

**DIRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO:
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS**

4 - 10 Abril de 1992.

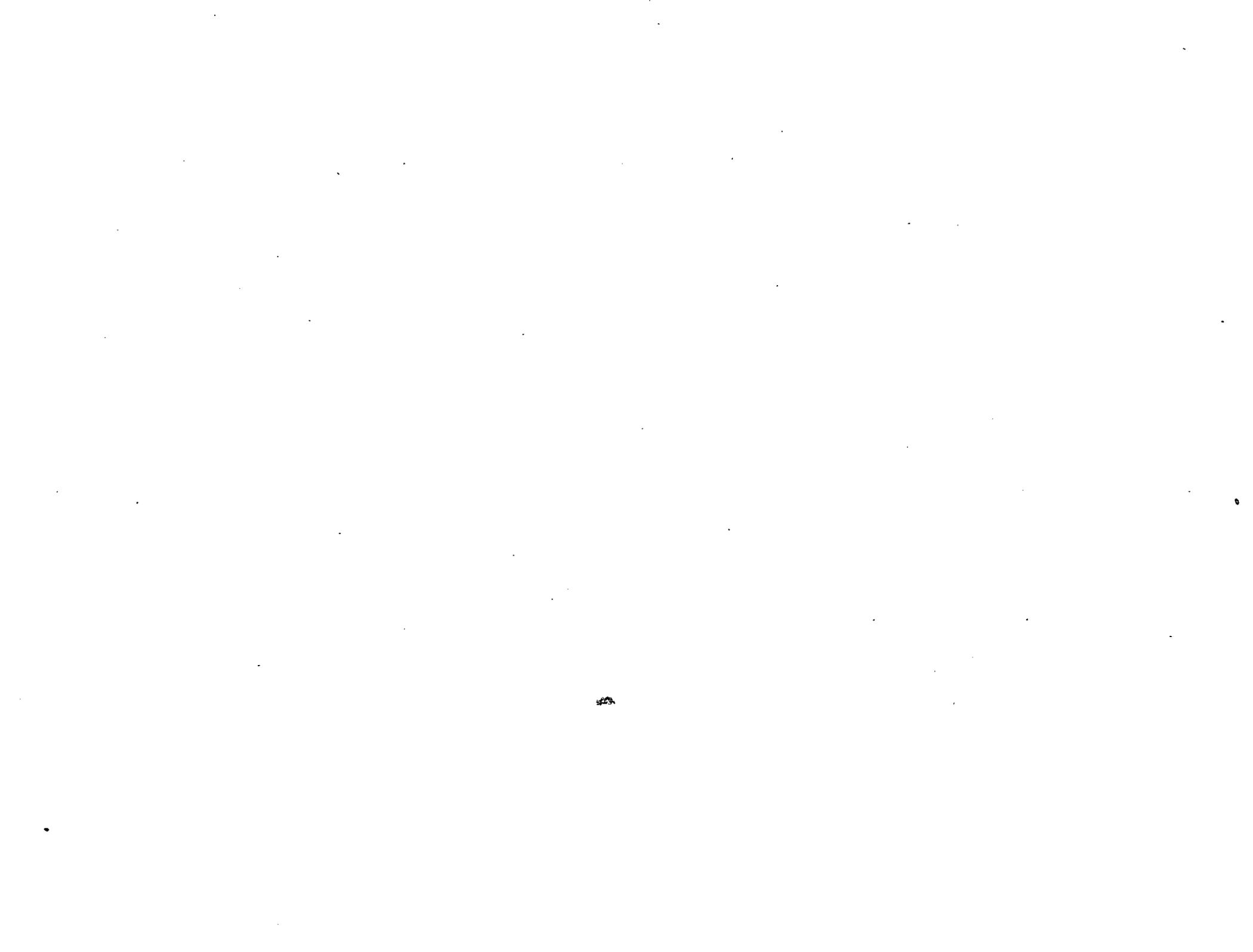
**DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO (COORDINADOR)
PROFESOR DE CARRERA
FACULTAD DE INGENIERIA, U.N.A.M.
TEL: 622.80.06**

**ING. CARMELINO ZEA CONSTANTINO
PROFESOR DE ASIGNATURA
FACULTAD DE INGENIERIA, U.N.A.M.
TEL: 622.80.00**

**ING. RICARDO RUBEN PADILLA VELAZQUEZ
PROFESOR ASOCIADO "A"
FACULTAD DE INGENIERIA, U.N.A.M.
TEL: 622.80.03**

**ING. GERMAN LOPEZ RINCON
PROFESOR DE ASIGNATURA
FACULTAD DE INGENIERIA, U.N.A.M.
TEL: 622.80.03**

**ING. OSCAR R. COUTTOLENC ECHEVERRIA
PROFESOR DE ASIGNATURA
FACULTAD DE INGENIERIA, U.N.A.M.
TEL: 622.80.03**



CURSO DE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

1992

TEMARIO:

I. PRUEBAS DE CAMPO PARA LA DESCRIPCION E IDENTIFICACION DE SUELOS

INSTRUCTOR: Ing Oscar Raul Couttolenc Echeverria

II. PROPIEDADES ÍNDICE

2.1 Relaciones gravimétricas y volumétricas

2.2 Determinación de la densidad relativa de los sólidos del suelo

INSTRUCTOR: Ing Oscar Raul Couttolenc Echeverria
Dr. Rigoberto Rivera Constantino.

III. PRUEBAS DE LABORATORIO PARA LA CLASIFICACIÓN DE SUELOS DE ACUERDO AL SUCS (DE LABORATORIO)

3.1 Granulometría

3.2 Límites de Consistencia (LL, LP y LC)

INSTRUCTOR: Ing Carmelino Zea Constantino
Ing. Oscar Raúl Couttolenc Echeverría

IV. DETERMINACIÓN DE LA CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA DE LOS SUELOS

4.1 Métodos directos e indirectos

4.2 Permeámetro de carga hidráulica constante

4.3 Permeámetro de carga hidráulica variable

INSTRUCTOR: Dr Rigoberto Rivera Constantino

V. RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS

5.1 Elementos de estados de esfuerzo y deformación

5.2 Pruebas de campo

5.3 Pruebas de Laboratorio

5.4 Pruebas de compresión triaxial

5.5 Pruebas de corte directo

INSTRUCTOR: Ing Ricardo Padilla Velázquez

VI. DEFORMABILIDAD DE SUELOS

6.1 Pruebas de compresión en el Odómetro

6.2 Pruebas de consolidación unidimensional en suelos finos saturados

INSTRUCTOR: Ing Germán López Rincón

VII. COMPACTACIÓN DE SUELOS

- 7.1 Control de calidad en suelos artificiales
- 7.2 Prueba Proctor Estandar
- 7.3 Prueba Proctor modificada

INSTRUCTOR: Ing. Carmelino Zea Constantino

VIII. PRUEBAS ESPECIALES

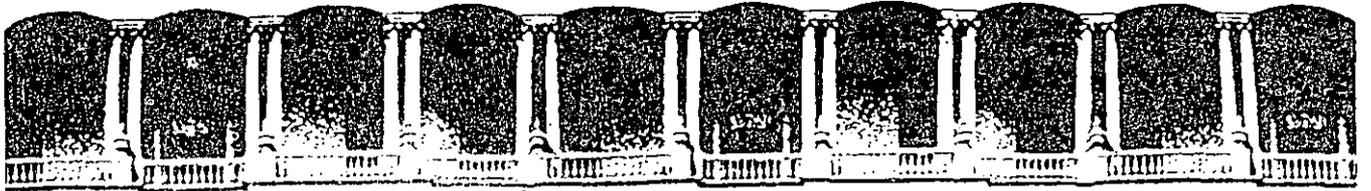
- 8.1 Pruebas triaxiales con medición de presión de poro
- 8.2 Pruebas dinámicas (Péndulo de Torsión del Dr Zeevaert)

