas esfuerzo-deformación y de compresibilidad, son similares a las del ensayo efectuado en seco. En la figura 20 las curvas de compresibilidad se observan desfasadas; pero esto es debido a que las relaciones de vacíos iniciales no fueron estrictamente iguales:

$$e_0 \text{ (seco)} = 0.541$$

$$e_0 \text{ (sat.)} = 0.545$$

La compresibilidad en el estado saturado es de media a alta para una compacidad relativa de 42%.

No debe pasarse por alto el hecho de que debido a las dimensiones del oedómetro ( $h = 5$  cm), la fricción que se desarrolla en las paredes interiores durante el proceso de carga, puede restringir las deformaciones del espécimen y es posible que exista arqueado entre las partículas. La cuantifica-ción de este efecto sale del alcance de la tesis ya que el objetivo central de los ensayos de compresibilidad unidimensional fue el de observar y comparar los comportamientos de la arena de pómez bajo dos condiciones de prueba (seca y saturada), y dado que se utilizó el mismo anillo en los dos - ensayos los resultados se obtuvieron en igualdad de circuntancias, por lo que se considera alcanzado dicho objetivo.



## VII CONCLUSIONES

Con base en los resultados experimentales, se puede decir - que el comportamiento mecánico de la arena de pmez saturada no es diferente al de la arena seca (para los materiales ensayados). Existen algunas diferencias en las propiedades; pero éstas pueden deberse, por ejemplo, a que los arreglos de las partículas en los especímenes no fueron los mismos - en cada caso, no obstante el haber tratado de obtener lo me jo r po si ble l a m i s m a comp ac i d a d ad rel a t i v a y granulometría; o bien, los granos pudieron tener deficiencias locales tales como grietas o fisuras que impidieron la reproducción fiel de las muestras en cada ensaye.

Para fines prácticos, las relaciones esfuerzo-deformación - fueron las mismas en los dos estados de saturación, según - se desprende de los valores de  $M_2$  y de las constantes  $C_0$  y  $n$ , involucradas en la ley fenomenológica ya estudiada.

En cuanto a la resistencia al corte, la hipótesis de partida establecía que la saturación reduciría en forma notable esta propiedad mecánica cuando la arena entrara en contacto con el agua; los hechos experimentales indicaron por el con tr ario, que no hay reblandecimiento de los contactos de los granos, ni lubricación entre ellos. En las secciones IV.3 y IV.3.1 se mencionó que, contra lo que se supone, el agua ac t úa co mo ant il ub ri ca nte en ciertas superficies minerales, pero cuando la rugosidad aumenta, este efecto disminuye. - En nuestro caso, en algunos ensayos efectuados en estado sa t ur ado, se observaron ligeros aumentos en la resistencia -- con respecto a las probetas secas; pero esto de ninguna manera es atribuible a que el agua actuó como antilubricante ya que la gran rugosidad de las superficies de contacto eli

mina esta posibilidad. Como se dijo antes, estas diferen---  
cias obedecen a defectos de formación y reproducción de es-  
pecímenes.

El rompimiento de granos no aumentó realmente con la satura-  
ción, y la compresibilidad permaneció, también, invariable.  
Sin embargo debe mencionarse que según la figura 19, hay --  
una disminución de la relación  $\sigma_1/\sigma_3$  con la saturación, pa-  
ra igual rompimiento de granos; pero esto sólo ocurrió en -  
forma apreciable en especímenes semi-compactos, ya que en -  
los muy compactos la disminución fue muy pequeña y al final  
ambas curvas se confunden.

A continuación se resumen los puntos más sobresalientes de-  
rivados de las actividades de esta investigación:

1 - Los especímenes se sometieron a condiciones extremas --  
respecto a contenido de agua, esto es, se hicieron pruebas  
tanto en seco como en estado saturado, con el propósito de  
investigar el efecto de la saturación.

2 - Para controlar la homogeneidad de las probetas se deci-  
dió emplear una granulometría constante en todos los ensa--  
yes, consistente en 4 fracciones cuyos tamaños de partícu--  
las estuvieron comprendidos entre las mallas de 1/4" y la -  
No. 20. La repetibilidad de los especímenes en las pruebas  
triaxiales pudo evaluarse mediante el cálculo de la desvia-  
ción estándar de los valores de la relación de vacíos ini-  
cial  $e_0$ ; los resultados fueron de 0.016 y 0.012 para los es-  
tados semi-compacto y muy compacto, respectivamente. Como -  
puede observarse, la reproducción de los especímenes se con-  
troló más en el segundo caso; pero de cualquier forma los -  
valores son pequeños y se considera que no hubo gran disper-  
sión de ellos con respecto al promedio.

3 - Las partículas más grandes experimentaron el mayor rompimiento durante los ensayos, siendo el esfuerzo desviador el factor decisivo en el fenómeno de rompimiento de granos.

4 - Se emplearon probetas de tamaño mayor al convencional, lo cual permitió trabajar con arena de granos grandes sin riesgo de afectar las propiedades mecánicas por el efecto de escala. La relación entre el diámetro de la probeta y el tamaño máximo de granos, fue de 11.3, valor que cae fuera del intervalo para el cual, se ha comprobado, el tamaño de los granos, en relación con el diámetro del espécimen, puede influir en la resistencia del material.

5 - En todos los ensayos triaxiales, la arena exhibió con-tracción y dilatancia durante la aplicación de esfuerzo cor-tante. Este comportamiento es típico de los suelos granulares, y depende de la compacidad relativa y del esfuerzo con-finante. En el caso que nos ocupa, la dilatancia está regi-da, además, por la resistencia a la ruptura de las particu-las.

6 - Existen rangos de deformación en los cuales la relación  $\frac{\Delta \epsilon_v}{\Delta \epsilon_a}$  es aproximadamente igual a la unidad, implicando con es-to un valor de la relación de Poisson de cero, prácticamen-te. En el capítulo VI se describe con detalle este concepto.

7 - Los valores  $v$  y  $v_c$  calculados para una deformación vo-lumétrica correspondiente a la mitad del esfuerzo desviador, no guardan una correlación definida en cuanto al estado de saturación; sin embargo, es evidente el aumento de " $v$ " con-forme aumenta la compacidad relativa. Asimismo, se observa que a medida que aumenta la presión confinante disminuye el valor de  $v$ . (figura 21).

8 - Tanto en pruebas en seco como en condición saturada, -- las envolventes de falla resultaron curvas cóncavas hacia abajo y pasan por el origen. El aumento en el rompimiento de granos conforme crece el esfuerzo normal aplicado, hace que el material vaya cambiando continuamente, disminuyendo el ángulo de fricción al origen ( $\phi_0$ ) para cada círculo de Mohr. Se ve que el ángulo de fricción empieza a estabilizarse aparentemente entre 4 y 5 kg/cm<sup>2</sup> de esfuerzo confinante, lo cual significa que la curvatura de la envolvente de falla comienza a desaparecer para tender a una ley lineal de variación. No obstante esta evidencia, para reforzarla, es recomendable efectuar pruebas con presiones de confinamiento mayores que las utilizadas en esta investigación.

9 - La saturación mediante el uso de bióxido de carbono y contrapresión, facilitó la obtención de valores del parámetro B de Skempton, mayores de 0.95.

10 - Con los ensayos isotrópicos realizados en muestras --- iguales de arena seca y arena saturada, se comprobó que es aceptable la medición indirecta de los cambios volumétricos en seco, tomando en cuenta la compresibilidad del aire.

11 - El rompimiento de granos afecta, como ya se dijo, la resistencia del material; pero además interviene en el proceso de compresibilidad, ya que es el principal causante de las deformaciones diferidas, mismas que cobran importancia conforme aumentan los niveles de esfuerzo. En términos generales, la ruptura de granos para especímenes saturados, fue la misma que para especímenes secos, y salvo la observación ya mencionada respecto a la figura 19, podemos decir que la saturación no tiene efecto sustancial a corto plazo para -- los rangos de presión confinante aquí empleados. Se infiere

entonces, que las hipótesis de partida establecidas en el -  
capítulo V deben cambiarse, tomando en cuenta los resulta--  
dos experimentales obtenidos en este trabajo.

## REFERENCIAS

1. Black D. K. and Lee K. L. (1973)  
"Saturating laboratory samples by back pressure" Journal of the soil mechanics and foundations division, Proc. ASCE, - vol. 99 pp. 75-93.
2. Echavarría L. A. (1977)  
"Algunos efectos del método de preparación de muestras de arena saturada" Tesis profesional. Fac. de Ingeniería, UNAM.
3. Fumagalli E. (1969)  
"Test on cohesionless materials for rockfill dams" . Journal of the soil mechanics and foundations division, Proc. ASCE.
4. Horn and Deere D. (1962)  
"Frictional characteristics of minerals". - Geotechnique, vol XII No. 4 pp. 319-335.
5. Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A. (1977)  
"Mecánica de Suelos" Tomo I, México.
6. Kenneth L. Lee, H. Boston Seed and P. Dunlop (1967). "Effect of moisture on the strenght of a clean sand". Journal of the soil mechanics and foundations division, Proc. ASCE.
7. Lambe T. W. y Whitman R. V. (1969)  
"Soil Mechanics" John Wiley and sons, Inc., New York.

8. Longwell C. R. y Flint R. F. (1979)  
"Geología Física" Ed. Limusa, México.
9. Marsal R. J. (1963)  
"Fuerzas de contacto en suelos y enrocamientos"  
II Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos  
e Ingeniería de Fundaciones, Vol. II pp. 67-98.  
Brasil.
10. Marsal R. J. (1967)  
"Ensayes de gran escala en enrocamientos". Jour  
nal of the soil mechanics and foundations divi  
sion, Proc. ASCE, Vol. 93 pp. 27-43.
11. Marsal R. J. (1969)  
"Rotura de partículas en suelos granulares gruesos". VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, México.
12. Marsal R. J. (1972)  
"Resistencia y compresibilidad de enrocamientos  
y gravas". Publicación No. 306 del Instituto de  
Ingeniería, UNAM.
13. Marsal R. J. (1971)  
Conferencia sobre suelos pumíticos dictada en -  
la Ciudad de Guadalajara, Jal. (sin publicar).
14. Nash N. L. (1953)  
"The shearing resistance of a fine closely gra  
ded sand", Proc. 3<sup>th</sup> ICSMFE, Zurich.

15. Padilla C. E. y Zambrano R. H. (1978)  
"Comportamiento de materiales pumíticos (jales) colocados como terracerías de carreteras". IX - Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Mérida.
16. Saborío J., Gómez R., Muro J. y Girault P. (1970)  
"Problemas de cimentación en Guadalajara, Jal." V Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, México.
17. Taylor D. W. (1947)  
"Fundamentals of soil mechanics". John Wiley - and sons, Inc., New York.
18. Vesic A. S. and Clough W. (1968)  
"Behavior of granular materials under high stresses" Journal of the soil mechanics and foundations division, Proc. ASCE.
19. Zeller J. and Wullimann R. (1957)  
"The shear strenght of the shell material for the Goschenalp dam, Switzerland" Proc. 4<sup>th</sup> ICSMFE, - Vol. II, London.
20. Zeller J. (1966)  
Personal communications, Jan.
21. Zepeda J. A. (1982)  
"Estudio de las propiedades esfuerzo - deformación de una arena pómez" Tesis de maestría, DEFFI, UNAM.
22. Zeevaert L. (1971)  
"Apuntes de Mecánica de Suelos sobre tecnología y problemas de ingeniería civil de los materiales del subsuelo". Fac. de Ingeniería, UNAM.



23. Zeevaert L. (1973)

"Foundation engineering for difficult subsoil conditions" Van Nostrand Reinhold, Co., New York.

## TABLAS Y FIGURAS

Resultados de pruebas triaxiales.

ARENA PUNITICA DE GUADALAJARA.

TABLA I.

ESTADO SECO								
$\sigma_3$	SEMI - COMPACTO							
	$e_0$	$C_r$	$\sigma_1 - \sigma_3$	$\sigma_1$	$\sigma_1/\sigma_3$	$M_z$	$\phi_0$	$B_0$
kg/cm <sup>2</sup>	—	%	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	—	cm <sup>2</sup> /kg	°	%
0.8	0.818	82.8	3.07	3.87	7.14	0.0189	48	4.38
1.0	0.817	83.2	8.02	8.02	8.02	0.0108	48	8.39
2.0	0.831	47.8	8.88	10.88	8.44	0.0083	43	9.50
4.0	0.803	88.8	13.74	17.74	4.44	0.0080	39	14.73
6.0	0.831	47.8	19.89	28.89	4.32	0.0088	38	21.42

TABLA II.

ESTADO SATURADO								
$\sigma_3$	SEMI - COMPACTO							
	$e_0$	$C_r$	$\sigma_1 - \sigma_3$	$\sigma_1$	$\sigma_1/\sigma_3$	$M_z$	$\phi_0$	$B_0$
kg/cm <sup>2</sup>	—	%	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	—	cm <sup>2</sup> /kg	°	%
0.8	0.823	80.8	3.19	3.69	7.38	0.0189	48	3.22
1.0	0.829	48.4	8.31	8.31	8.31	0.0124	48	4.70
2.0	0.823	80.8	8.84	10.84	8.27	0.0070	42	8.30
4.0	0.483	66.8	12.21	16.21	4.05	0.0070	39	14.68
6.0	0.497	81.2	19.91	28.91	4.32	0.0088	38	23.40

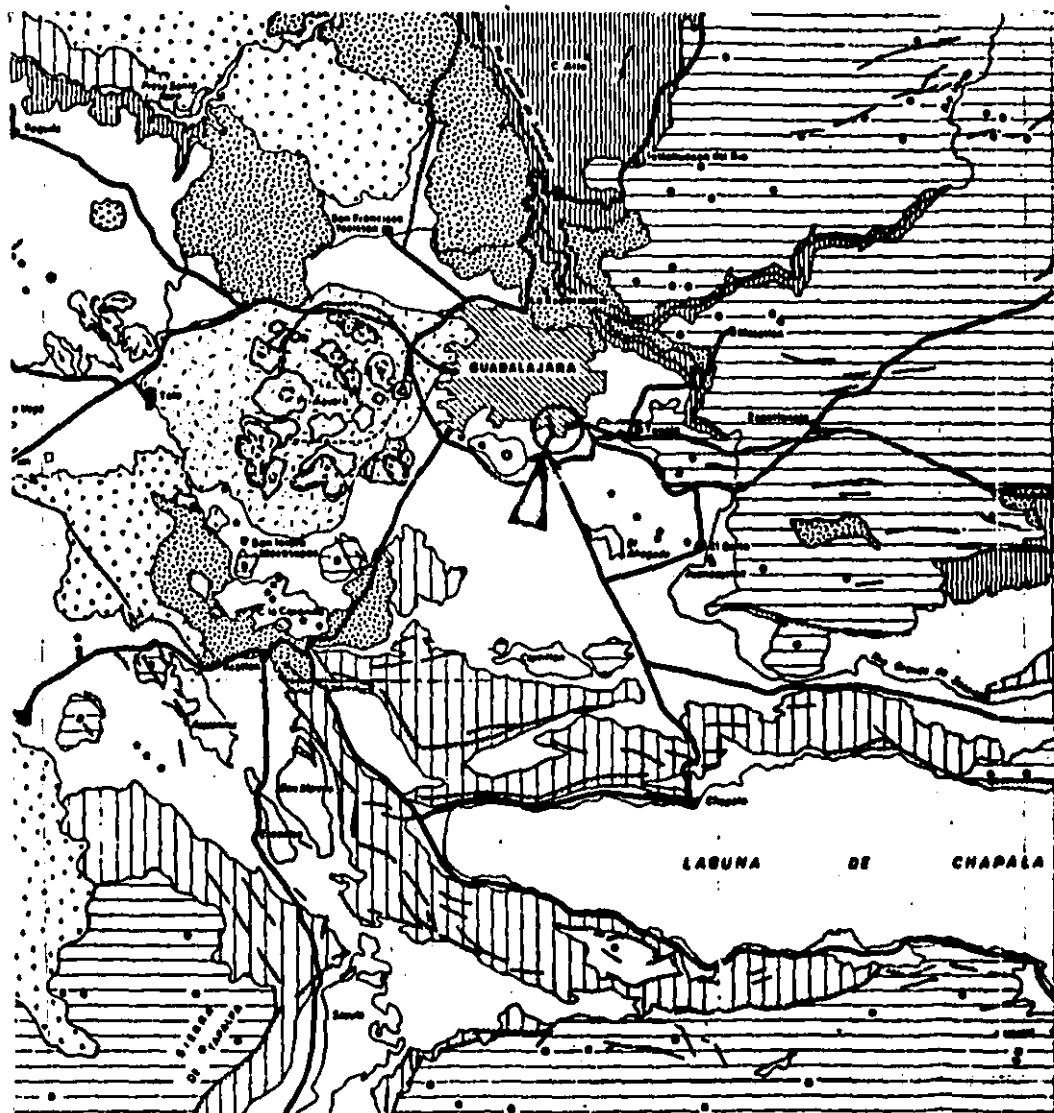
**Resultados de pruebas triaxiales .  
ARENA PUNITICA DE GUADALAJARA .**