INSTRUCTORES: Ing. Germán López Rincón
Dr. Rigoberto Rivera Constantino

HORARIOS DEL CURSO DE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

1992

HORA	LUNES	MARTES	MIÉRCOLES	JUEVES	VIERNES
9:00	DESCRIPCION E IDENTIFICACION DE SUELOS ORCE	CLASIFICACION DE SUELOS DE ACUERDO AL SUCS CZC	PRUEBAS DE CONSOLIDACION EN SUELOS FINOS SATURADOS GLR	PRUEBAS DE COMPRESION TRIAXIAL RPV	CONTROL DE CALIDAD EN SUELOS ARTIFICIALES
10:45	RECESOS				
11:00	DESCRIPCION E IDENTIFICACION DE SUELOS (PRACTICA) ORCE	GRANULOMETRIA (PRACTICA) CZC	PRUEBAS DE CONSOLIDACION EN SUELOS FINOS SATURADOS (CONTINUACION) GLR	PRUEBAS DE CORTE DIRECTO (PRACTICA) RPV	PRUEBAS PROCTOR ESTANDAR Y MODIFICADA CZC
12:00	RELACIONES GRAVIMETRICAS Y VOLUMETRICAS				
13:00	<i>O.R.C.E.</i>				
	COMIDAS				
14:30	DETERMINACION DE LA DENSIDAD DE SOLIDOS <i>R.R.C.</i>	LIMITES DE CONSISTENCIA (PRACTICA) <i>O.R.C.E.</i>	ELEMENTOS DE ESTADOS DE ESFUERZO Y DEFORMACION RPV	PRUEBAS TRIAXIALES CON MEDICION DE PRESION DE PORO RRC	CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA METODOS DIRECTOS E INDIRECTOS RRC
15:30	CALIBRACION DEL MATRAZ (PRACTICA)		PRUEBAS DE CAMPO DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE RPV		PERMEAMETRO DE CARGA CONSTANTE (PRACTICA) RRC
16:30	<i>R.R.C.</i>				
	RECESOS				
16:45	OBTENCION DE LA DENSIDAD DE SOLIDOS (PRACTICA)	PRUEBAS DE COMPRESION EN EL COOMETRO GLR	PRUEBAS DE LABORATORIO DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE RPV	PRUEBAS DINAMICAS (PENDULO DE TORSION DEL DR ZEEVAERT) GLR	PERMEAMETRO DE CARCA VARIABLE (PRACTICA) RRC
18:30	<i>R.R.C.</i>				



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

CURSOS ABIERTOS

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

6 al 10 de abril de 1992

TEMA I:

IDENTIFICACION DE SUELOS EN CAMPO

ING. OSCAR RAUL COUTTOLENC ECHEVERRIA

PALACIO DE MINERIA

TEMA I

ING. OSCAR RAUL COUITOLENC ECHEVERRÍA.

IDENTIFICACION DE SUELOS EN CAMPO

1992

La utilidad de la identificación de los suelos es básica en la Ingeniería, ya que de esa manera se pueden conocer de manera cualitativa las propiedades mecánicas e hidráulicas de los mismos según el grupo de suelo en que se sitúen.

La ubicación de un suelo en un determinado grupo se hace, como es conocido, mediante la combinación de los resultados de análisis de laboratorio. Sin embargo, en ocasiones, en campo un ingeniero con cierto conocimiento de los suelos puede efectuar pruebas sencillas que lo llevan a poder identificar a un suelo de manera aproximada cuando no tenga el equipo de laboratorio para una identificación más precisa. A continuación se mencionan algunas de ellas.

Tamaño y granulometría de las partículas

Sin pretender dar una explicación muy detallada sobre este aspecto, se puede observar la tabla que para este fin se ha incluido dentro de estas notas, en donde se dan comparaciones quizás muy burdas, pero que para fines prácticos dan una buena idea sobre la clasificación de los suelos de acuerdo a su tamaño. La tabla referida se le llamó "Identificación por el tamaño de los granos".

Dilatancia o reacción al sacudido.

Este ensayo es útil para la identificación de suelo con partículas finas. Después de quitar las partículas mayores que la

mmalla No. 40 (0.42 mm) se prepara una porción de suelo húmedo suficiente para que quepa en la palma de la mano. Debera quedar una masa suave pero no pegajosa. Una vez que esta pasta esté en la mano, se agita golpeando secamente una mano contra la otra varias veces. Si en la superficie del suelo aparece agua mientras se agita, esta superficie cambia a veces de color, y a veces adquiriendo una apariencia de hígado. Cuando la muestra se aprieta entre los dedos, desaparece de la superficie el agua y el brillo, el suelo se vuelve tieso y finalmente se agrieta y desmorona.

Una reacción de este tipo (rápida), ocurre en arenas finas, uniformes y no plásticas, así como en algunos limos inorgánicos. Cuando se tiene algún contenido de arcilla, esta le proporciona algo de plasticidad al suelo y la reacción del agua al movimiento es menos rápida. Una reacción muy lenta o francamente inexistente corresponde a arcillas de alta plasticidad.

Resistencia al fracturamiento en estado seco

Quitando las partículas de tamaño mayor a la malla No. 40, se moldea una pastilla de suelo hasta alcanzar una consistencia de masilla, añadiendo agua si esto es necesario. Se deja secar la pastilla al sol o simplemente al aire, y una vez seco se prueba su resistencia al corte apretándola entre los dedos. La resistencia a la ruptura es una medida de la cantidad de la fracción coloidal que contiene el suelo.

La resistencia al corte en estado seco de un suelo aumenta al aumentar la plasticidad del mismo. Una alta resistencia es característica de las arcillas del grupo CH y CL. Los limos no plásticos solo poseen una pequeña resistencia en seco, mientras que las arenas finas limosas se parten inmediatamente.

Tenacidad

Con las indicaciones iniciales de la prueba de dilatancia, se prepara una masilla de suelo agregando o secando por evaporación hasta adquirir una consistencia de plastilina suave. En este estado se rola en la palma de la mano hasta alcanzar un rollito de uno 3 mm de diámetro. Se amasa y se vuelve a rolar varias veces. Durante este proceso el rollito de suelo se llega a poner tieso por la pérdida de agua, perdiendo plasticidad hasta que finalmente se desmorona en el estado plástico.

La mayor o menor tenacidad de la barrita al acercarse al límite plástico es indicativo de la preponderancia de la tracción arcillosa del suelo. La debilidad del rollo en el límite plástico indica la presencia de arcilla inorgánica de baja plasticidad.

IDENTIFICACION POR EL TAMAÑO DE GRANOS

<i>Nombre</i>	<i>Límites de tamaño</i>	<i>Ejemplo vulgar</i>
Boleo	305 mm o mayores (12 pulgadas)	Mayor que una pelota de balon- cesto.
Canto rodado	76 mm a 305 mm (3 a 12 pulgadas)	Naranja-Sandía
Grava gruesa	19 mm a 76 mm (¾ a 3 pulgadas)	Uva-naranja
Grava fina	4.76 mm a 19 mm (malla 4 a ¾ pulgada)	Chicharo-uva
Arena gruesa	2 mm a 4.76 mm (malla 10 a malla 4)	Sal de cocina
Arena mediana	0.42 mm a 2 mm (malla 40 a malla 10)	Azúcar
Arena fina	0.074 mm a 0.42 mm (malla 200 a malla 40)	Azúcar en polvo
Finos	menores de 0.074 mm (malla 200)	*

* Las partículas menores que la arena fina no se pueden distinguir a simple vista a una distancia de 20 cm.