**TABLA III .**

<b>ESTADO SECO</b>								
$\sigma_3$	<b>MUY COMPACTO</b>							
	$e_0$	$C_r$	$\sigma_1 - \sigma_3$	$\sigma_1$	$\sigma_1/\sigma_3$	$M_z$	$\phi_0$	$B_0$
kg/cm <sup>2</sup>	—	%	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	—	cm <sup>2</sup> /kg	°	%
0.8	0.420	92.0	4.42	4.92	9.64	0.0094	53	5.12
1.0	0.412	95.2	7.07	8.07	8.07	0.0059	51	6.48
2.0	0.400	100.0	11.10	13.10	6.58	0.0043	48	9.79
4.0	0.400	100.0	15.35	19.35	4.84	0.0033	41	15.68
6.0	0.400	100.0	21.57	27.57	4.60	0.0027	40	22.75

**TABLA IV .**

<b>ESTADO SATURADO</b>								
$\sigma_3$	<b>MUY COMPACTO</b>							
	$e_0$	$C_r$	$\sigma_1 - \sigma_3$	$\sigma_1$	$\sigma_1/\sigma_3$	$M_z$	$\phi_0$	$B_0$
kg/cm <sup>2</sup>	—	%	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	—	cm <sup>2</sup> /kg	°	%
0.8	0.412	95.2	5.06	5.56	11.12	0.0057	54	3.47
1.0	0.431	87.6	6.83	7.83	7.83	0.0069	51	6.87
2.0	0.423	90.8	10.26	12.26	6.13	0.0053	45	10.77
4.0	0.400	100.0	15.95	19.95	4.60	0.0035	41	14.62
6.0	0.400	100.0	22.16	28.16	4.60	0.0032	40	21.17



**FIG. 1. LOCALIZACION DEL BANCO DE ARENA PUNITICA.**

**FIGURA TOMADA DE: "L'AXE MÉVOLCANIQUE TRANSMEXICAIN"  
ALAIN DEMANT, TESIS DOCTORAL  
UNIVERSITÉ DE DROIT, D'ÉCONOMIE ET DES  
SCIENCES D'AIX - MARSEILLE. 1981.**

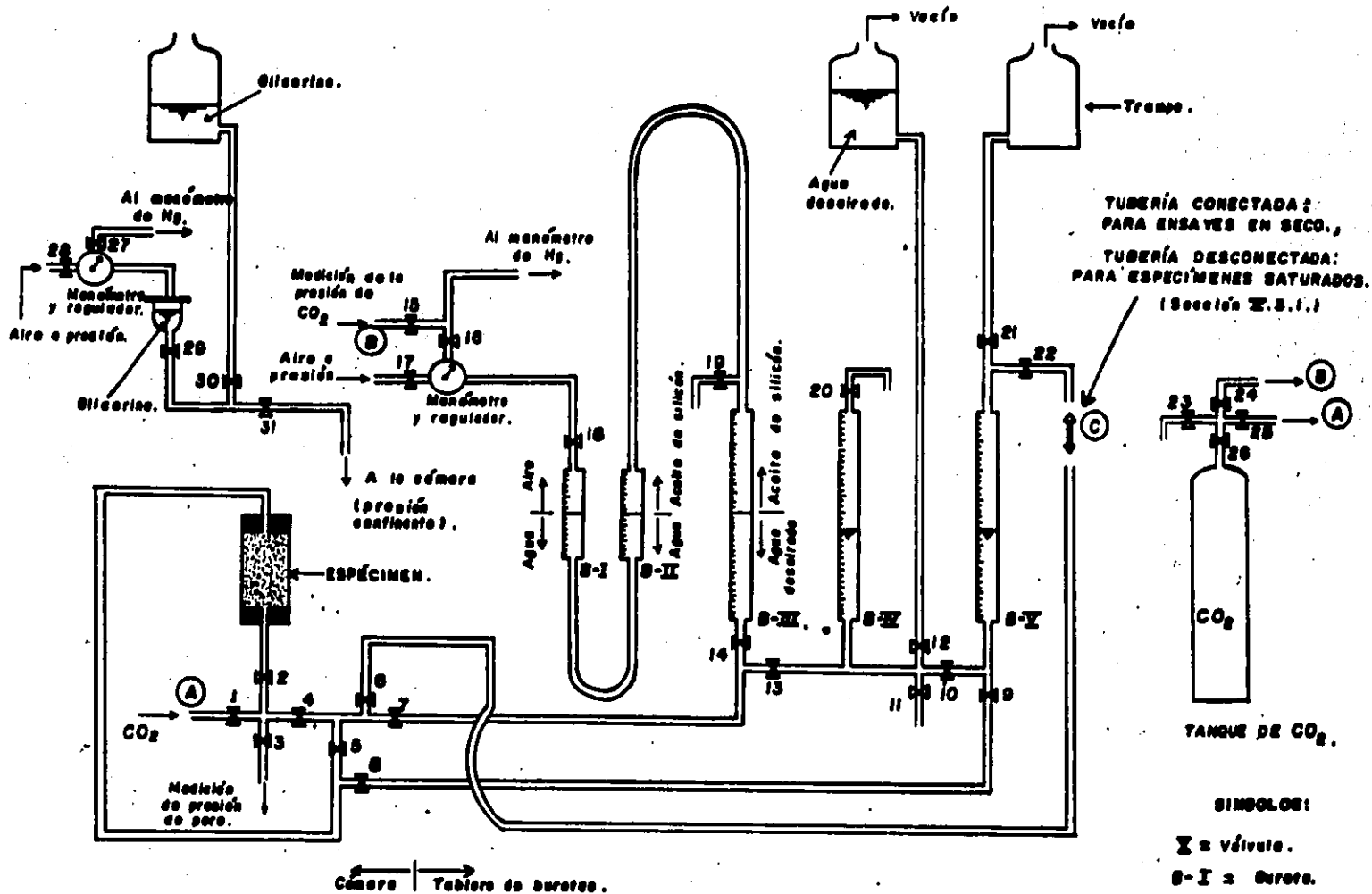
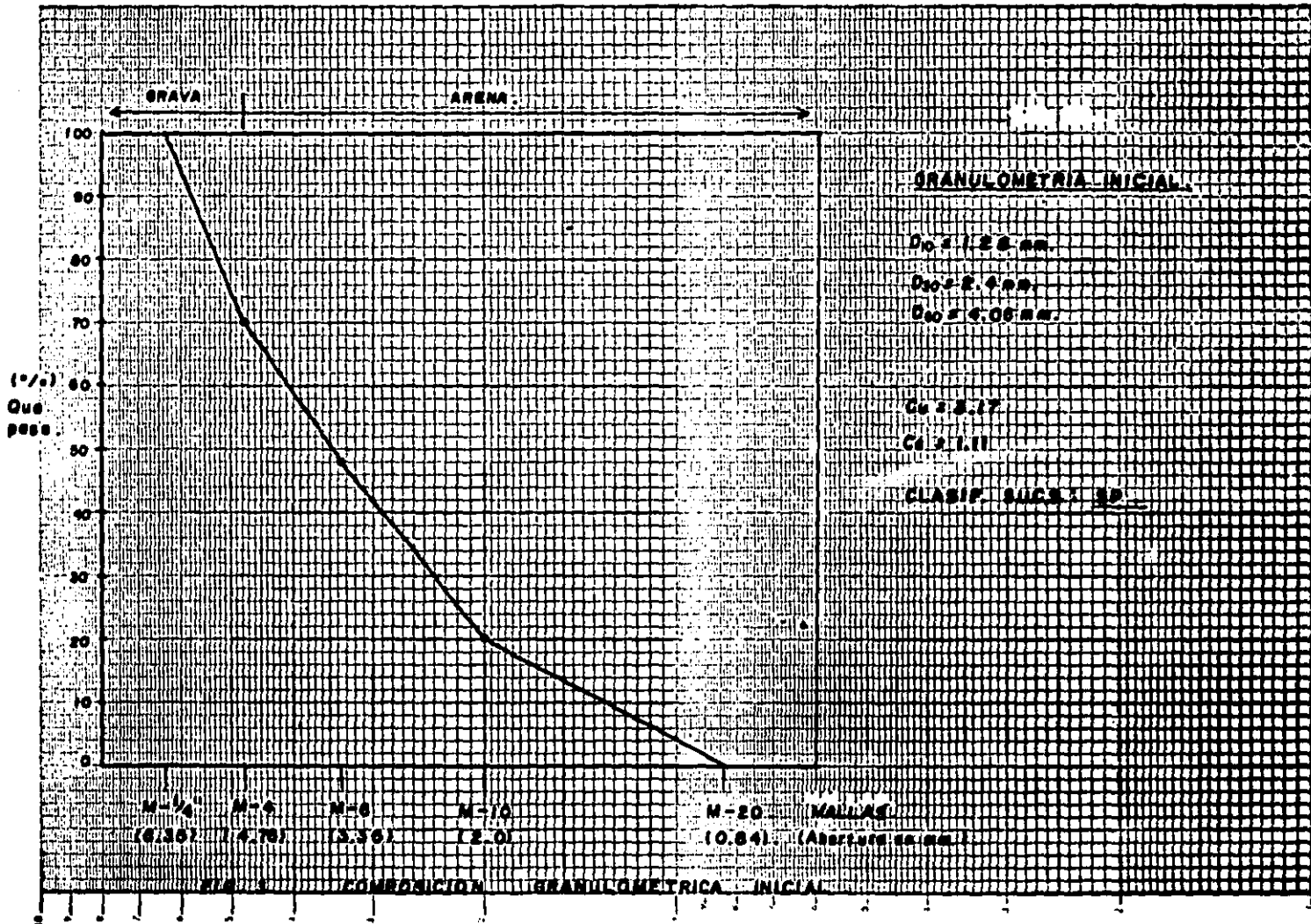
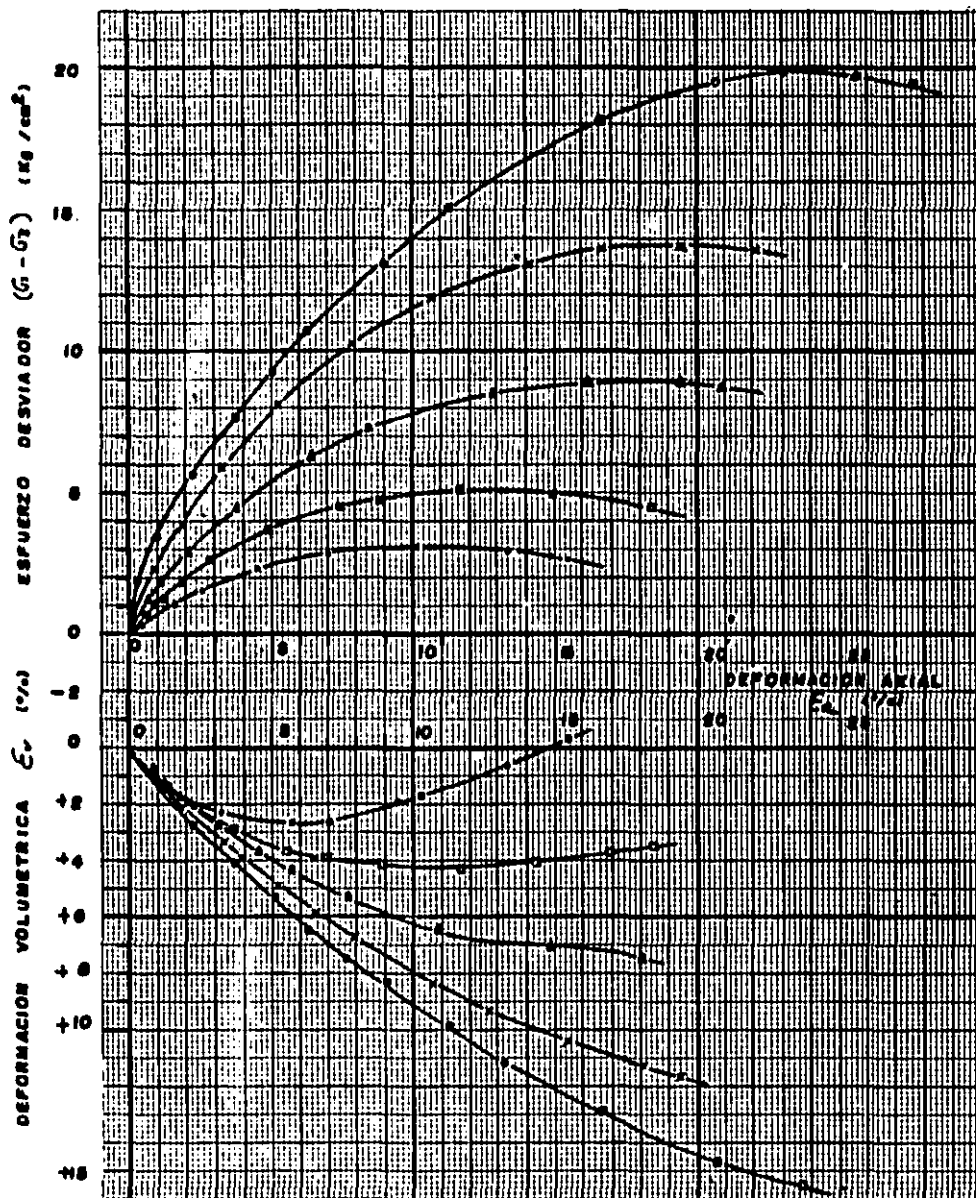


FIG. 2. SISTEMA EMPLEADO PARA REALIZAR PRUEBAS TRIAXIALES EN SECO Y SATURADOS.