DIFERENCIAS ENTRE GRAVAS Y ARENAS

Gravas (> 2 mm)	Arenas (entre 0,06 y 2 mm)
<p>Los granos no se apelmazan aunque estén húmedos, debido a la pequeñez de las tensiones capilares.</p> <p>Cuando el gradiente hidráulico es mayor que 1, se produce en ellas flujo turbulento.</p> <p>Es difícil perforar un túnel en gravas con agua mediante aire comprimido, porque la pérdida de aire es muy alta.</p>	<p>Los granos se apelmazan si están húmedos, debido a la importancia de las tensiones capilares.</p> <p>No se suele producir en ellas flujo turbulento aunque el gradiente hidráulico sea mayor que 1.</p> <p>El aire comprimido es adecuado para perforar en ellas.</p>

DIFERENCIAS ENTRE ARENAS Y LIMOS

Arenas (entre 0,06 y 2 mm)	Limos (entre 0,002 y 0,06 mm)
<p>Partículas visibles.</p> <p>En general, no plásticas.</p> <p>Los terrenos secos tienen una ligera cohesión, pero se reducen a polvo fácilmente entre los dedos.</p> <p>Fácilmente erosionadas por el viento.</p> <p>Fácilmente drenadas mediante bombeo.</p> <p>Los asientos de las construcciones realizadas sobre ellas suelen estar terminados al acabar la construcción.</p>	<p>Partículas invisibles.</p> <p>En general, algo plásticas.</p> <p>Los terrones secos tienen una cohesión apreciable, pero se pueden reducir a polvo con los dedos.</p> <p>Difícilmente erosionados por el viento.</p> <p>Casi imposible de drenar mediante bombeo.</p> <p>Los asientos suelen continuar después de acabada la construcción.</p>

DIFERENCIAS ENTRE LIMOS Y ARCILLAS

Limos (entre 0,002 y 0,06 mm)	Arcillas (< 0,002 mm)
<p>No suelen tener propiedades coloidales.</p> <p>A partir de 0,002 mm, y a medida que aumenta el tamaño de las partículas, se va haciendo cada vez mayor la proporción de minerales no arcillosos.</p> <p>Tacto áspero.</p> <p>Se secan con relativa rapidez y no se pegan a los dedos.</p> <p>Los terrones secos tienen una cohesión apreciable, pero se pueden reducir a polvo con los dedos.</p>	<p>Suelen tener propiedades coloidales.</p> <p>Consisten en su mayor parte en minerales arcillosos.</p> <p>Tacto suave.</p> <p>Se secan lentamente y se pegan a los dedos.</p> <p>Los terrones secos se pueden partir, pero no reducir a polvo con los dedos.</p>

PRINCIPALES TIPOS DE SUELOS

De acuerdo con el origen de sus elementos (aspecto que ya se ha desglosado en la definición) los suelos se dividen en dos amplios grupos: suelos cuyo origen se debe a la descomposición física y/o química de las rocas o sean los suelos inorgánicos, y suelos cuyo origen es principalmente orgánico.

Si en los suelos inorgánicos el producto del intemperismo de las rocas permanece en el sitio donde se formó, dá origen a un *suelo residual*, en caso contrario forman un *suelo transportado*, cualquiera que haya sido el agente transportador, (por gravedad: talus; por el agua: aluviales o lacustres; por el viento: eólicos; por los glaciares: depósitos glaciales).

En cuanto a los suelos orgánicos, ellos se forman casi siempre *in situ*. Muchas veces la cantidad de materia orgánica, ya sea en forma de humus o de materia no descompuesta, o en su estado de descomposición es tan alta, con relación a la cantidad de suelo inorgánico, que las propiedades que pudieran derivar de la porción mineral quedan eliminadas. Esto es muy común en las zonas pantanosas en las cuales los restos de la vegetación acuática llegan a formar verdaderos depósitos de gran espesor, conocidos con el nombre genérico de *turbas*. Se caracterizan por su color negro o café oscuro, por su poco peso cuando están secos y su gran compresibilidad y porosidad. La turba es el primer paso de la conversión de la materia vegetal en carbón.

A continuación se describen los suelos más comunes con los nombres generalmente utilizados por el ingeniero civil para su identificación.

GRAVAS.— Las gravas son acumulaciones sueltas de fragmentos de rocas y que tienen más de dos milímetros de diámetro. Dado el origen de las gravas, las aristas de sus fragmentos han sufrido desgaste y son por lo tanto redondeadas. Como material suelto suele encontrarse en los lechos, en las márgenes y en los conos de deyección de los ríos, también en muchas depresiones de terrenos rellenadas por el acarreo de los ríos y en muchos otros lugares a los cuales las gravas han sido retransportadas. Las gravas ocupan grandes extensiones, pero casi siempre se encuentran con una mayor o menor proporción de cantos rodados, arenas, limos y arcillas.

La forma de las partículas de las gravas y su relativa frescura mineralógica, dependen de la historia de la formación de ellas, encontrán-

dose variaciones desde elementos rodados a los poliédricos.

ARENAS.— La arena es el nombre que se le dá a los materiales de grano fino procedentes de la denudación de las rocas o de su trituración artificial y cuyas partículas varían entre 2 mm. y 0.05 mm. de diámetro.

El origen, y también la existencia de las arenas, es análoga a la de las gravas; las dos suelen encontrarse juntas en el mismo depósito. La arena de río contiene muy a menudo proporciones relativamente grande de grava y arcilla. Las arenas son materiales que, estando limpias, no se contraen al secarse, no son plásticas, son mucho menos compresibles que la arcilla y si se aplica una carga en su superficie, se comprimen casi instantáneamente.

LIMOS.— Los limos son suelos de granos finos con poca o ninguna plasticidad, pudiendo ser *limo inorgánico* como el producido en canchales o *limo orgánico* como el que suele encontrarse en los ríos, siendo este último, casi siempre, de características plásticas. El diámetro de las partículas de los limos está comprendido entre 0.05 mm. y 0.005 mm.

Los limos sueltos y saturados son completamente inadecuados para soportar cargas por medio de zapatas. Su color varía desde gris claro a muy oscuro. La permeabilidad de los limos orgánicos es muy baja y su compresibilidad muy alta.

ARCILLAS.— Se le dá el nombre de arcilla a las partículas sólidas con diámetro menor de 0.005 mm. y cuya masa tiene la propiedad de volverse plástica al ser mezclada con agua. Químicamente es un silicato de alúmina hidratado, aunque en no pocas ocasiones contienen también silicatos de hierro ó de magnesio hidratados. La estructura de estos minerales es, generalmente, cristalina y complicada, con sus átomos dispuestos en forma laminar.

De hecho se puede decir que hay dos tipos clásicos de tales láminas, uno de ellos del tipo silícico y el otro del tipo aluminico.

Una lámina del tipo silícico se encuentra formada por un átomo de silicio rodeado de cuatro átomos de oxígeno, arrojándose el conjunto en forma de tetraedro. Estos tetraedros se agrupan entre sí formando una unidad hexagonal la cual se repite indefinidamente constituyendo una red laminar. La unión entre cada dos tetraedros se lleva a cabo mediante un mismo átomo de oxígeno.

Ahora bien, de acuerdo con su arreglo reticular los minerales de arcilla se pueden clasificar en tres grupos básicos que son:

a) El *caolinítico* (del nombre chino Kau-ling) que procede de la carbonatación de la ortoclasa. Las arcillas caoliníticas están formadas por una lámina silícica y una lámina aluminica superpuestas indefinidamente y con una unión tal entre sus retículas que no permiten la penetración de moléculas de agua entre ellas, pues producen una capa electrónicamente neutral, lo que induce desde luego a que estas arcillas sean bastante estables en presencia del agua.

b) El *montmorilonítico* (que deben su nombre a Montmorillon, Francia), al cual pertenecen las bentonitas, se forman por la superposición indefinida de una lámina aluminica entre dos láminas silícicas, pero con una unión débil entre sus retículas lo que hace que el agua pueda penetrar en su estructura con facilidad. Estas arcillas en contacto con agua sufren fuerte expansión provocando inestabilidad en ellas.

c) El *ilitico* (que deben su nombre a Illinois, U.S.A.) que son el producto de la hidratación de las micas y que presentan un arreglo reticular similar al de las montmoriloníticas, pero con la tendencia a formar grumos, por la presencia de iones de potasio, lo que reduce el área expuesta al agua y por lo mismo no son tan expansivas como las arcillas montmoriloníticas.

En general las arcillas, ya sean caoliníticas, montmoriloníticas o iliticas, son plásticas se contraen al secarse, presentan marcada cohesión según su humedad, son compresibles y al aplicárseles una carga en su superficie se comprimen lentamente. Otra característica interesante, desde el punto de vista de la construcción, es que la resistencia perdida por el remoldeo se recupera parcialmente con el tiempo. Este fenómeno se conoce con el nombre de *tixotropía* y es de naturaleza físico-química.

Además de los clásicos suelos indicados con anterioridad, se encuentran en la naturaleza ciertos suelos especiales que a continuación se indican.

CALICHE. El término *caliche* se aplica a ciertos estratos de suelo cuyos granos se encuentran cementados por carbonatos calcáreos. Parece ser que para la formación de los caliches es necesario un clima semi-árido. La marga es una arcilla con carbonato de calcio, más homogénea que el caliche y generalmente muy compacta y de color verdoso.

LOESS. Los loess son sedimentos eólicos uniformes y cohesivos. Esa cohesión que poseen es debida a un cementante del tipo calcáreo y su color es generalmente castaño claro. El diámetro de las partículas de los loess está comprendido entre 0.01 y 0.05 mm. Los loess se distin-

güen porque presentan agujeros verticales que han sido dejados por raíces extinguidas. Los *loess modificados* son aquellos loess que han perdido sus características debido a procesos geológicos secundarios, tales como inmersión temporaria, erosión y formación de nuevo depósito. Debido al contenido calcáreo los cortes hechos en loess se mantienen generalmente, casi verticales.

DIATOMITA.- Las diatomitas o *tierras diatomáceas* son depósitos de polvo silíceo, de color blanco generalmente, compuesto total o parcialmente por residuos de *diatomeas*. Las *diatomeas* son algas unicelulares microscópicas de origen marino o de agua dulce presentando las paredes de sus células características silíceas.

GUMBO.- Es un suelo arcilloso fino, generalmente libre de arena y que parece cera a la vista y al tacto, es pegajoso, muy plástico y esponjoso. Es un material difícil de trabajar.

TEPETATE.- Es un material pulverulento, de color café claro o café oscuro, compuesto de arcilla, limo y arena en proporciones variables, con un cementante que puede ser la misma arcilla o el carbonato de calcio. Según sea el componente predominante, el tepetate se suele llamar *arcilloso*, *limoso*, *arenoso*, *arcillo-limoso* si es que predomina la arcilla, *areno-limoso* si predomina la arena, *limo-arenoso* si predomina el limo, y así sucesivamente.

La mayoría de las veces el tepetate debe su origen a la descomposición y alteración, por intemperismo, de cenizas volcánicas basálticas. Pueden encontrarse dentro del tepetate capas o lentes de arena y cenizas basálticas que no tuvieron tiempo de intemperizarse cuando fueron cubiertas por una capa que sí se alteró. También suelen encontrarse lentes de piedra pómez dentro del tepetate.

En la página siguiente se muestran los símbolos recomendables para distinguir los suelos en un perfil determinado.



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

**CURSOS ABIERTOS
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS**

6 al 10 de abril de 1992

T E M A II: PROPIEDADES INDICE

- 2.1. Relaciones gravimétricas y volumétricas
- 2.2. Determinación de la densidad relativa de los sólidos del suelo.

ING. MIGUEL POZAS ESTRADA

PALACIO DE MINERIA

TEMA II

ING. OSCAR RAUL COUTTOLENC ECHEVERRIA.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

1992.

I. PROPIEDADES INDICE. RELACIONES GRAVIMÉTRICAS Y VOLUMÉTRICAS.

Dentro de la Mecánica de Suelos, así como en otras áreas de la Ingeniería Civil, existen relaciones tan importantes que pueden convertirse en definiciones, aún a pesar de que estas relaciones se expresen en forma de fórmulas matemáticas. En los párrafos siguientes se presentarán las relaciones fundamentales de los suelos, en lo referente a sus pesos y volúmenes.

Una manera de visualizar la estructura de un suelo es imaginando que se extrae una muestra cúbica de volumen unitario y realizando una inspección visual detallada, que indicaría que el bloque estaría formado por :

1. Huecos, poros o vacíos, que son los espacios abiertos que existen entre las partículas del suelo.

2. Partículas de suelo, que podrán o no ser detectadas a simple vista, y que pueden variar en tamaño, forma, textura, etc.

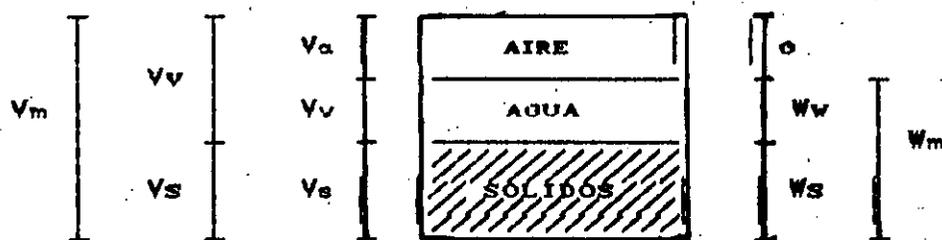
3. Agua, que puede hacer que el suelo aparezca desde muy húmedo hasta casi seco. El agua de los huecos puede estar en cantidad suficiente para llenar completamente los poros, o puede solo rodear los granos del suelo. Cuando no se tiene agua, los vacíos están llenos de aire .

Si ahora se toma el cubo de suelo extraído y se pesa antes

de que el agua de los poros empieza a drenar, se obtendrá el peso unitario húmedo del suelo (γ_m). En el caso de que todos los huecos estuvieran llenos de agua, el peso resultante sería el peso unitario saturado del suelo (γ_{sat}). Si ahora el cubo se mete a un horno y se seca hasta obtener un peso constante, se obtiene el peso unitario seco (γ_d). Los pesos unitarios obtenidos se representaría por x gramos por centímetro cúbico en el sistema métrico decimal, o x Kilonewtons por metro cúbico en el sistema internacional de medidas, recordando que la relación entre ambos sistemas está dado por la siguiente relación :

$$g/cm^3 \times 9.807 = KN/m^3$$

Así como se realizó el análisis anterior para definir los pesos volumétricos del suelo, se acostumbra usar un esquema que representa al suelo de manera muy simple, y que es utilizado para obtener algunas otras relaciones de carácter fundamental para la comprensión y análisis del comportamiento de los suelos. El esquema mencionado es el siguiente :



Y las relaciones que de él pueden obtenerse son :

a). Relación de vacíos (e). Normalmente usada como decimal.

$$e = V_v/V_s$$

$$0 < e < \infty$$

b). Porosidad (n). Expresada en porcentaje

$$n = (V_v/V_m) \times 100$$

c). Contenido de agua (w). Expresado en porcentaje

$$w = (W_w/W_s) \times 100$$

d). Grado de saturación (G_w). Expresado en porcentaje

$$G_w = (V_w/V_v) \times 100$$

e). Densidad de sólidos (G_s)

$$G_s = \gamma_s / \gamma_v = W_s / V_s \gamma_v$$

f). Peso volumétrico

$$\gamma_m = W_m/V_m \quad (\text{de la muestra})$$

$$\gamma_d = W_s/V_s \quad (\text{de los sólidos})$$

$$\gamma' = \gamma_m - \gamma_v \quad (\text{sumergido})$$

EJEMPLO

Un material que se usará para formar los taludes de un canal de riego se dejó preparado con un peso volumétrico de 2.06 t/m, - que corresponde a un contenido de agua del 12% .

Por diversos problemas no se procedió al tendido y compactación del material en la fecha prevista, y éste se secó hasta tener - un peso volumétrico de 1.975 t/m. Con el fin de prepararlo nuevamente, es necesario determinar cual es el actual contenido de agua.