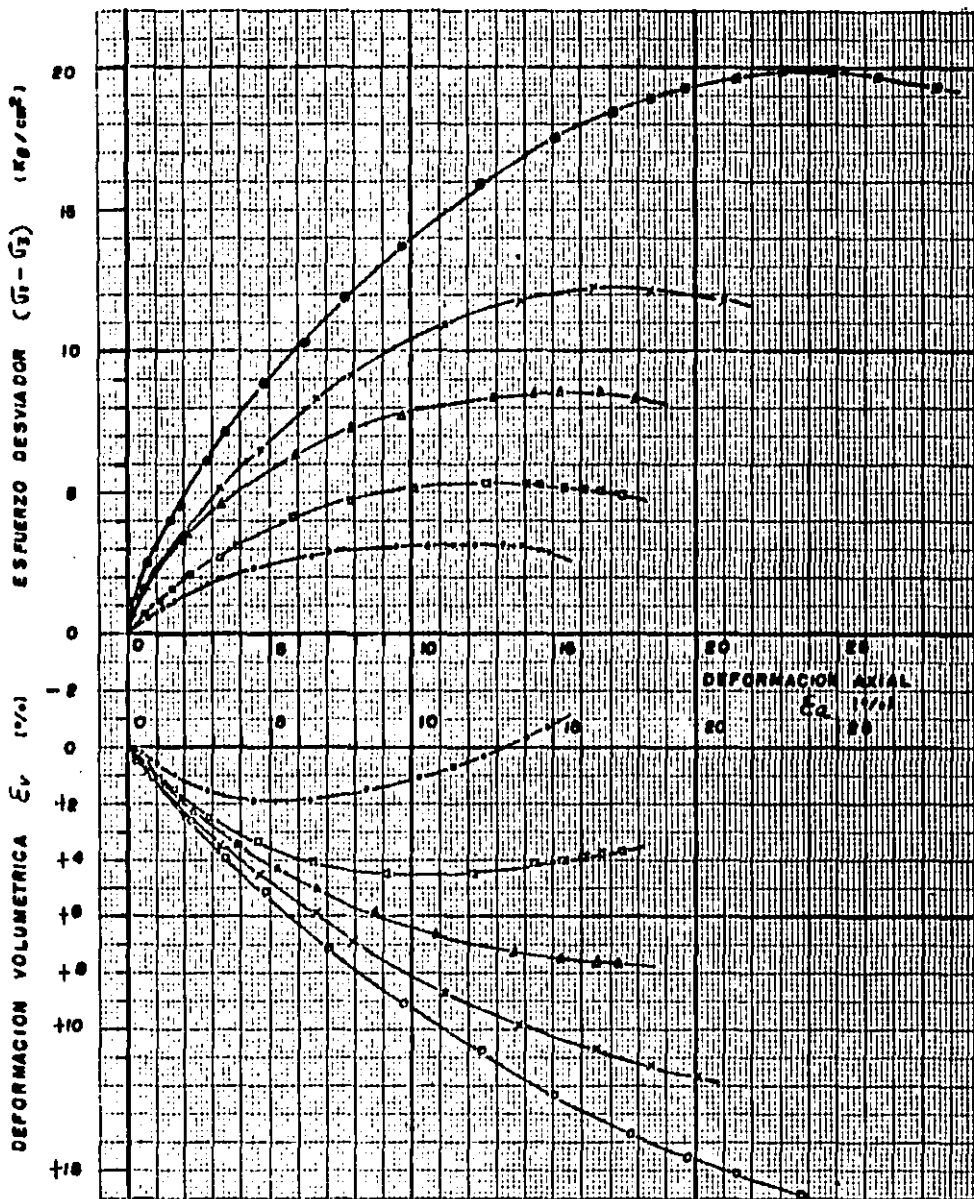




SÍMBOLO	$G_2$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	$\theta$	$C_r$ (%)
○	0.5	0.818	52.0
□	1.0	0.817	53.2
△	2.0	0.831	47.6
x	4.0	0.803	56.6
o	8.0	0.681	47.6

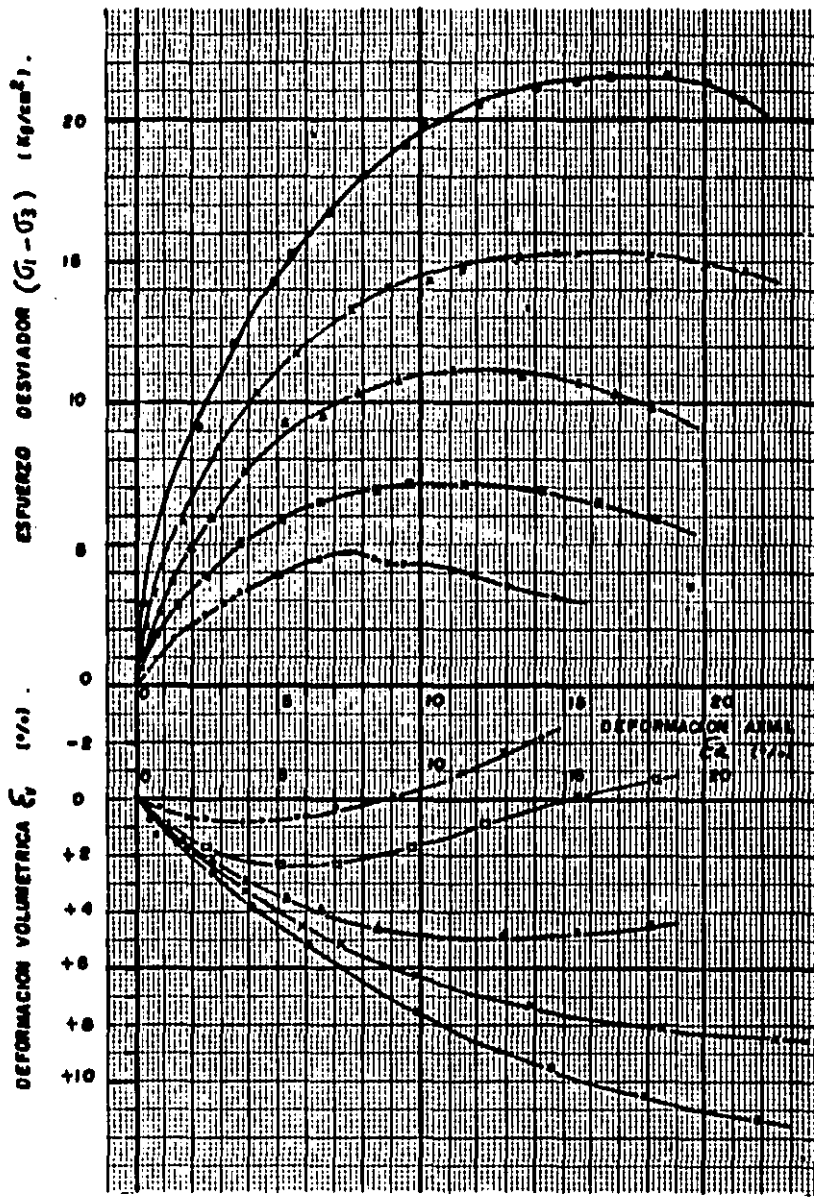
FIG. 4. CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION AXIAL Y DEFORMACION VOLUMETRICA-DEFORMACION AXIAL ARENA SECA - SEMICOMPACTA.





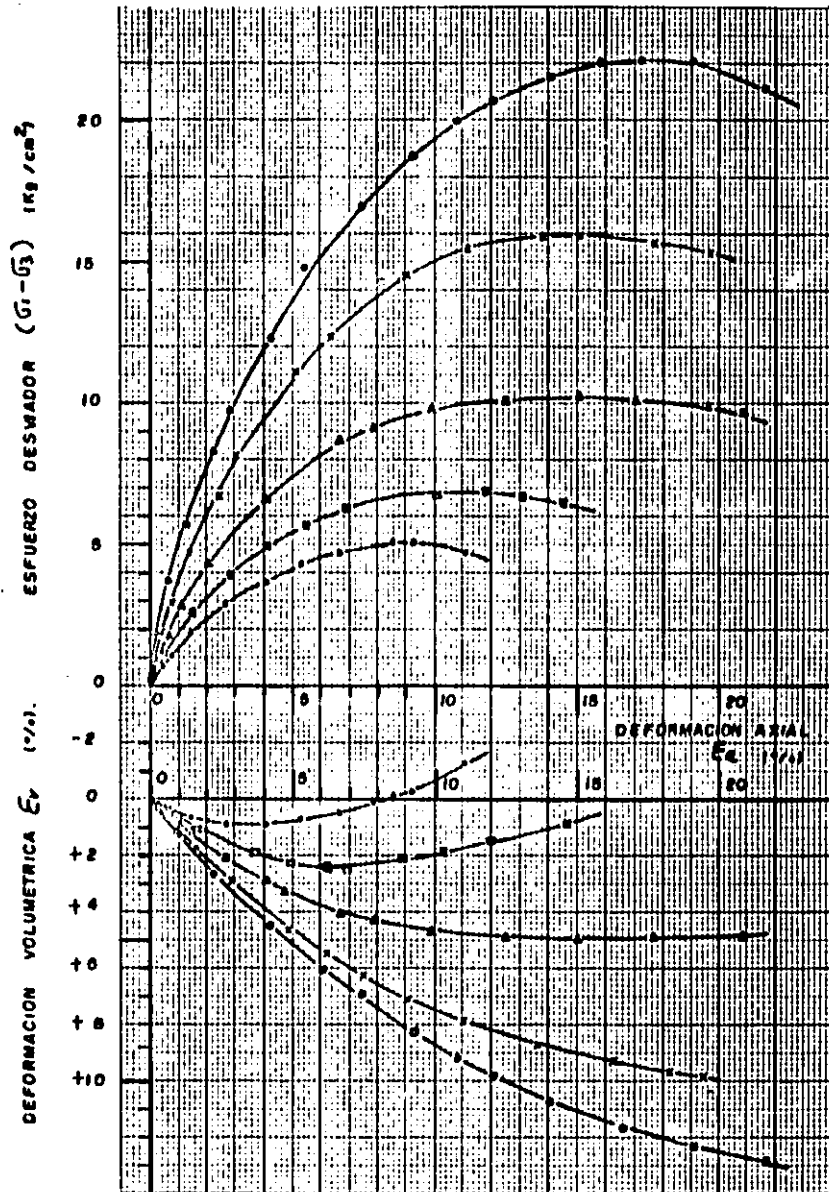
SÍMBOLO.	$\sigma_3$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	$\sigma$	$C_r$ (%)
●—●	0.5	0.523	80.6
□—□	1.0	0.529	48.4
△—△	2.0	0.523	80.6
x—x	4.0	0.483	66.6
○—○	6.0	0.497	61.2

FIG. 5. CURVAS ESFUERZO - DEFORMACION AXIAL Y DEFORMACION VOLUMETRICA - DEFORMACION AXIAL. ARENA SATURADA - SEMICOMPACTA.



SÍMBOLO.	$\sigma_3$ ( $\text{Kg/cm}^2$ )	$\theta$	$C_r$ (%)
●—●	0.5	0.420	92.0
□—□	1.0	0.412	93.2
△—△	2.0	0.400	100.0
x—x	4.0	0.400	100.0
○—○	6.0	0.400	100.0

FIG. 6. CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION AXIAL Y DEFORMACION VOLUMETRICA - DEFORMACION AXIAL. ARENA SECA - MUY COMPACTA.



SÍMBOLO	$\sigma_3$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	$e$	$C_r$ (%)
●—●	0.8	0.412	95.2
□—□	1.0	0.431	87.6
△—△	2.0	0.423	90.8
x—x	4.0	0.400	100.0
○—○	8.0	0.400	100.0

FIG. 7. CURVAS ESFUERZO — DEFORMACION AXIAL Y DEFORMACION VOLUMETRICA — DEFORMACION AXIAL. ARENA SATURADA — MUY COMPACTA.

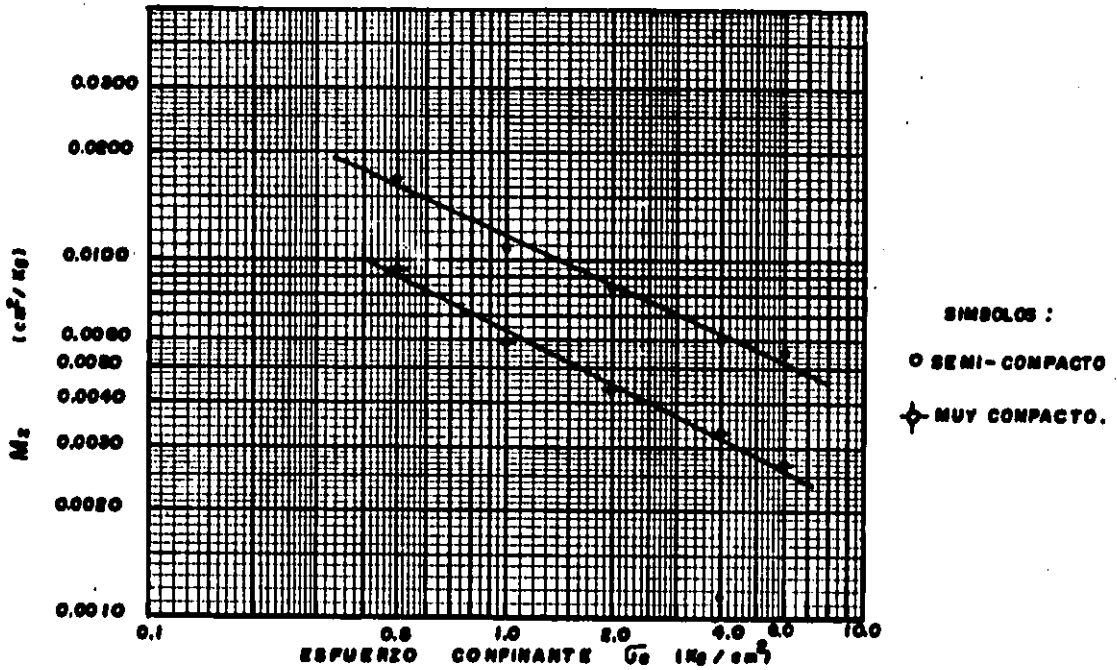


FIG. 8. MODULO DE DEFORMACION LINEAL. ARENA SECA.

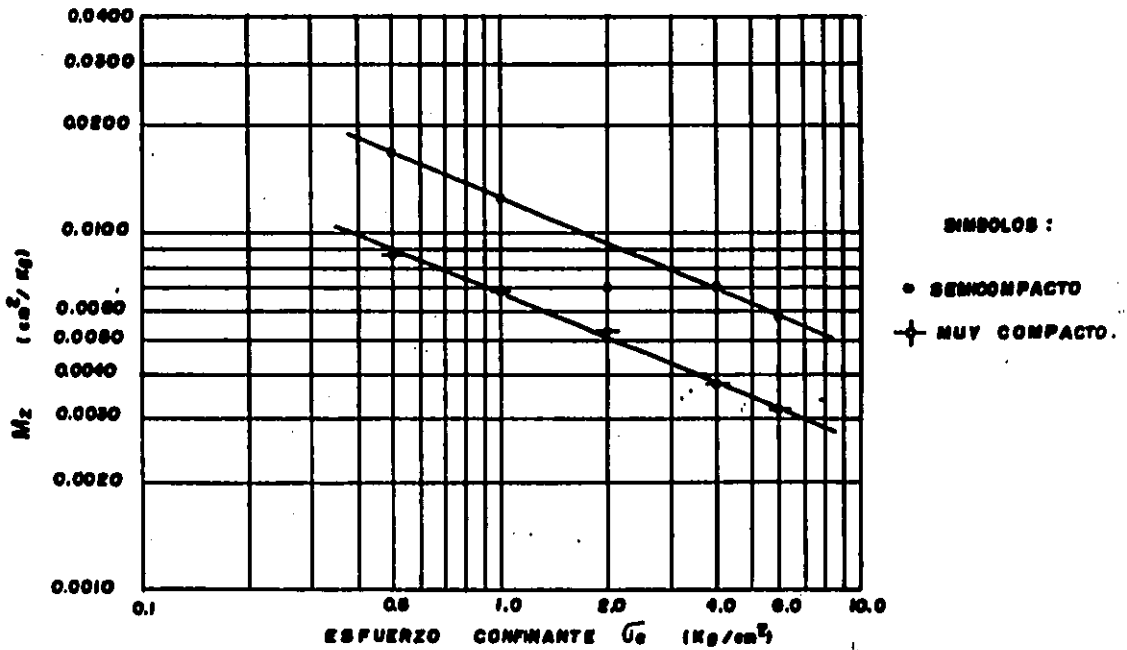


FIG. 9. MODULO DE DEFORMACION LINEAL. ARENA SATURADA.