EJEMPLO

En otro tramo del canal ya mencionado se usará un suelo que en estado natural tiene un peso volumétrico de 1750 Kg./m. y un contenido de agua natural de 6%. Si el proyecto indica que el suelo deberá tener un contenido de humedad de 13%, cuantos litros por m. de suelo deberán agregarse para cumplir con las especificaciones del proyecto ?

5

II. RELACIONES VOLUMETRICAS Y GRAVIMETRICAS DE LOS SUELOS

En los suelos se distinguen 3 fases constitutivas de la materia.

<u>Fase sólida</u>	Formada por partículas minerales
<u>Fase líquida</u>	La constituida por el agua que contiene, pudiendo también presentarse otros líquidos.
<u>Fase gaseosa</u>	Formada por el aire principalmente, aunque pueden presentarse otros gases.

La fase sólida se define como el volumen de sólidos (V_s) y su peso como (W_s), (peso de los sólidos); las fases gaseosas y líquidas juntas se conocen como volumen

de vacíos (V_v); la fase gaseosa tiene un volumen (V_a) y la líquida (V_w). El peso de la parte gaseosa se representa con W_a y el de la líquida con W_w .

Combinaciones entre los volúmenes y pesos de estas fases fijan las relaciones volumétricas y gravimétricas de los suelos, las que definen (cualitativamente) las propiedades mecánicas de ellos (los suelos).

Como se definió antes, sea en la muestra:

V_a	=	Volumen de aire
V_w	=	Volumen de agua
V_s	=	Volumen de sólidos
V_v	=	Volumen de vacíos = $V_a + V_w$
V_t	=	Volumen total de la muestra = $V_a + V_w + V_s = V_t$
W_a	=	Peso del aire en la muestra, generalmente tomada como 0
W_w	=	Peso del agua en la muestra
W_s	=	Peso de los sólidos en la muestra
W_t	=	Peso total de la muestra = $W_a + W_w + W_s = W_t$

En Mecánica de Suelos las combinaciones de mayor utilidad para obtener las características cualitativas del suelo se pueden dividir en tres grupos:

- Ila) Relaciones adimensionales fundamentales: entre pesos o entre volúmenes
- Iib) Relaciones entre pesos y volúmenes
- Iic) Relaciones adimensionales entre pesos y volúmenes

IIa) Relaciones dimensionales fundamentales

$$e = \text{Relación de vacíos, oquedad o índice de poros} = \frac{V_v}{V_s}$$

$$n = \text{Porosidad} = \frac{V_v}{V_t}$$

$$Cr = \text{Compacidad relativa} = \frac{e_{\text{máx}} - e_{\text{nat}}}{e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}}$$

$$G_w = \text{Grado de saturación} = \frac{V_w}{V_v}$$

$$w\% = \text{Contenido de agua} = \frac{W_w}{W_s} 100$$

IIb) Relaciones entre pesos y volúmenes

Relacionando el peso de las distintas fases con el volumen respectivo se obtiene el concepto de peso volumétrico. Se definen los siguientes pesos volumétricos.

$$\gamma_o = \text{Peso volumétrico del agua destilada a } 4^\circ\text{C, a la presión atmosférica al nivel del mar} = \frac{W_w}{V_w} \quad (W_w \text{ y } V_w \text{ en las condiciones específicas).}$$

$$\gamma_w = \text{Peso volumétrico del agua en las condiciones de trabajo} = \frac{W_w}{V_w};$$

(W_w y V_w en las condiciones de trabajo); generalmente se acepta que $\gamma_o \cong \gamma_w \cong 1 \text{ ton/m}^3$.

$$\gamma_s = \text{Peso volumétrico de la fase sólida del suelo} = \frac{W_s}{V_s}$$

$$\gamma_m = \text{Peso volumétrico de la muestra del suelo} = \frac{W_t}{V_t}$$

Para:

$$\text{Vacíos secos} \quad \gamma_m = \gamma_d$$

$$\text{Vacíos parcialmente saturados} \quad \gamma_m = \gamma_m$$

$$\text{Vacíos saturados} \quad \gamma_m = \gamma_{\text{sat}}$$

$$\text{Suelo sumergido} \quad \gamma_m = \gamma'_m$$

$$\gamma_d = \text{Peso volumétrico del material seco} = \frac{W_s}{V_t}; \text{ si } W_w = 0$$

$$\gamma_m = \text{Peso volumétrico parcialmente saturado} = \text{peso volumétrico húmedo} = \frac{W_s + W_w}{V_t}; \text{ si } W_w \neq 0$$

$$\gamma_{\text{sat}} = \text{Peso volumétrico del material saturado} = \frac{W_s + W_w}{V_t}; \text{ si } V_w = V_v; \quad W_w = V_v \gamma_w$$

$$\gamma'_m = \text{Peso volumétrico sumergido} = \gamma_m - \gamma_o$$

IIc) Relaciones dimensionales entre pesos y volúmenes

Relacionando el peso volumétrico de un material, con otro peso volumétrico tomado como base, se obtiene el concepto de peso específico. En Mecánica de Suelos, el peso volumétrico que se emplea como base es el del agua $\gamma_o = 1 \text{ ton/m}^3$.

S_s = Peso específico de los sólidos, la relación entre el peso volumétrico de los sólidos (γ_s) y el peso volumétrico del agua destilada a 4°C a la presión atmosférica al nivel del mar (γ_o)

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o}$$

S_m = Peso específico de la muestra del suelo:

$$S_m = \frac{\gamma_m}{\gamma_o}$$

S_{sat} = Peso específico saturado:

$$S_{sat} = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_o}$$

S_{ss} = Peso específico saturado sumergido

$$S_{ss} = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_o} - 1$$

II a. RELACIONES ADIMENSIONALES FUNDAMENTALES

DEFINICIONES

II a 1. Definiciones de volúmenes

En una muestra se tienen tres diferentes fases de la materia, cuyos volúmenes son:

V_a = Volumen de gases, aire

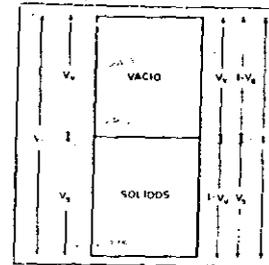
V_w = Volumen de líquidos, agua

V_s = Volumen de sólidos de diversa mineralogía.



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

II a 2. Sumando el volumen de aire y agua se define el volumen de vacíos. La relación entre el volumen de vacíos y el volumen de sólidos se denomina relación de vacíos.



II a 3. Si el volumen total es unitario, el volumen de vacíos es igual a uno menos el volumen de sólidos o el volumen de sólidos es igual a uno menos el volumen de vacíos.

$$\begin{aligned} \text{Si: } V_V &= 1 - V_S \\ V_S &= V_S \\ e &= \frac{1 - V_S}{V_S} \\ \therefore V_S &= \frac{1}{1 + e} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Si: } V_V &= V_V \\ V_S &= 1 - V_V \\ e &= \frac{V_V}{1 - V_V} \\ \therefore V_V &= \frac{e}{1 + e} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{V_V}{V_T} \\ V_T &= 1; \quad V_V = \frac{e}{1 + e} \\ n &= \frac{e}{1 + e} \end{aligned}$$

- II a. 4. Por definición si el volumen total es unitario, el volumen de sólidos es igual al inverso de la suma de uno más la relación de vacíos.

- II a. 5. Por definición si el volumen total es unitario, el volumen de vacíos es igual al cociente que resulta de dividir la relación de vacíos entre la suma de uno más la relación de vacíos.