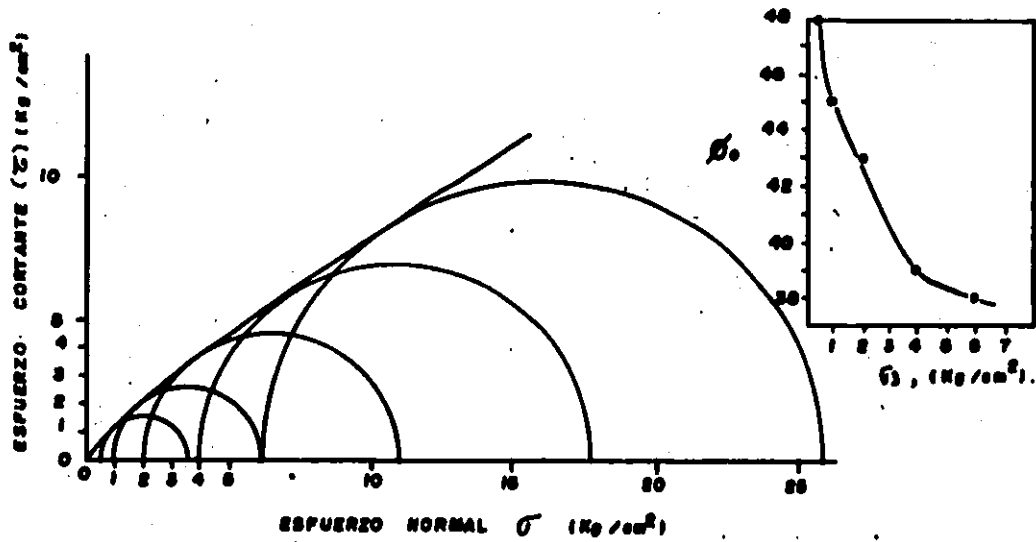


FIG. 10. RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE ARENA SECA, SEMI-COMPACTA.

$\phi_0$  = Angulo de inclinación de la línea recta que pasa por el origen y es tangente a cada círculo.

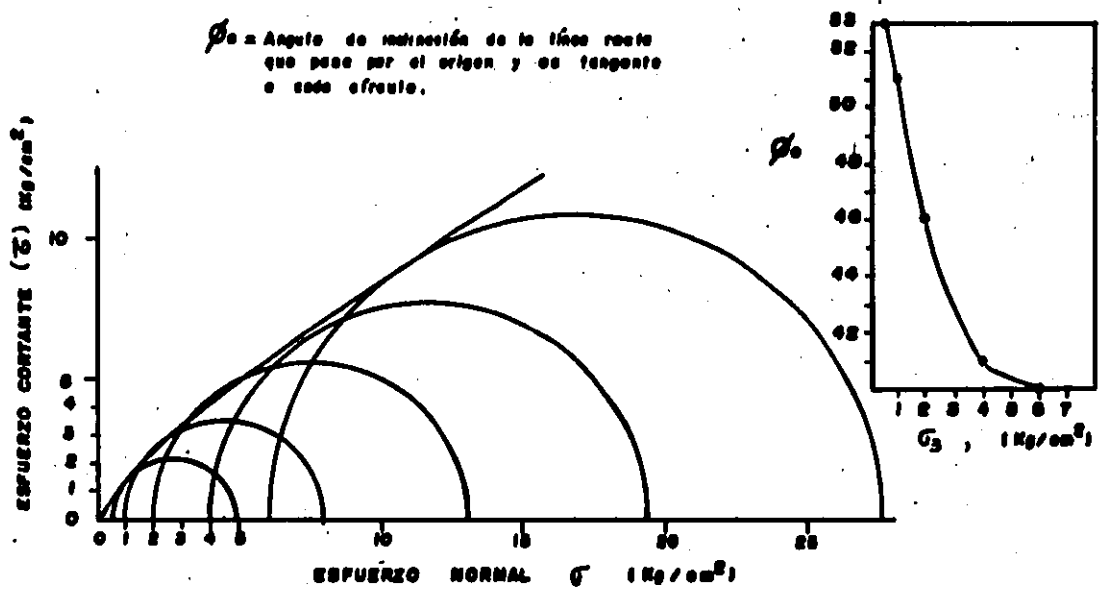


FIG. 11. RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE ARENA SECA, MUY COMPACTA.

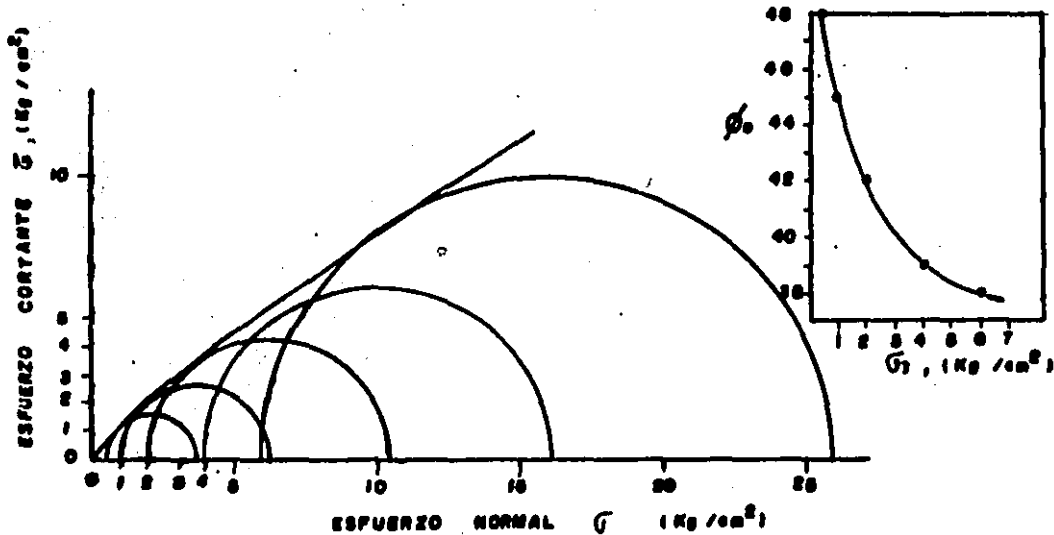


FIG. 12. RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE  
ARENA SATURADA, SEMICOMPACTA.

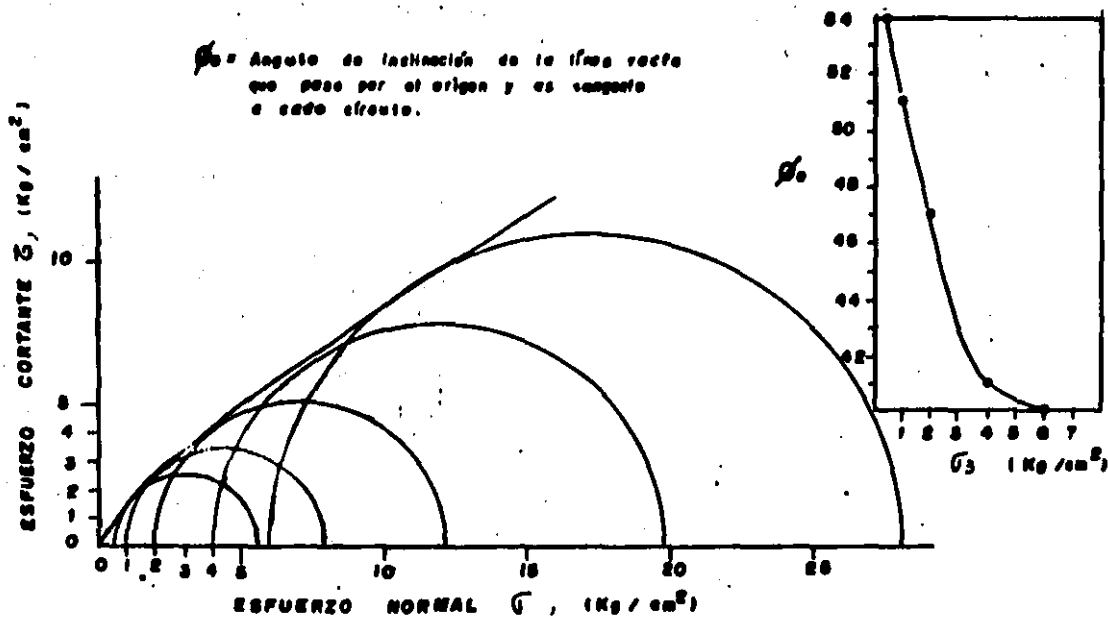
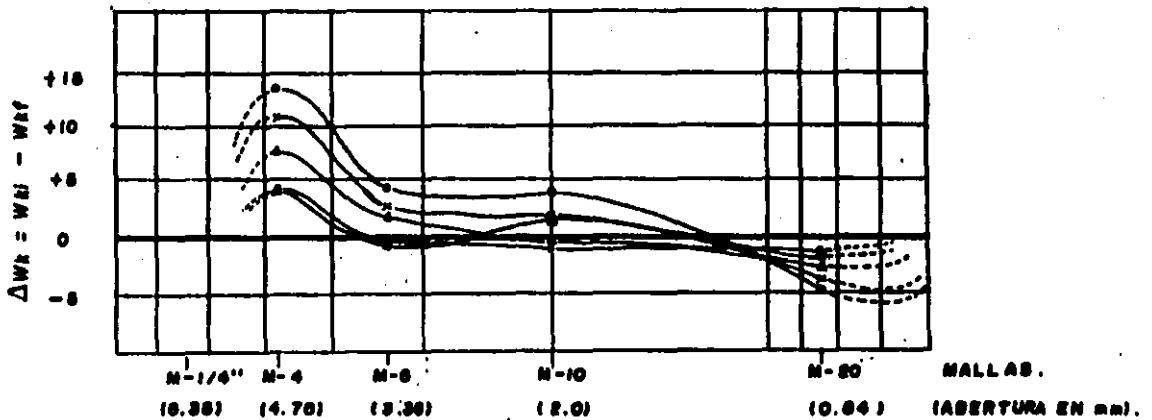
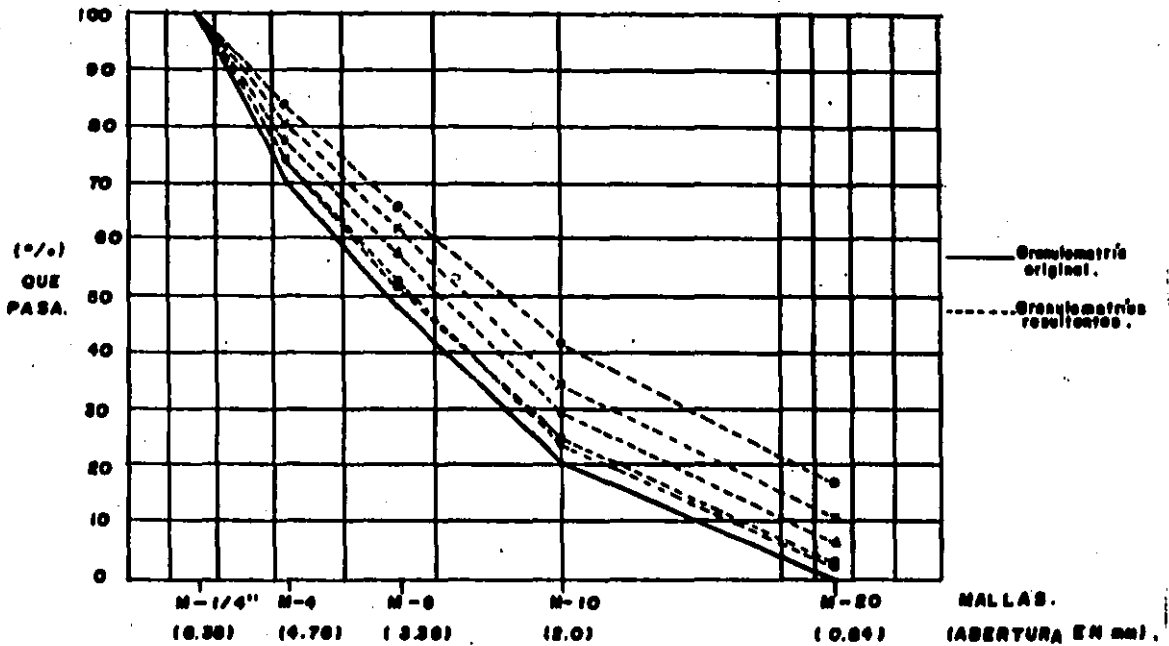


FIG. 13. RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE  
ARENA SATURADA, MUY COMPACTA.

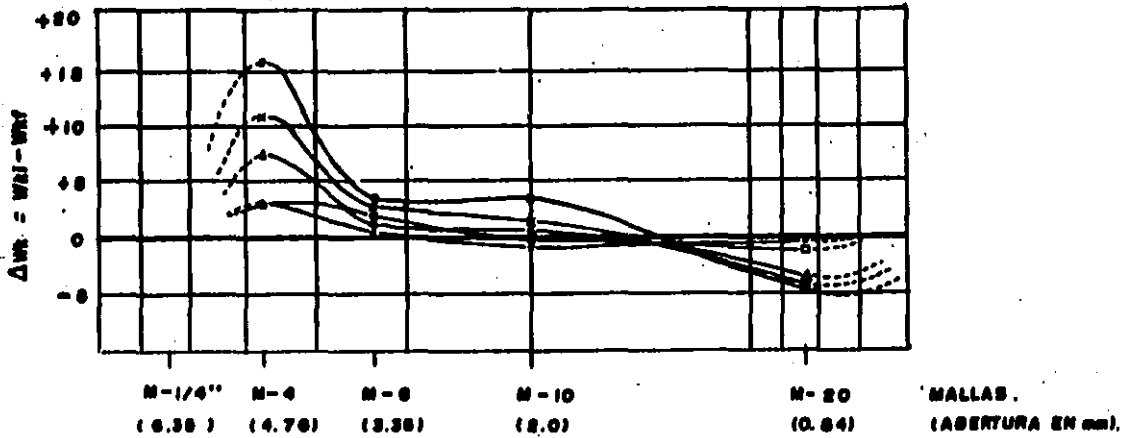
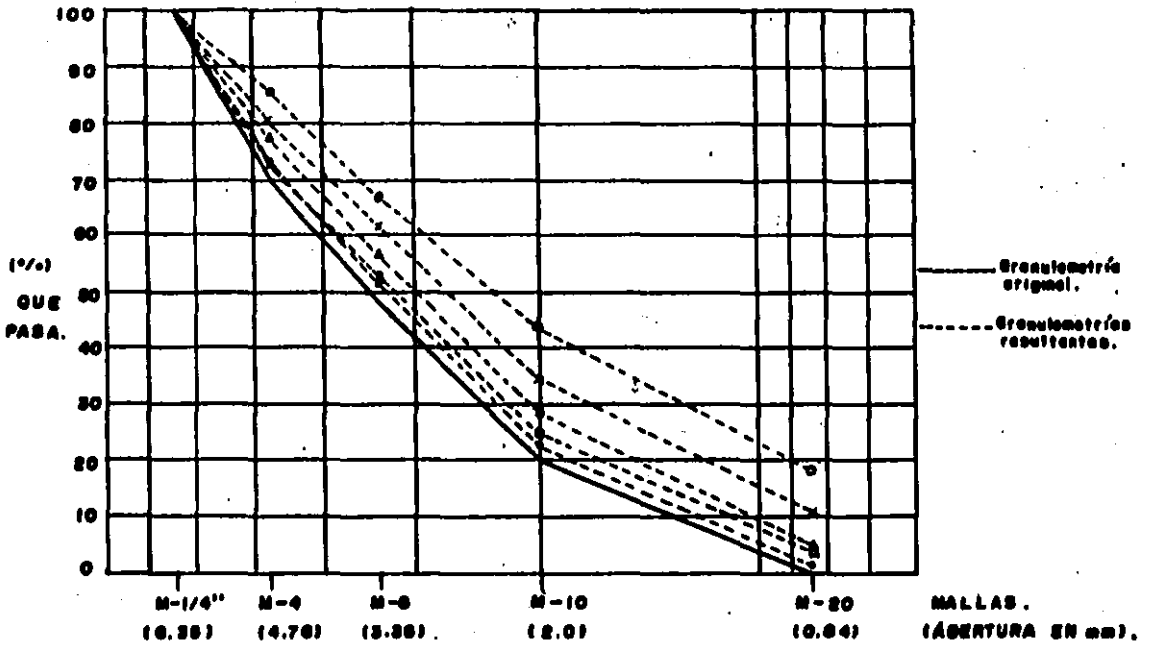


SÍMBOLO	$G_2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$B_g$ (%).
o	0.8	4.38
□	1.0	8.38
△	2.0	9.80
x	4.0	14.73
o	8.0	21.42

$W_k$  y  $W_{kf}$  = Pesos de las fracciones inicial y final expresadas en porcentaje del peso total del espécimen.

$B_g$  = Parámetro de medición de rotura de granos

FIG. 14. GRANULOMETRIAS RESULTANTES Y ROMPIMIENTO DE GRANOS ARENA SECA, SEMI-COMPACTA.



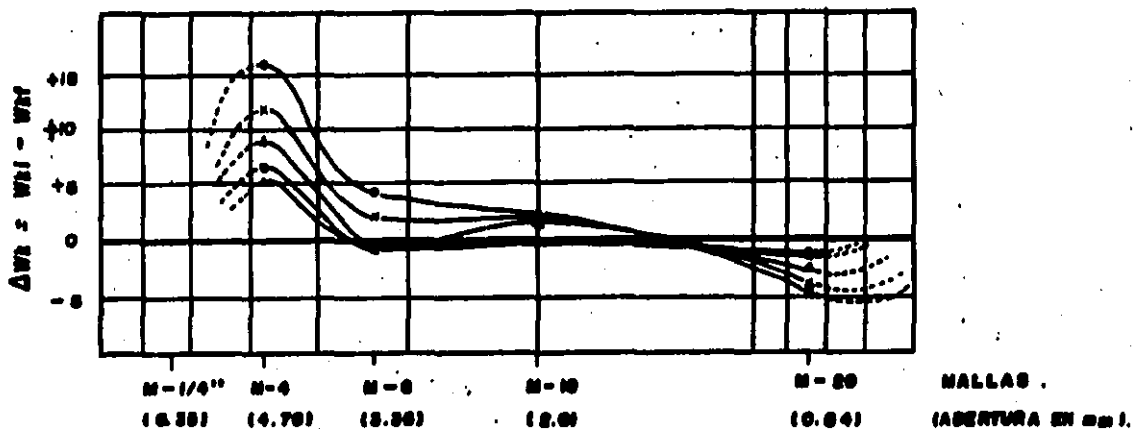
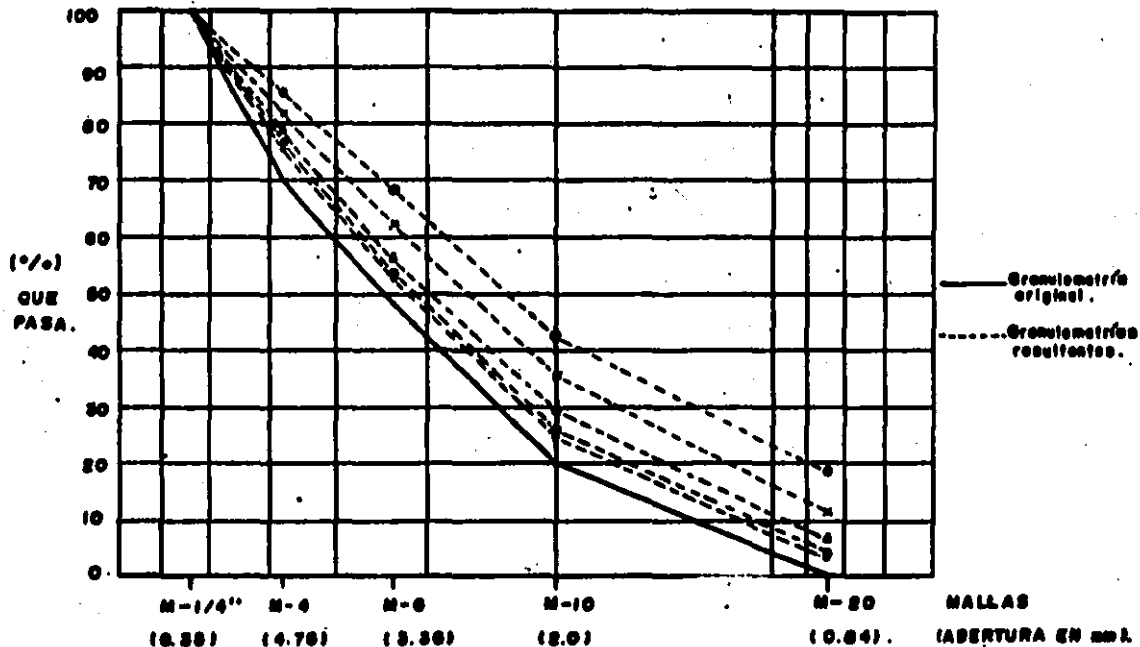
SÍMBOLO	$\sigma_3$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$B_g$ (%)
o	0.8	3.22
□	1.0	4.70
△	2.0	8.30
X	4.0	14.60
o	6.0	23.40

W<sub>ai</sub> y W<sub>af</sub> = Pesos de las fracciones inicial y final expresadas en porcentaje del peso total -- del espécimen

$B_g$  = Parámetro de medición de rotura de granos.

FIG. 16. GRANULOMETRIAS RESULTANTES Y ROMPIMIENTO DE GRANOS. ARENA SATURADA, SEMI-COMPACTA.



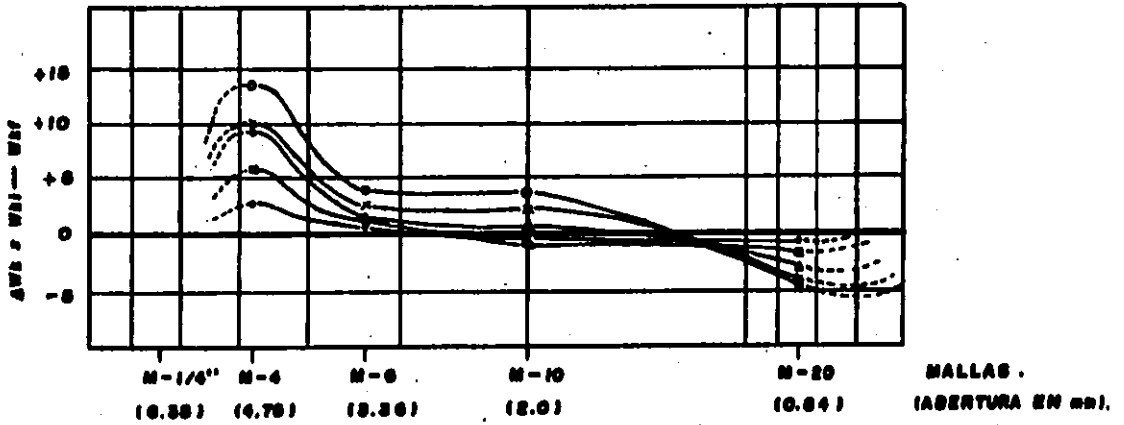
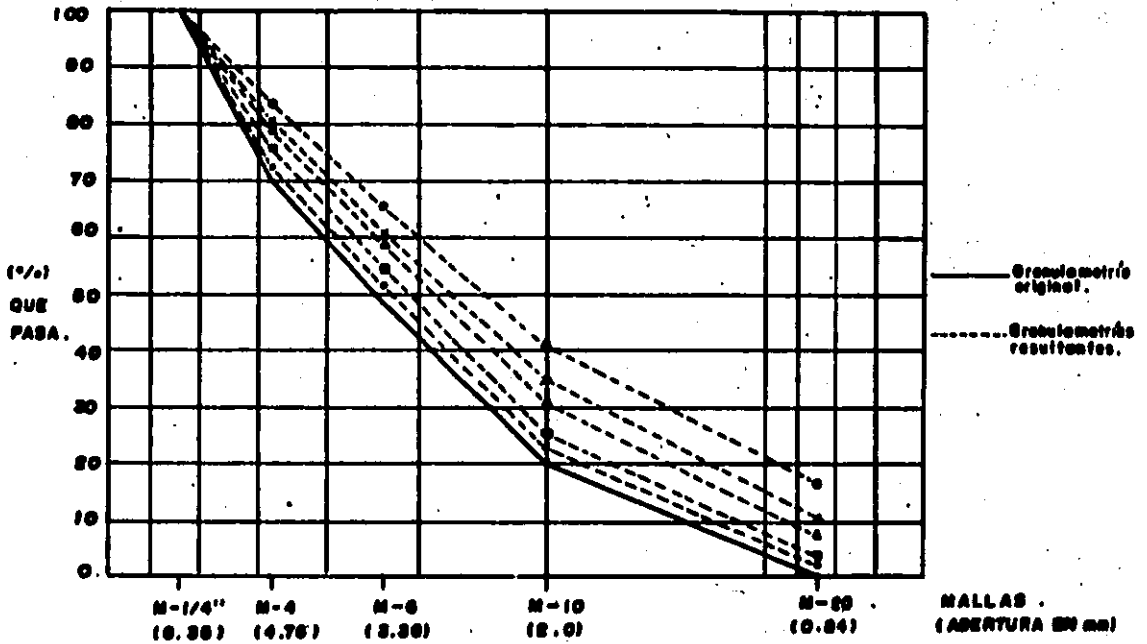


SÍMBOLO	$\bar{G}_3$ (Kg/cm <sup>3</sup> )	$B_g$ (%)
o	0.5	0.12
□	1.0	0.40
△	2.0	0.70
x	4.0	10.00
o	6.0	22.70

$W_{t1}$  y  $W_{t2}$  = Pesos de las fracciones inicial y final expresadas en porcentaje del peso total del espécimen.

$B_g$  = Parámetro de medición de rotura de granos

FIG. 10. GRANULOMETRIAS RESULTANTES Y ROMPIMIENTO DE GRANOS.  
ARENA SECA, MUY COMPACTA.



SÍMBOLO	$\sigma_3$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\theta_3$ (%)
o	0.5	3.47
d	1.0	6.87
Δ	2.0	10.77
x	4.0	14.62
o	6.0	21.17

$Wf$  y  $Wi$  = Pesos de las fracciones inicial y final expresadas en porcentaje del peso total del espécimen

$\theta_3$  = Parámetro de medición de rotura de granos

FIG. 17. GRANULOMETRIAS RESULTANTES Y ROMPIMIENTO DE GRANOS. ARENA SATURADA, MUY COMPACTA.

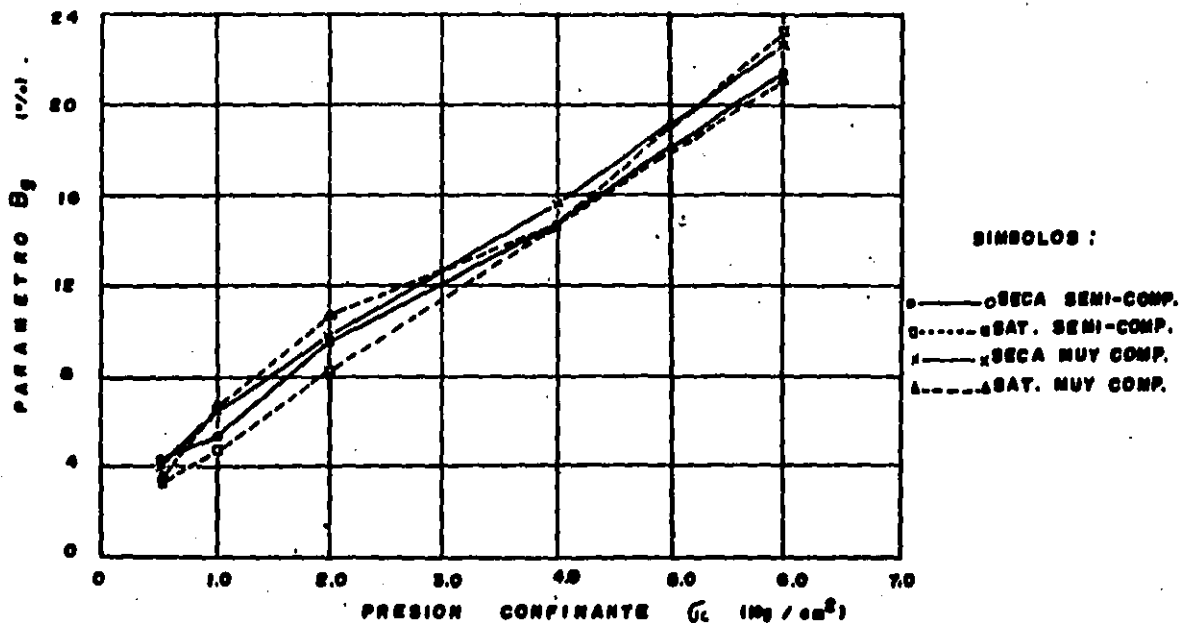


FIG. 18. ROTURA DE PARTICULAS .