- II a. 6. Si la porosidad "n" se define como la relación entre el volumen de vacíos y el volumen total, de esta definición y la de la relación de vacíos "e" se obtiene "n" como función de "e".

$$\begin{aligned} n &= \frac{V_V}{V_V + V_S} \\ n &= \frac{1}{1 + \frac{1}{e}} \\ n &= \frac{e}{1 + e} \end{aligned}$$

$$C_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} 100$$

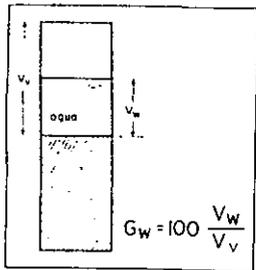
$$\begin{aligned} C_r &> 50 \% \text{ Compacto} \\ C_r &< 50 \% \text{ Suelto} \end{aligned}$$

- II a. 7. De las definiciones dadas en (3) y (4) también se puede obtener la relación entre "n" y "e", sustituyendo en "n":

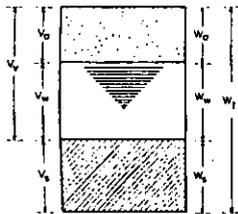
$$V_V = 1 - V_S \quad \text{y} \quad V_V = \frac{e}{1 + e}$$

- II a. 8. La correspondencia entre la relación de vacíos que realmente tiene un suelo y sus valores límites, e_{\max} y e_{\min} , se le llama compactación relativa C_r .

- II a. 9. Se dice que un suelo natural es suelto si su compactación relativa es menor que 50 por ciento y compacto si es mayor.



II a 10. Grado de saturación G_w , es la relación en por ciento de volumen de agua que llena los vacíos del suelos.



II a 11. Definiciones de pesos

En una muestra se distinguen tres diferentes pesos elementales y un peso total:

W_a = Peso del aire muy pequeño y no se considera: $W_a \approx 0$

W_w = Peso del agua

W_s = Peso de sólidos

W_t = Peso de la muestra:
 $W_t = W_w + W_s$

$$\omega = 100 \frac{W_w}{W_s}$$

II a 12. Contenido de agua ω , es el porcentaje del peso del agua con respecto al peso de los sólidos.

II b RELACIONES ENTRE PESOS Y VOLUMENES

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$$

II b 1. Peso volumétrico de los sólidos se define como la relación entre el peso de los sólidos (W_s) y el volumen de los sólidos (V_s)

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_t}$$

$$\gamma_m = \frac{W_s + W_w}{V_t}$$

$$\gamma_{sat} = \frac{W_s + V_v \times \delta_w}{V_t}$$

$$\gamma'_m = \gamma_m - \delta_w$$

II b 2. Existen otras relaciones de pesos y volúmenes: peso volumétrico del material seco (γ_d); peso volumétrico del material húmedo (γ_m); peso volumétrico del material saturado (γ_{sat}); peso volumétrico del material sumergido (γ'_m).

II c 1. RELACIONES ENTRE PESOS Y VOLUMENES

$$\frac{\gamma_s}{\gamma_0} = S_s$$

$$S_s = \frac{\frac{W_s}{V_s}}{\frac{W_w}{V_w}} = \frac{W_s}{V_s} \cdot \frac{V_w}{W_w}$$

si $V_w = V_s$

$$S_s = \frac{W_s}{W_w}$$

∴ S_s : (adimensional)

II c 1. Peso específico de los sólidos, se define como la relación entre el peso volumétrico de los sólidos, que constituyen las partículas de suelo y el peso volumétrico del agua destilada a 4°C a la presión atmosférica al nivel del mar.

II D DETERMINACION DE LAS RELACIONES VOLUMETRICAS Y GRAVIMETRICAS DE LOS SUELOS

II D a. Relación adimensionales fundamentales entre pesos o entre volúmenes

- | | | |
|-----------|---------------------|-------|
| II D a 1. | Relación de vacíos | e |
| II D a 2. | Porosidad | n |
| II D a 3. | Compacidad relativa | C_r |
| II D a 4. | Grado de saturación | G_w |
| II D a 5. | Contenido de agua | w |

II D b. Relaciones entre pesos y volúmenes

II D b 1. Pesos volumétricos γ

II D c. Relaciones adimensionales entre pesos y volúmenes

II D c 1. Pesos específicos S_s

II D a 1. RELACION DE VACIOS

El cociente que resulta de dividir el volumen de vacíos entre el volumen de sólidos (en una muestra de suelo), se le llama relación de vacíos (e). Permite juzgar cualitativamente el acomodo de las partículas en los suelos granulares y la deformabilidad en los suelos finos.

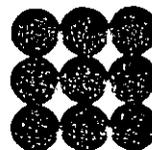
$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

Relación de vacíos (e) varía con el acomodo, forma y dimensión de las porciones sólidas del suelo.

Acomodo de las partículas sólidas

Una concepción simplista de la manera en que se modifica la relación de vacíos debido al acomodo de sus partículas, se obtiene al analizar el agrupamiento más compacto y más suelto de un conjunto de esferas.

Acomodo más suelto



Acomodo más compacto



Fig. 1

Forma de las partículas sólidas

La forma influye en el valor de la relación de vacíos ya que si en lugar de esferas como se analizó anteriormente, se suponen paralelepípedos semejantes a cartas de barajas, el acomodo más compacto es mucho menor que en el caso de las esferas; ya que se puede considerar prácticamente nula la relación de vacíos al acomodarse como un paquete de naipes. El caso más suelto se puede hacer si se arreglan como un castillo de cartas, lo cual da una relación de vacíos mucho mayor que el que da el acomodo de las esferas.

Tamaño de las partículas sólidas

El valor del volumen de sólidos es función de los tamaños de las partículas y para el volumen total dado, el aumento del volumen de sólidos disminuye la rela-



lación de vacíos y una disminución del volumen de sólidos, provoca un aumento en la relación de vacíos.

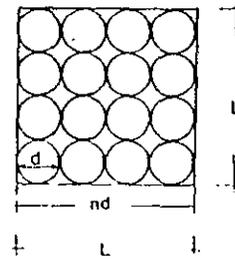
En una estructuración como la de las tarjetas de naipes mencionada, si el naipe es grueso la relación de vacíos disminuye para acomodos más sueltos. Cuando los naipes son delgados y pequeños se pueden acomodar en forma de caja uniéndolos por las aristas con lo cual la relación de vacíos se hace muy grande.

Al disminuir el tamaño de los elementos sólidos del suelo disminuyen las fuerzas de cuerpo, que son función del volumen (por ejem. el peso) y las fuerzas de superficie (por ejem., la adherencia), que varían con la disminución del área externa del sólido; la relación entre las fuerzas de superficie y las fuerzas de cuerpo crece a medida que disminuye el tamaño del elemento, porque la relación

$$\frac{\text{Área}}{\text{volumen}} = \frac{A}{V} \text{ llamada superficie relativa, aumenta al disminuir el volumen del cuerpo, ya que el área es función del cuadrado de la longitud y el volumen del cubo.}$$

Por este hecho al disminuir el tamaño de las partículas las fuerzas de superficie se hacen muy importantes y pueden llegar a ser mayores que las de volumen, lo cual permite concebir un acomodo que dé una relación de vacíos muy grande, ya que los sólidos pueden arreglarse pegados en los bordes (las fuerzas de superficie son muy grandes comparadas con el peso) hasta formar un volumen hueco como una caja, con un volumen de sólidos muy pequeño; el constituido por el volumen de las paredes de la caja.

OBTENCION DE LA RELACION DE VACIOS PARA EL ACOMODO MAS SUELTO DE ESFERAS



$$L = nd$$

$$V_{\text{total}} = L^3 = (nd)^3 = n^3 d^3$$

$$V_{\text{sol}} = \frac{4}{3} \pi R^3 n = \frac{4}{3} \pi \left(\frac{d}{2}\right)^3 (n) = 0.5236 d^3 n$$

$$V_{\text{sol}} = 0.5236 d^3 n$$

$$V_v = V_{\text{tot}} - V_s$$

$$V_v = n^3 d^3 - 0.5236 d^3 n$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{n^3 d^3 - 0.5236 d^3 n}{0.5236 d^3 n}$$

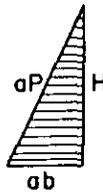
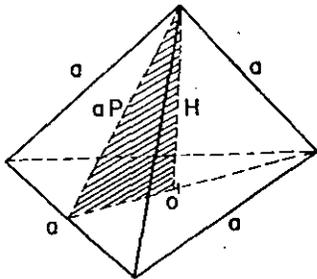
$$e = \frac{n^3 d^3}{0.5236 d^3 n} - 1$$

$$e = \frac{n^3}{0.5236 n} - 1 = 1.91 - 1$$

$$e = 0.91$$



Un acomodo mas compacto de esferas es cuando forman un Tetraedro.
La Relación de Vacíos en este caso se obtiene :



Volumen

$$Q = nd$$

$$Q_p = H^2 + ab^2$$

$$S = a^2 \sqrt{3}$$

$$O = \text{Baricentro}$$

$$Q_p = a \frac{\sqrt{3}}{2}$$

$$Q_b = \frac{2\sqrt{3}}{6}$$

$$V_T = d^3 \frac{\sqrt{2}}{12}$$

$$n = \text{No. de esferas}$$

$$d = \text{diámetro de las esferas}$$

$$S = \text{superficie}$$

Para la primera capa el No. de esferas es:

$$1 - n + (n-1) + (n-2) + (n-3) + \dots + 1$$

$$= \frac{(n+1)(n)}{2} = \frac{1}{2}(n^2 + n)$$

Para la segunda capa

$$2 - \frac{1}{2}(n-1)n = \frac{1}{2}(n^2 - n)$$

Para la tercera capa

$$3 - \frac{1}{2}(n-2)(n-1) = \frac{1}{2}(n^2 - 3n + 2)$$

Así sucesivamente.

Para un No. de n esferas el total de ellas es:

$$\Sigma = \frac{1}{2}(\Sigma n^2 + \Sigma n) \quad \text{o} \quad S = \frac{n(n+1)(n+2)}{6} = \text{No. total de esferas}$$

$$S = \frac{1}{6}(n^3 - 3n^2 + n)$$

El volúmen de los sólidos será:

$$V_s = \frac{\pi}{6} d^3 S$$

El volúmen total será

$$V_T = d^3 \frac{\sqrt{2}}{12} = n^3 d^3 \frac{\sqrt{2}}{12}$$

El volúmen de vacíos

$$V_v = V_T - V_s = n^3 d^3 \frac{\sqrt{2}}{12} - \frac{\pi}{6} d^3 S$$

La Relación de vacíos

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_T - V_s}{V_s} = \frac{V_T}{V_s} - 1$$

$$e = \frac{V_T}{V_s} - 1 = \frac{n^3 d^3 \frac{\sqrt{2}}{12}}{\frac{\pi}{6} d^3 S} - 1$$

$$e = \frac{n^3 \frac{\sqrt{2}}{12}}{\frac{\pi}{6} S} - 1 = \frac{n^3 \frac{\sqrt{2}}{12}}{\frac{\pi}{6} (\frac{1}{6}(n^3 - 3n^2 + n))} - 1$$

$$e = \frac{n^3 \frac{\sqrt{2}}{12} (36)}{12 \pi (n^3 - 3n^2 + n)} - 1 = \frac{3n^3 \sqrt{2}}{11(n^3 - 3n^2 + n)} - 1$$

$$e = \frac{3\sqrt{2}}{\pi} \frac{n^3}{(n^3 - 3n^2 + n)} - 1 = \frac{3\sqrt{2}}{\pi} - 1 = 0.35$$

cuando $n \rightarrow \infty$

La relación de vacíos para esferas $e_{m\acute{a}x} = 0.91$ y $e_{m\acute{i}n} = 0.35$ y las relaciones de vacíos obtenidas para el caso de los naipes $e_{m\acute{a}x} \approx 15$ $e_{m\acute{i}n} \approx 0$ son para formas regulares e iguales; las relaciones de vacíos máximas y mínimas en suelos (con diferentes tamaños de granos) que se han encontrado experimentalmente son:

<u>e</u>	<u>Suelos</u>
0.25	Arena muy compacta
0.85	Arena limosa
1.00	Arena fina uniforme
1.20	Limo uniforme
8.00	Arcilla muy compresible
11.00	Arcilla altamente compresible

Tabla 1

En el ejemplo de las esferas se encontró que la $e_{m\acute{a}x}$ es 0.91, en cambio la relación de vacíos media del primer estrato deformable de la ciudad de México, resulta de 6.9; esta diferencia se explica si se toma en cuenta que las partículas de arcillas de la ciudad de México son muy pequeñas y alargadas, en forma de hojuelas o de palillos, lo cual permite una estructuración de castillo de naipes de dimensiones sumamente reducidas.

Las partículas sólidas que forman la primera agrupación de castillo de naipes se denomina estructuración primaria y junto con otras semejantes, forma también grupos de tamaño diminuto con peso muy reducido, por lo cual las fuerzas de adherencia entre estos grupos secundarios y otros análogos, da la oportunidad de que

se creen grupos mayores, de estructuración terciaria que son los que se detectan a primera vista en las arcillas de la ciudad de México.

La primera estructuración (partículas sólidas con partículas sólidas), se denomina estructuración primaria, la unión de estructuraciones primaria que forman el primer grupo mencionado anteriormente, constituye la estructuración secundaria. La estructuración terciaria como la de la ciudad de México se presenta al unir grupos de estructuración secundaria y también se llama panaloide. El acomodo de las partículas finas permite explicar el fenómeno que se presenta al remoldarse las arcillas. Al modificarse la estructura original se disminuye la relación de vacíos y la resistencia del suelo, también aumenta la deformabilidad dado que la nueva estructuración no tiene la misma adherencia entre grupos que tenía en estado original; como sucede al romperse la estructura de un edificio que ya es incapaz de resistir los esfuerzos que soportaba estando entero.

Al quedar en reposo las arcillas remoldadas se generan las interacciones entre grupos y se recupera gran parte de las características de resistencia y deformabilidad que originalmente tenía el suelo, éste fenómeno se denomina "TIKOTROPIA".

Obtención de la relación de vacíos

Para determinar la relación de vacíos se mide el volumen total de la muestra labrándola en forma regular que permita el cálculo del volumen o bien midiendo la muestra con mercurio; en este último caso la muestra de forma irregular se sumerge dentro de un recipiente, el volumen de mercurio desplazado será el volumen total

de ella. Por otra parte si la muestra se seca a 100°C durante 24 horas y posteriormente se pesa, se obtienen por definición el peso de los materiales sólidos secos (W_s), este peso dividido entre el peso volumétrico de los sólidos, dará el volumen de sólidos (V_s); por consiguiente para obtener la relación de vacíos se divide la diferencia entre el volumen total y el volumen de sólidos entre el volumen de sólidos.

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_t - V_s}{V_s} = \frac{V_t}{V_s} - 1$$

Por ejemplo en la relación de vacíos media de la ciudad de México

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_t - V_s}{V_s}$$

$$e = \frac{V_t}{V_s} - 1 \therefore V_t = V_s + \frac{6.9}{V_s}$$

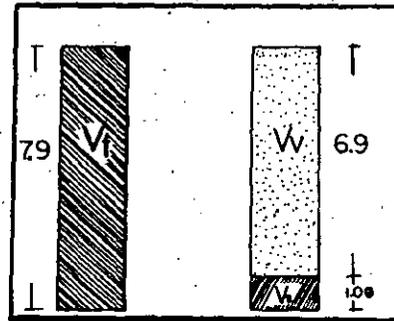


Fig. 2

Otra forma de obtener la relación de vacíos es fijarla en función del peso específico y del peso volumétrico seco de la muestra:

sea

V_t = Volumen total de la muestra

W_s = Peso seco de la muestra obtenido después de secar la muestra a 110°C durante 24 horas, y pesado en una balanza de precisión con una aproximación de 0.1 gr.

S_s = Peso específico de los sólidos.