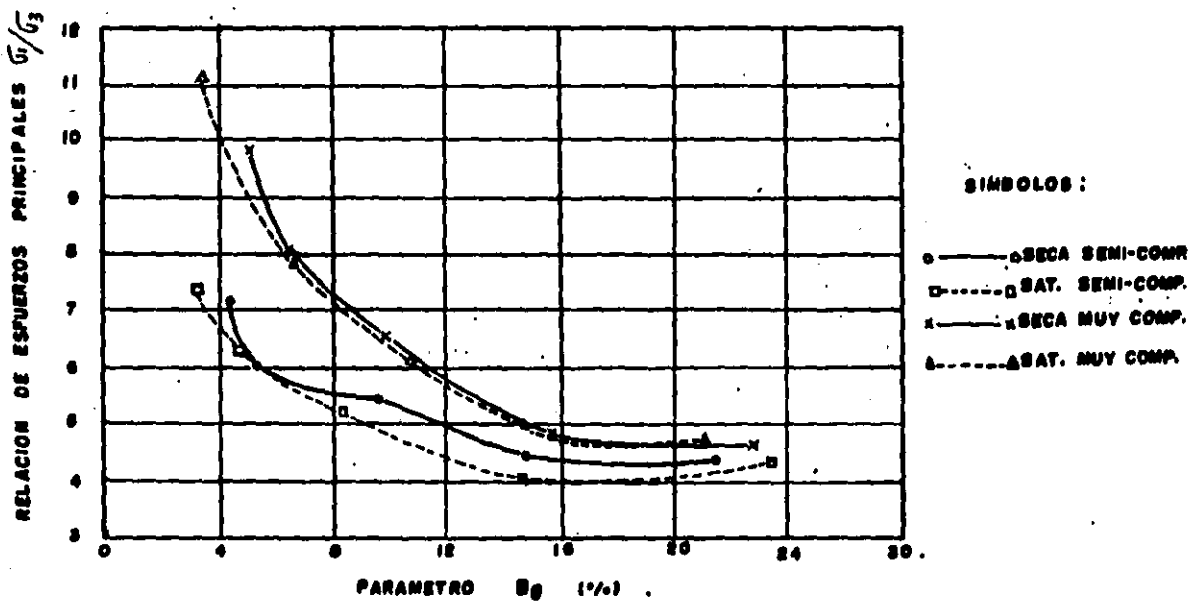
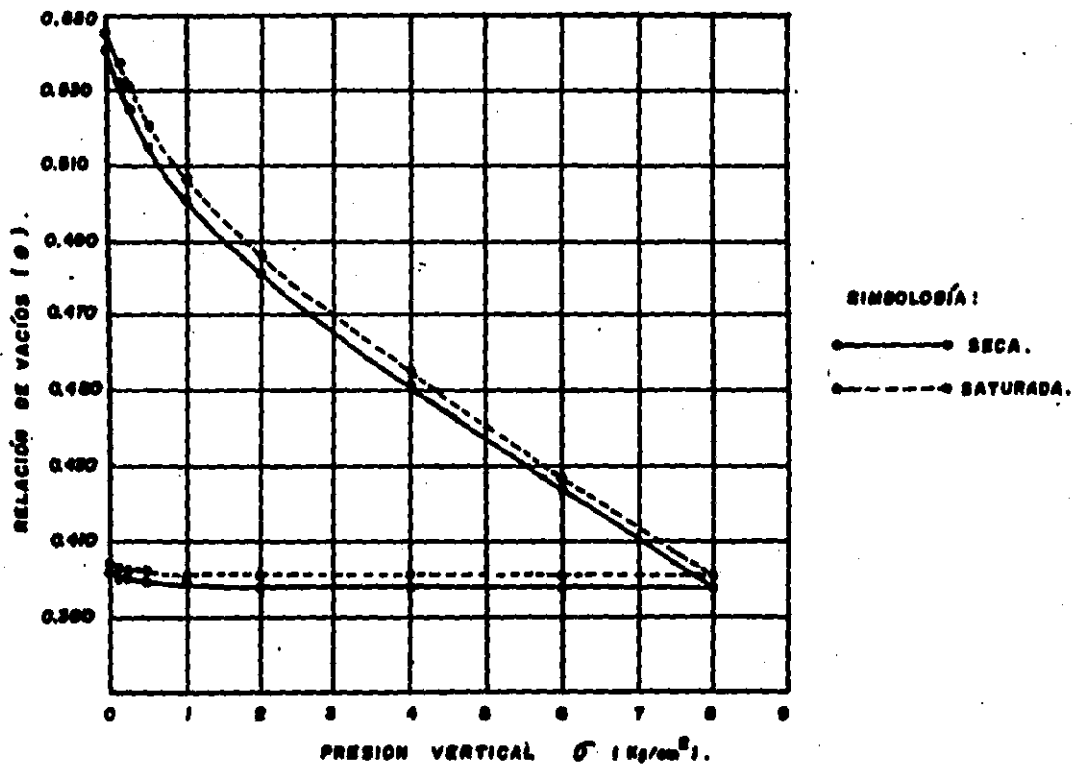
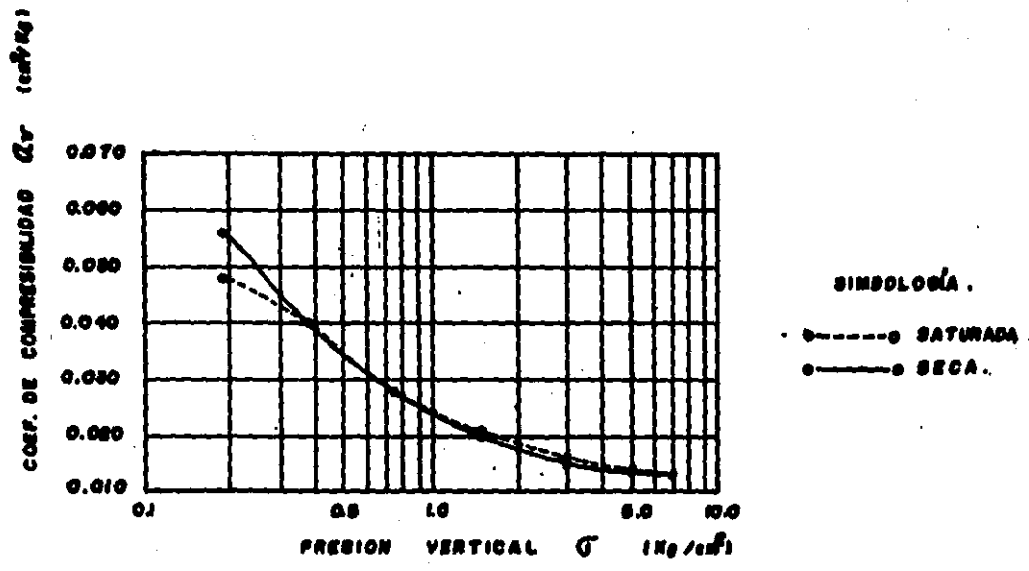


FIG. 19. RELACION DE ESFUERZOS PRINCIPALES EN LA FALLA  $V_0$ . ROTURA DE PARTICULAS .



**CURVAS DE COMPRESIBILIDAD. ARENA SEMI-COMPACTA.**



**COMPRESIBILIDAD. ARENA SEMI-COMPACTA.**

**FIG. 20.**

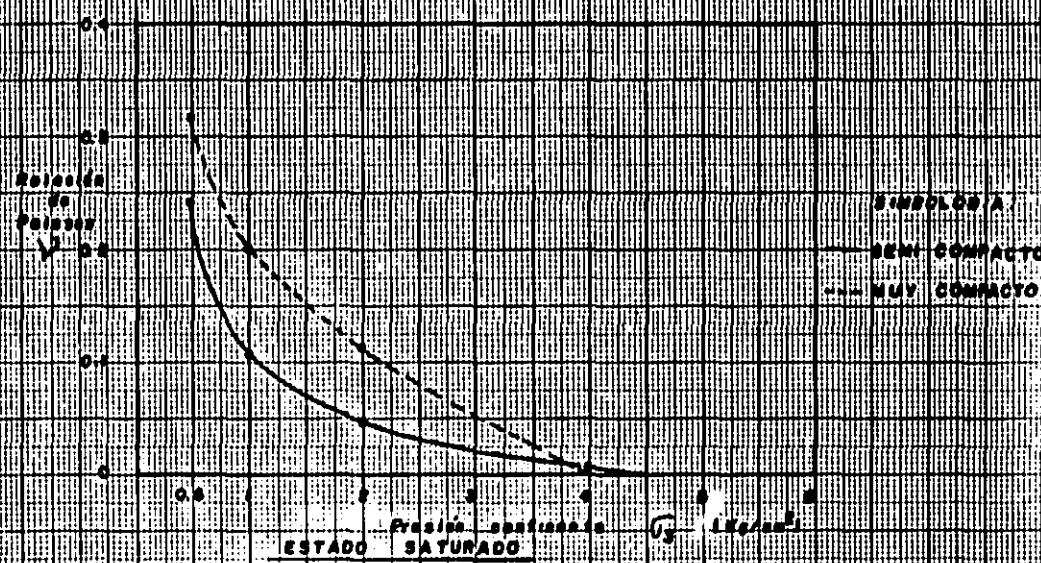
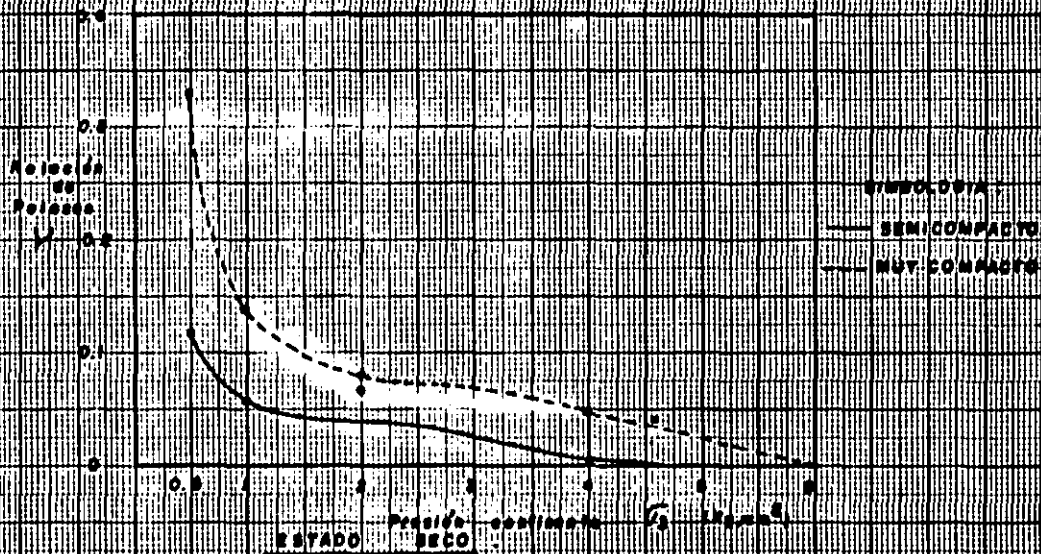


FIG. 21 RELACION  $\sigma_v - \rho$  ARENA PUMITICA

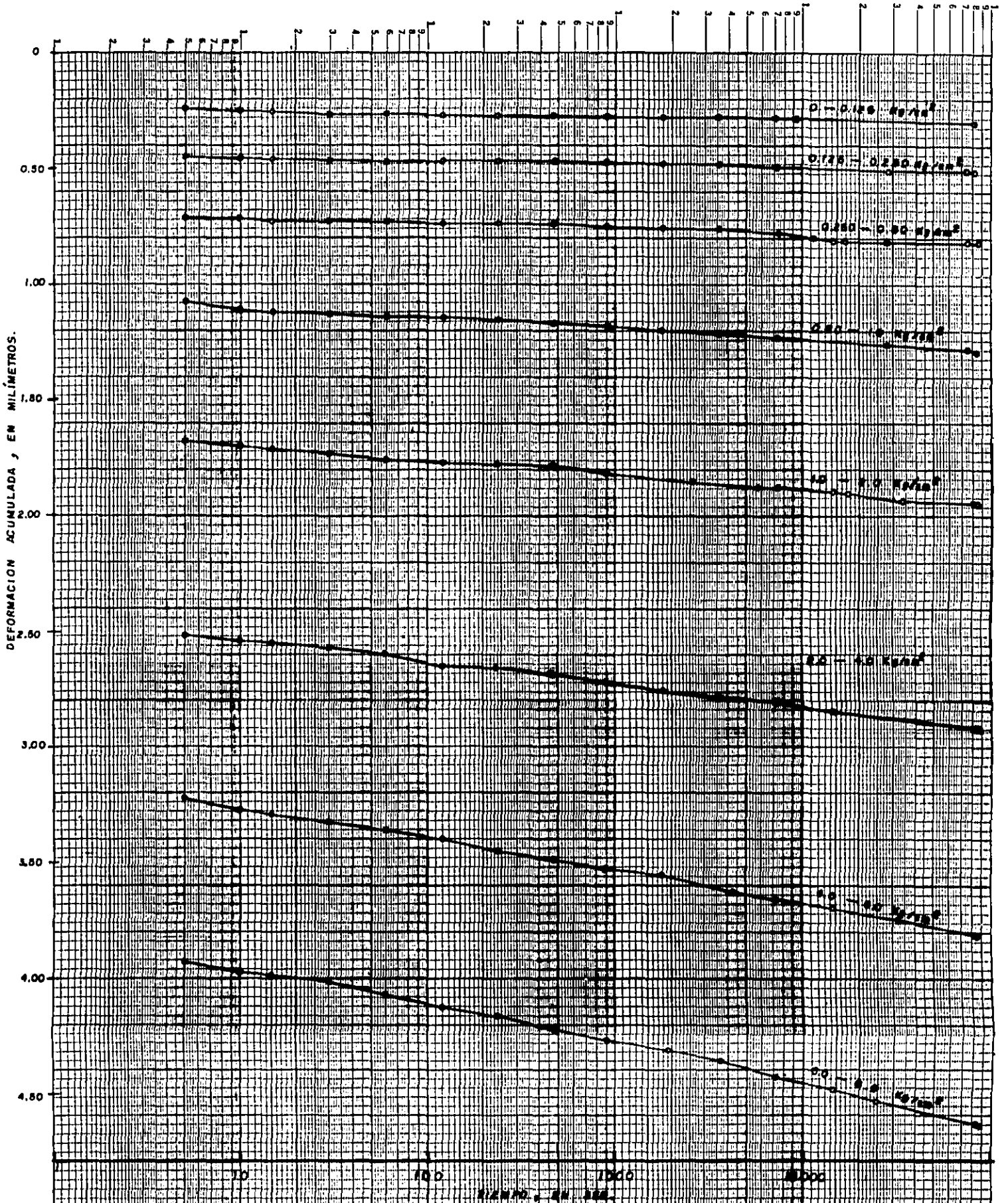


FIG. 12. CURVAS DEFORMACION-TIEMPO  
 ARENA SECA, SEMI-COMPACTA  
 $\rho_r = 0.841$  CP: 43.6 %.

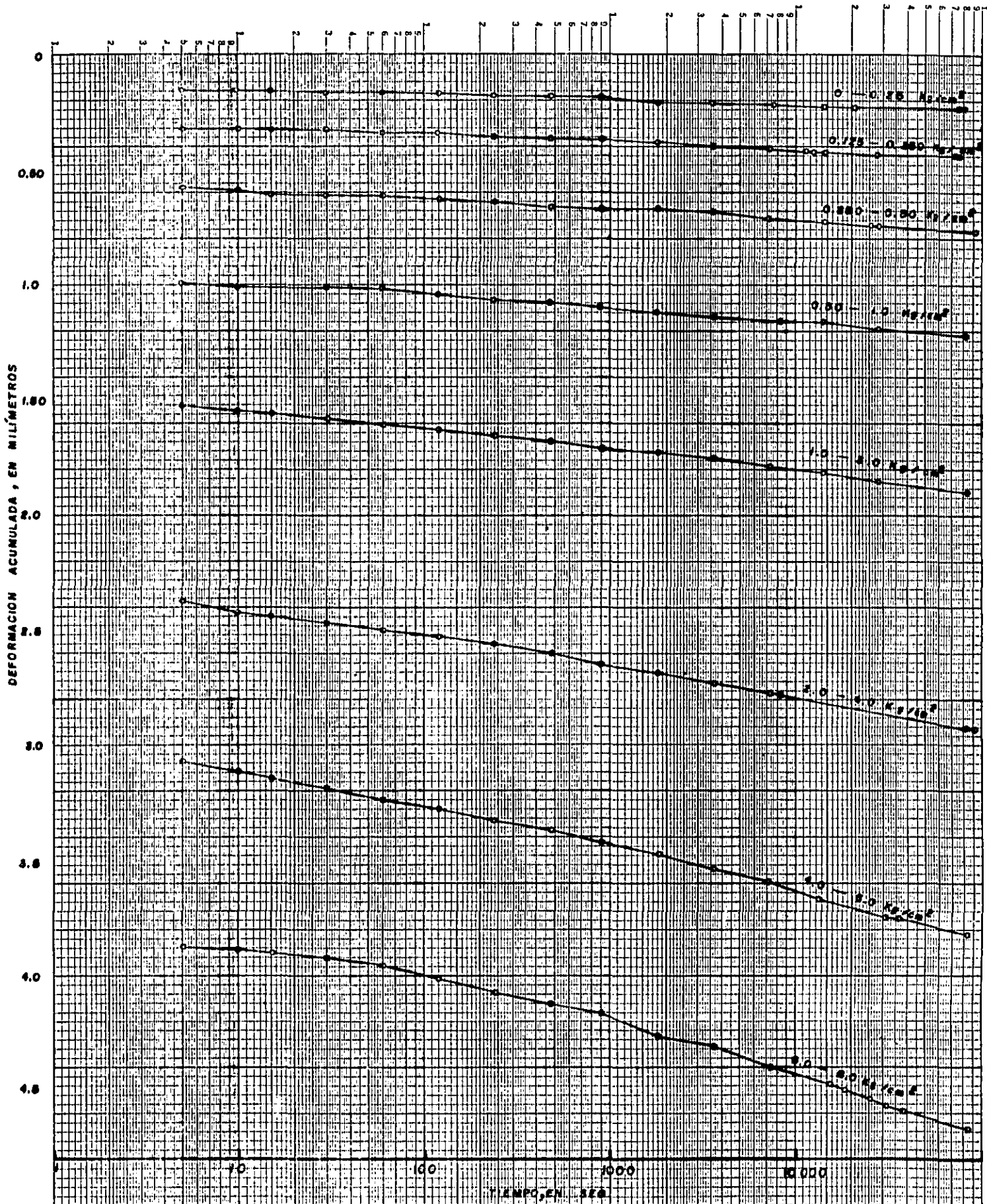


FIG. 23 CURVAS DEFORMACION-TIEMPO  
ARENA SATURADA, SEMI-COMPACTA  
 $e_d = 0.545$   $C_f = 42.0\%$

**A N E X O 1**



## DETERMINACION DE LA DENSIDAD DE SOLIDOS Y LA RELACION DE VACIOS REAL, DE LA ARENA POMEZ

Al determinar la relación de vacíos de una estructura de -- arena pumítica, por medio de los métodos convencionales, se encuentran valores muy altos porque dentro de la oquedad, - se está adicionando la propia de los granos, debido a la al ta porosidad de estos últimos. La relación de vacíos así de terminada no es congruente con la compacidad relativa deter minada para el caso de granos duros y, en consecuencia, con el comportamiento mecánico de compresibilidad y resistencia al esfuerzo cortante del material, ya que los granos poro-- sos (pómez, en este caso), son compresibles o de baja resis-- tencia. Por esta razón, para poder utilizar esta propiedad índice tan importante en los materiales granulares, se hace necesario determinar la relación de vacíos real (Zeevaert - 1971).

En la arena de pómez se tiene la siguiente estructura de -- partículas (fig. A.1) :

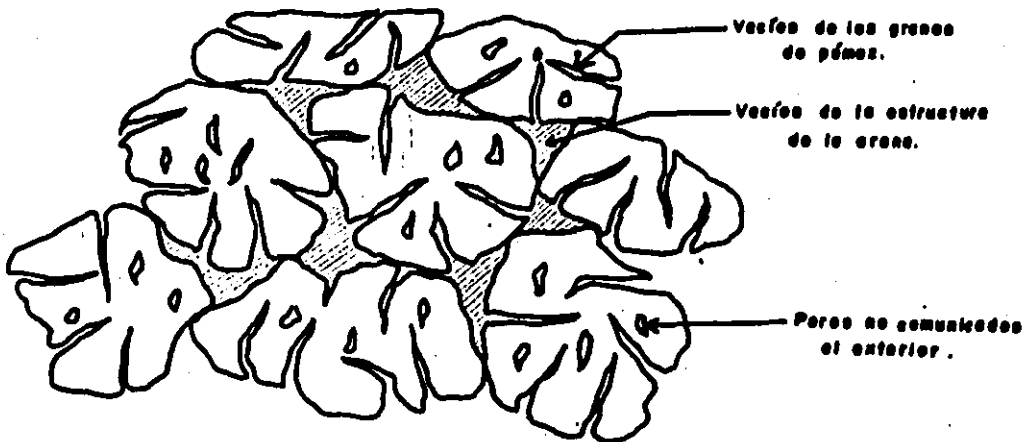


Fig. A.1 Estructura de la arena de pómez.

La cual, en forma esquemática se puede poner en la forma siguiente:

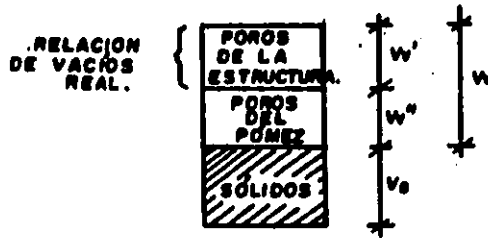


Fig. A.2 .

La relación de vacíos convencional es:

$$e_c = \frac{V_v}{V_s}$$

y la relación de vacíos por porosidad propia de los granos:

$$e_p = \frac{V_v''}{V_s} \quad \therefore V_v'' = e_p V_s$$

y la relación de vacíos real:

$$e_r = \frac{V_v'}{V_s + e_p V_s} = \frac{V_v - e_p V_s}{V_s + e_p V_s}$$

$$\therefore e_r = \frac{e_c - e_p}{1 + e_p} \quad \dots (1)$$

Donde:

$e_r$  = Relación de vacíos real

$e_c$  = Relación de vacíos convencional

$e_p$  = Relación de vacíos por porosidad propia de los granos.

En la expresión anterior el problema es determinar con precisión el volumen de poros del pómez,  $V_v''$ , en el cual se tratará más adelante.

Otro enfoque de este problema basado en el análisis anterior, se menciona a continuación:

Consideremos el siguiente esquema de la estructura de la arena pumítica:

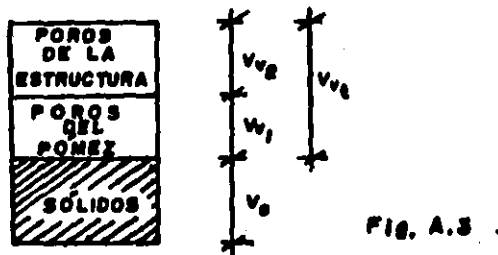


Fig. A.3

Para los fines que nos interesan en Mecánica de Suelos en cuanto a compacidad relativa, compresibilidad y resistencia al esfuerzo cortante, los vacíos que debemos determinar realmente son los correspondientes a la estructura del suelo, " $V_v$ ", ya que los poros de los granos " $V_{v1}$ ", no contribuyen a formar parte de los vacíos de la estructura, y por lo tanto, es necesario no considerarlos en el cálculo de la relación de vacíos real del suelo.

Dado que como sabemos, para obtener el volumen de vacíos de una cierta estructura del suelo, se involucra el concepto de densidad de sólidos " $S_s$ ", esto es:  $V_v = V_m - V_s$ , donde,  $V_s = \frac{W_s}{S_s \gamma_o}$ , dicho concepto de densidad de sólidos deberá considerarse tomando en cuenta la "periferia" del grano, con lo que se estaría determinando una densidad de sólidos "aparente".

En forma esquemática, esto se presenta a continuación: (fig. A.4)



Fig. A.4

Al determinar el volumen de vacíos mediante la expresión (2)

$$V_v = V_m - V_s \quad (2)$$

Donde:  $V_s = \frac{W_s}{S_s \gamma_o}$

y  $S_s$  ha sido obtenida con matríz (" $S_s$ " rigurosa), lo que se obtiene es el volumen de vacíos total, " $V_{vt}$ ", es decir:

$$V_{vt} = V_{v_1} + V_{v_2} \quad (3)$$

Pero lo que realmente interesa es el valor de  $V_{v_2}$ , esto es:

$$V_{v_2} = V_{vt} - V_{v_1} \quad (4)$$

En la ecuación anterior, el problema es determinar " $V_{v_1}$ ", - que representa el volumen de los poros del grano de pómez. Un método alternativo para obtener este volumen consiste en determinar el volumen de agua máximo que puede ocupar los - poros de los granos a una temperatura determinada. A conti- nuación se presenta una secuela que podría seguirse para ob- tener el valor de " $V_{v_1}$ ":

1. Se coloca el material de pómez en un recipiente del --- cual se conozca su volumen perfectamente. En la colocación no interesa la compacidad, solo la representatividad de las partículas que se usarán en las probetas para el ensaye --- triaxial (si este es el caso), y tratando además de no rom- per las partículas durante el acomodo.

En algunas pruebas preliminares que se hicieron en el pre- sente trabajo, se eligió un molde cilíndrico tipo Harvard - miniatura, de los empleados para ensayos de compactación -- (fig. A.5).

Con la colocación del material en la forma anterior, se tiene un volumen de la muestra " $V_M$ ", que contiene un cierto peso de sólidos " $W_S$ ".

2. Se obtiene la densidad de sólidos rigurosa con el ma---  
traz, " $S_S$ ", de todo el material del molde.

3. Se obtiene el volumen de sólidos riguroso,  $V_S = \frac{W_S}{S_S \gamma_0}$

4. Se determina el volumen de vacíos total  $V_{Vt} = V_M - V_S$

5. Se calcula el volumen de huecos de los granos de pómez (el peso del agua absorbida, dividida entre la densidad del agua a la temperatura de la prueba, nos representa el volumen de huecos del grano de pómez). Este volumen es " $V_{V_1}$ ".

NOTA: Para la determinación del peso del agua absorbida en las pruebas preliminares que se hicieron, se secaron todos los granos que contenía el matraz (esto es, todo el material del molde Harvard miniatura), en su superficie, con una franela húmeda, y se registró su peso en esta condición. El secado de las partículas se llevó a cabo en el cuarto húmedo para reducir al máximo la evaporación del agua.

Posteriormente se determinó el peso seco y la diferen-  
cia entre los valores anteriores nos da el peso del -  
agua absorbida. El material se dejó saturando durante  
6 días en la mayoría de las pruebas y además se sometió a vacío durante 10 hrs. en promedio.

Con los datos anteriores se obtiene  $V_{V_2} = V_{Vt} - V_{V_1}$  y con -  
este valor de " $V_{V_2}$ " se calcula el volumen de los sólidos de  
la periferia del grano " $V_{Sp}$ ".

$$V_{sp} = V_m - V_v \quad (5)$$

Y con este dato podemos determinar la densidad de sólidos - con la que estamos trabajando.

$$S_s = \frac{W_s}{V_{sp} \gamma_o} \quad (6)$$

y por último, la verdadera relación de vacíos:

$$e = \frac{V_v}{V_{sp}} \quad (7)$$

Un método similar al anterior, podría utilizarse para determinar el volumen de poros del pómez "V<sub>v</sub>", que se menciona en la ecuación (1).

#### INMERSION EN MERCURIO

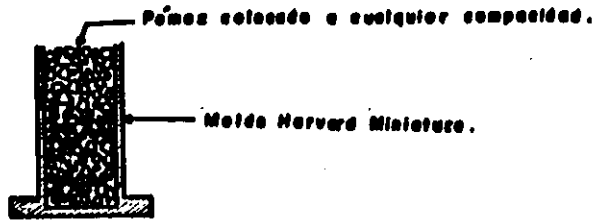
Otra forma de obtener la densidad de sólidos aparente del grano, consiste en determinar el peso de un cierto número - de granos de tal manera que sea una cantidad representativa, y dividirlo entre el volumen de esos granos, obtenido mediante inmersión en mercurio con un dispositivo similar al ideado por Terzaghi. Para tal efecto se diseñó y construyó dicho dispositivo cuyo esquema aparece en la figura A.6.

La densidad de sólidos en la forma que nos interesa, es simplemente:

$$S_{sp} = \frac{W_s}{V_{sp} \gamma_o} \quad (\gamma_o = 1.36 \text{ g/cm}^3)$$

La ventaja que ofrece este procedimiento, además de rápido y práctico, es que el mercurio no penetra en los pequeños - poros y fisuras del pómez, con lo que se obtiene la densidad de sólidos aparente del grano, que es la que se requiere para

determinar la relación de vacíos "e"



VOLUMEN DEL CILINDRO = VOLUMEN DE LA MUESTRA =  $V_m$ .

Fig. A.5

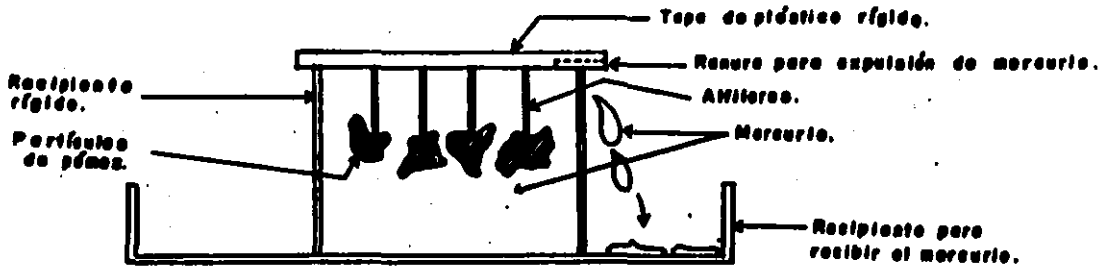


Fig.A.6 Dispositivo para determinar volúmenes de partículas.

## ALGUNOS RESULTADOS OBTENIDOS

En las pruebas preliminares mencionadas se determinaron las densidades de sólidos de pómez de la ciudad de México y de la ciudad de Guadalajara, obteniendo los resultados que se muestran en las tablas I y II .

Cabe recordar que estamos llamando densidad de sólidos "rigurosa" a la que se obtiene por medio del matraz; y densidad de sólidos "aparente" a la que se obtiene descontando el volumen de huecos de los granos.

En las pruebas realizadas se aplicaron diferentes tiempos de vacío, y diferentes tiempos de saturación, con el fin de observar la variación de los valores de la densidad de sólidos. En todos los ensayos se observó que conforme aumentaban los tiempos de saturación y de vacío, aumentaba el valor de la densidad de sólidos como es lógico suponer, ya que a medida que el agua va penetrando en los poros de los granos, menor es el volumen que se obtiene de ellos.



TABLA I

"S<sub>m</sub>" Rigurosa (obtenida con matriz)

MATERIAL	TAMAÑO	TIEMPO TO- TAL DE VA- CIO	TIEMPO TO- TAL DE SA- TURACION	"S <sub>m</sub> "
Jal Guadalajara	50% entre malla 4 y malla 8 50% entre malla 8 y malla 10	9.75 hrs	5 días	1.56
Jal Guadalajara	IDEM	10.25 hrs	6 días	1.64
Jal Guadalajara	IDEM	11.50 hrs	6 días	1.66
Pómez México	100% entre malla 8 y malla 10	3 hrs	1 día	1.83*
Jal Guadalajara	100% entre malla 14 y malla 20	9 hrs 10 min	8 días	1.80
Jal Guadalajara	IDEM	10 hrs 40 min	32 días	1.90
Jal Guadalajara	100% material "pul- verizado"	5 hrs. 15 min	8 días	2.32
Jal Guadalajara	30% (1/4" -4) 22% ( 4 - 6) 28% ( 6 -10) 20% (10 -20)	13 hrs	30 días	1.67

\* Se estima que este valor puede subir hasta 1.9 ó 2.0 si se deja más tiempo de vacío y saturación.

TABLA II  
 "S<sub>B</sub>" "Aparente"

MATERIAL	T A M A Ñ O	METODO	S <sub>sp</sub>
Pómez México	100% entre malla 8 y malla 10	Descontando el volumen de agua absorbida	0.76
Jal Guadalajara	50% entre malla 4 y malla 8 50% entre malla 8 y malla 10	IDEM	0.94
Jal Guadalajara	100% entre malla 4 y malla 8	Inmersión en mercurio	0.79

NOTA: El material denominado "pómez México" se obtuvo de la zona norte del Distrito Federal, cercana al "Río de los Remedios", y el material "Jal Guadalajara" se obtuvo de una zona de la ciudad de Guadalajara, situada en la salida a la carretera a Morelia.

De los datos de la tabla II se observa que en el caso de Jal Guadalajara, la "S<sub>sp</sub>" obtenida con el método de inmersión en mercurio, resulta menor que la "S<sub>sp</sub>" obtenida con el método de la absorción (se considera que se puede hacer la comparación, ya que el tamaño de las partículas de los dos casos, no es muy diferente). Esto es lógico, ya que el

mercurio no puede penetrar en muchos huecos que, aunque superficiales, son muy pequeños; en cambio al secar los granos superficialmente con un lienzo húmedo, se seca el agua de esas pequeñas fisuras superficiales, con lo que se está subestimando el volumen de los huecos propios del grano de pómez.

Tomando en cuenta esta observación y datos anteriores, se concluye finalmente que la manera más práctica de obtener en este caso, la densidad de sólidos de la periferia del grano y, por consecuencia, la relación de vacíos real de la estructura del suelo, es con el método de inmersión en mercurio. En el presente trabajo se utilizará este último método para la determinación de " $S_{sp}$ ".

NOTA: En todo lo que sigue, se llamará a " $S_{sp}$ " simplemente " $S_s$ ", por comodidad.

Por otro lado, la absorción determinada en los materiales anteriores, aplicando vacío en un promedio de 10 hrs y saturación de 6 días, es:

Absorción Jal Guadalajara = 45.6%

Absorción Pómez México = 77.4%

La realización de los ensayos anteriores en dos tipos diferentes de pómez, fue con el fin de comparar las propiedades de uno y otro material; pero a partir de este punto se tratará exclusivamente con el Jal de Guadalajara, el cual se eligió para trabajar en la presente tesis.

## DETERMINACION DE LA DENSIDAD DE SOLIDOS (JAL. GUADALAJARA)

Según se menciona en el capítulo V, el material en estudio se dividió en cuatro fracciones limitando el tamaño de las partículas entre la malla de 1/4" y la malla 20 en la proporción que se muestra a continuación:

T A B L A III

FRACCION	%	DIFERENCIA MAXIMA DE DIAMETRO NOMINAL.
(1/4" - 4)	30 %	1.59 mm
( 4 - 6)	22 %	1.40 mm
( 6 - 10)	28 %	1.36 mm
( 10 - 20)	20 %	1.16 mm

Con la granulometría anterior, se tiene:

$$\frac{D}{d_{\text{máx}}} = \frac{72}{6.35} = 11.3$$

Donde:

D = Diámetro de la probeta

d máx = Diámetro nominal máximo de las partículas.

Para la determinación de la densidad de sólidos se empleó el dispositivo que se muestra esquemáticamente en la fig.A.6. Se utilizó un total de 597 partículas ensayadas en grupos de 3, 4, 5 y 6 partículas en el caso de granos pequeños, y en forma individual algunas partículas grandes.

En la tabla IV se muestra un resumen de los datos obtenidos al probar la cantidad de partículas ya mencionada. En esta tabla puede observarse que a medida que aumenta el tamaño -

de los granos, disminuye su densidad de sólidos "aparente", (además, su densidad de sólidos "rigurosa" también disminuye). Esto es debido a que las partículas grandes tienen un mayor número de poros no comunicados al exterior con respecto a su tamaño, que los granos pequeños; inclusive este hecho se comprueba al colocar en agua algunos granos de diferentes tamaños, en donde se observa que los granos pequeños caen al fondo más rápidamente que los grandes debido a que estos últimos tienen un peso volumétrico menor y además tardan más tiempo en saturarse. Este hecho se presenta en la mayoría de los casos, es decir, es una tendencia general; sin embargo sucede que en algunas ocasiones, no tan excepcionales, los granos grandes caen primero que algunos pequeños al colocarlos en agua, esto es, depende del volumen de huecos no comunicados al exterior que tengan las partículas.

De acuerdo con esto, un manto de partículas de pómez depositadas en agua presenta una preferencia de granos chicos en el fondo y las partículas mayores arriba. Sin embargo, cabe mencionar que cuando la depositación es en el aire, las partículas no guardan ningún arreglo específico, sino que se depositan al azar, gobernando este hecho la resistencia del aire exclusivamente, la cual obra sobre la superficie lateral de cada partícula.

Tomando en cuenta lo anterior, es muy probable que en el -- aire las partículas grandes caigan más rápidamente que las chicas, debido a que tienen un área específica menor y -- ofrecen menor resistencia al aire. (área específica  $\frac{\text{Área L.}}{\text{Volumen}}$ ) Según se observa en la tabla IV, la diferencia de " $\gamma_p$ " (peso volumétrico del grano = densidad de sólidos "aparente"), no es muy grande cuando los tamaños de partículas no difieren mucho; es por esto que en un manto depositado a través

de aire el arreglo de las partículas no sigue una regla definida.

TABLA IV

TAMAÑO DE PARTICULAS	No. DE PARTICULAS	$Y_p \text{ prom} = S_{sp}$	DESVIACION ESTANDAR
Entre 1.5 cm y 3 cm	7	0.716	0.0720
3/8" - 1/4"	90	0.749	0.0556
1/4" - 4	100	0.746	0.0416
4 - 6	250	0.752	0.0461
6 - 10	150	0.799	0.0799
10 - 20	-	Se considera igual que la fracción 6 - 10	-

La desviación estándar "S" se calculó con la expresión:

$$S = \sqrt{S^2} = \sqrt{\frac{\sum (x - \bar{x})^2}{n-1}}$$

Donde:

S = Desviación estándar

x = Valor individual en cuestión

$\bar{x}$  = Valor promedio de todos los datos (media)

n = número de datos

Dado que la desviación estándar es pequeña, se considera -- que la dispersión de los valores con respecto a la media, no es muy grande.

La densidad de sólidos que se utilizará en los cálculos será la que resulte del promedio pesado de los valores de la tabla IV, en función del porcentaje de cada fracción que interviene en la formación de cada probeta (Tabla III).

$$S_{spn} = \frac{0.746(30) + 0.752(22) + 0.799(28) + 0.799(20)}{30 + 22 + 28 + 20} = 0.773$$

$S_{spn} = 0.773$  Densidad de sólidos aparente como promedio -  
pesado.

**A N E X O 2**



## FORMACION DE MEMBRANAS DE LATEX

Tomando en cuenta que el tamaño de las probetas empleadas - en este trabajo ( $h = 15$  cm,  $\beta = 7$  cm), es poco usual en los ensayos tradicionales, el tipo de membrana a usar para impermeabilizarlas del líquido en la cámara, debe ajustarse a estas dimensiones como primer requisito.

Por otro lado, dado que el material empleado en las pruebas contiene partículas angulosas y los ensayos se llevan a cabo a presiones de confinamiento relativamente altas, la membrana deberá tener un espesor adecuado de tal forma que no haya rasgaduras o perforaciones en la misma producidas por la incrustación de los granos durante la ejecución de la prueba.

Cabe mencionar, que se está considerando presión de confinamiento "relativamente alta" a una presión de 6 u 8 kg/cm<sup>2</sup> - ya que el utilizar presiones mayores en el equipo con que se cuenta, significa un riesgo apreciable de tener alguna falla en la cámara de lucita ( $\beta = 15$  cm,  $h = 30$  cm) y/o fugas en el sistema de sellado de los extremos de la misma. Sin embargo, debe recordarse que en base a la terminología de A. Vesic (1968), presiones como las anotadas arriba, se consideran como "bajas", es decir, en general de 0 a 10 kg/cm<sup>2</sup> son bajas presiones, y de 10 a 100 kg/cm<sup>2</sup> son elevadas presiones.

El número de ensayos programado, como ya se ha mencionado - en otra parte de la tesis, es de 20 nominalmente. Este número puede elevarse dependiendo de la confiabilidad que se tenga en las pruebas originalmente programadas. Esto es, se estima que existe el riesgo de repetir algunas pruebas cuyos resultados sean de dudosa calidad.

Lo anterior implica contar con una buena cantidad de membranas de látex para llevar a cabo en su totalidad el número de pruebas necesarias.

La forma más rápida, aunque no tan económica de resolver este problema, consiste en adquirir en los lugares correspondientes las membranas ya fabricadas. La dificultad de proceder en esta forma, estriba en primer lugar en el costo de cada una de las membranas, y en segundo lugar en que la mayoría de ellas se elaboran con un mismo espesor, que para los fines que se persiguen en este trabajo, se considera es caso y por lo tanto puede haber riesgo de perforación de dichas membranas.

Todo esto obligó a pensar en un procedimiento económico y práctico para obtener membranas de tamaño y espesor adecuados.

Para lograr este objetivo, se diseñó y construyó un dispositivo para formar membranas de látex en el laboratorio de la DEPTI, el cual consiste en un rodillo de madera de 7.2 cm de diámetro y 25 cm de largo, montado en una base también de madera mediante unas barras metálicas con baleros en los extremos, de tal manera de poder hacerlo girar durante la fabricación de la membrana.

Inicialmente se pensó formar la membrana mediante un "aspirador" adaptado a la compresora de aire, con el cual se rociaba con el látex líquido al molde mientras éste giraba con una velocidad constante. Este procedimiento se desechó por

no contar con un atomizador o aspersor que produjera una lluvia de látex lo bastante fina para lograr una capa uniforme en el molde, y evitar una textura áspera producto de los grumos de látex.

Se resolvió finalmente suprimir la base de madera y trabajar únicamente con el molde cilíndrico, de la forma siguiente:

a). Se prepara una solución de cloruro de calcio ( $\text{CaCl}_2$ ) y alcohol etílico al 22%, para usarlo como acelerante de coagulación de látex.

b). Se vacía una cierta cantidad de látex líquido en un recipiente procurando que el molde de madera pueda sumergirse en su totalidad.

c). Se impregna el molde de madera con la solución de  $\text{CaCl}_2$  mediante una brocha y se quita a mano el excedente tratando al mismo tiempo de que la impregnación sea uniforme.

d). Hecho lo anterior, se sumerge el molde en el recipiente con látex tratando de hacerlo lentamente para no arrastrar aire y formar burbujas que puedan adherirse a las paredes del molde y que produzcan un acabado defectuoso. El tiempo de inmersión del molde en el látex es de 10 a 15 seg. después del cual se extrae también lentamente y se deja secar "colgándolo" por uno de sus extremos.

El tiempo de secado de la capa de látex adherida al molde es casi instantáneo si se usa el acelerante de cloruro de calcio; sin embargo, para obtener mejores resultados es conveniente que antes de volver a sumergir el molde en el látex para formar una segunda capa (si es que se desea aumen-

tar el espesor de la membrana), se deje secar al aire por espacio de 20 min, como mínimo.

e). Después que se ha dado el último baño de látex, se deja secar aproximadamente 18 hrs y se saca entonces la membrana del molde. En estas condiciones puede ya emplearse en la formación del espécimen y llevar a cabo la prueba triaxial.

NOTA: Puede suprimirse el uso del acelerante de  $\text{CaCl}_2$ , sólo que las capas resultantes de los baños de látex son mucho más delgadas y el secado de cada una de ellas requiere de un tiempo mayor (alrededor de 1.5 hrs antes de poder aplicar el siguiente baño).

Para uniformizar el espesor de la membrana conviene que durante el secado de cada capa el molde se "cuelgue" en forma alternada utilizando ambos extremos del mismo, y aplicar además un número par de baños de látex.

El espesor de las membranas en función de los baños de látex varía de acuerdo con la concentración de la solución de  $\text{CaCl}_2$  y alcohol, y de la cantidad que se aplique al molde antes de sumergirlo en el látex. Se puede decir que el espesor de las membranas, obtenido siguiendo el procedimiento anterior, y medido con un micrómetro acoplado a un vástago metálico, es de 0.39 a 0.4 mm en promedio para un baño de látex.

## SIMBOLOGIA EMPLEADA

$\phi$	Angulo de fricción interna
$\Delta\sigma_a$	Incremento de esfuerzo axial
$V_m$	Volumen medido de granos
$r_v$	Factor de forma
$d_m$	Dimensión promedio de granos
$e$	relación de vacíos
$e_0$	relación de vacíos inicial
$C_f$	Coficiente de forma
$P_m$	Peso de un grano "m"
$D_m$	Diámetro máximo del grano
$n$	Número de granos
$W_{k_i}, W_{k_f}$	Pesos, en porciento, inicial y final, respectivamente, retenidos en la misma malla "k"
$B_g$	Parámetro de rompimiento de granos
$f$	Coficiente de fricción
$v$	velocidad
$S_s$	Densidad de sólidos
$S_{sp}$	Densidad de sólidos "aparente"
$C_c$	Coficiente de curvatura
$C_u$	Coficiente de uniformidad
$\gamma_d$	Peso volumétrico seco
$B$	Coficiente de Skempton
$\Delta u$	Incremento de presión de poro
$\Delta\sigma_3$	Incremento de presión confinante
$\Delta V_{real}$	Cambio de volumen real

$\Delta V_b$	Cambio de volumen registrado en la bureta
$V_0$	Volumen de aire inicial
$P_0$	Presión atmosférica
$\Delta P$	Presión debida a la diferencia de niveles en las buretas
$\sigma_1 - \sigma_3$	Esfuerzo desviador
$M_z$	Módulo de deformación lineal en la dirección z
$\Delta \epsilon_z$	Incremento de deformación unitaria en la dirección z
$\Delta \sigma_z$	Incremento de esfuerzo en la dirección z
$\sigma_c$	Esfuerzo efectivo de confinamiento ( $= \sigma_3$ )
$C_0$ y $n$	Constantes para un material dado
$C_r$	Compacidad relativa
$\epsilon_v$	Deformación volumétrica unitaria
$\epsilon_a$	Deformación axial unitaria
$\nu$	Relación de poisson
$\nu_c$	Relación de poisson para deformación lateral nula
$\phi_0$	Angulo de fricción al origen
$\sigma_1, \sigma_3$	Esfuerzos principales, mayor y menor, respectivamente.
$m_v$	Módulo de compresibilidad volumétrica unitaria
$a_v$	coeficiente de compresibilidad
$\epsilon_v$	Deformación volumétrica unitaria
$\tau$	Esfuerzo cortante
$\sigma$	Esfuerzo normal