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} = \frac{W_s}{V_s \gamma_o}$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_t}{V_s} - 1$$

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

$$e = \frac{V_t S_s \gamma_o}{W_s} - 1$$

$$e = \frac{V_t \gamma_s}{W_s} - 1 = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$$

$$e = \frac{S_s \gamma_o}{\gamma_d} - 1$$

RELACION DE VACIOS

Se mide el volumen total de la muestra (V_t).

Se seca la muestra al horno a $100\text{ }^\circ\text{C}$ durante 24 horas.

Se pesa la muestra seca y se obtiene el peso de los materiales sólidos.

W_s

El peso de los materiales sólidos se divide entre el peso volumétrico de los sólidos y se obtiene el volumen de los sólidos. $V_s = \frac{W_s}{\gamma_s}$

La diferencia entre el volumen total y el volumen de los sólidos, es el volumen de vacíos.

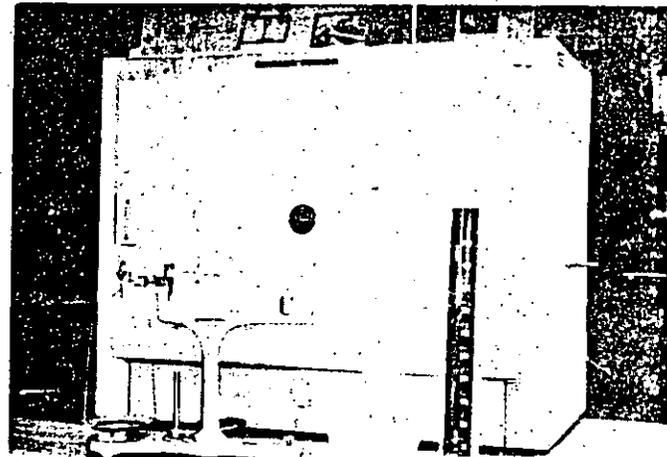
$$V_v = V_t - V_s$$

El volumen de vacíos se divide entre el volumen de los sólidos, el cociente es la relación de vacíos.

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

(FIN)

OBTENCION DE LA RELACION DE VACIOS.

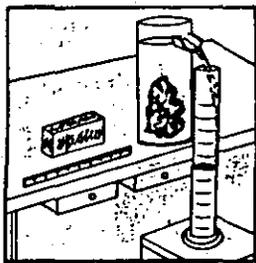


1. EQUIPO

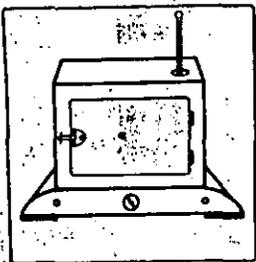
- a) Recipiente con mercurio.
- b) Horno de secado
- c) Balanza de precisión
- d) Probeta graduada



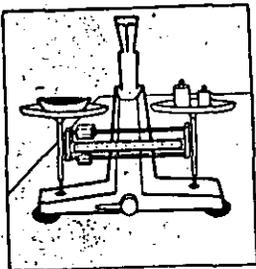
OBTENCION DE LA RELACION DE VACIOS



1. Para determinar la relación de vacíos, se mide el volumen total directamente en una muestra labrada rectangularmente. Si la muestra es irregular, se sumerge ésta dentro de un recipiente con mercurio, el volumen desplazado, será el volumen total de la muestra.



2. Se seca la muestra en el horno durante 24 horas a 100°C.



3. Se pesa la muestra seca y se obtiene el peso de los materiales sólidos.

$$V_s = \frac{W_s}{\gamma_s}$$

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$

$$V_t - V_s = V_v$$

4. Se divide el peso de los materiales sólidos entre el peso volumétrico de los sólidos " γ_s ", para obtener el volumen de sólidos.

$$V_s = \frac{W_s}{\gamma_s} = \frac{W_s}{S_s \gamma_o}$$

5. El peso volumétrico de los sólidos " γ_s ", se obtienen a partir de la relación:

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$

6. La diferencia entre el volumen total menos el volumen de sólidos dará el volumen de vacíos.

$$V_v = V_t - V_s$$



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

7. Se divide el volumen de vacíos entre el volumen de sólidos para obtener finalmente la relación de vacíos " e ".

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_t - V_s}{V_s} = \frac{V_t}{V_s} - 1$$

RELACION DE VACIOS Y POROSIDAD

OBRA: _____	FECHA: _____
LOCALIZACION: _____	OPERADOR: _____
SONDEO N° _____ ENSAYE: _____	_____
MUESTRA N: _____ PROF. _____	CALCULO: _____
DESCRIPCION: _____	_____

Volumental de la muestra V_t	Peso de los sólidos W_s	Peso volumétrico de los sólidos γ_s	Volumen de sólidos $V_s = \frac{W}{\gamma_s}$	Volumen de vacíos $W_v = V_t - V_s$	Relación de vacíos $e = \frac{V_v}{V_s}$	Porosidad $n = \frac{V_v}{V_t}$	ENSAYE #

ACLARACIONES: _____

OBSERVACIONES: _____

DURANTE LA OBTENCION DE LA RELACION DE VACIOS SE PUEDEN COMETER LOS SIGUIENTES ERRORES

1. Al medir el volumen de mercurio desplazado por la muestra
2. No tener la muestra el tiempo suficiente en el horno a la temperatura adecuada.
3. Obtener malas pesadas

II Da 2. POROSIDAD

La porosidad relaciona el volumen de vacíos del suelo con el volumen total que éste tiene; esta propiedad se utiliza con los mismos propósitos que la relación de vacíos. Conocida la relación de vacíos la porosidad se puede obtener con la siguiente expresión.

$$n = \frac{e}{1 + e}$$

$$n = \frac{V_v}{V_t}$$

$$n = \frac{V_v}{V_v + V_s}$$

La porosidad permite visualizar la relación entre el volumen de vacíos y el volumen total. La variación del volumen total de la muestra se puede expresar con la variación de la relación de vacíos o con la de la porosidad. En el primer caso la

variación del volumen, modifica sólo el volumen de vacíos y mantiene constante el denominador, (dado que por hipótesis el volumen de los sólidos es invariante); en cambio al expresar la modificación con la porosidad cambian el numerador (el volumen de vacíos) y el denominador (el volumen total), lo que dificulta las operaciones matemáticas, por esta razón se utiliza más la relación de vacíos que la porosidad.

POROSIDAD

Se mide el volumen total de la muestra,
 V_t

Se seca la muestra al horno a 100 °C durante 24 horas.

Se pesa la muestra seca y se obtiene el peso de los materiales sólidos.

W_s

El peso de los materiales sólidos se divide entre el peso volumétrico de los sólidos y se obtiene el volumen de los sólidos.
 $V_s = \frac{W_s}{\rho_s}$

La diferencia entre el volumen total y el volumen de sólidos, es el volumen de vacíos.

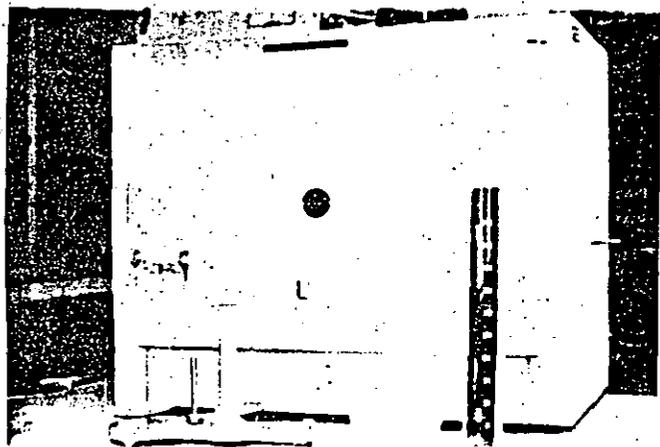
$$V_v = V_t - V_s$$

Se obtiene la Porosidad.

$$n = \frac{V_v}{V_t}$$

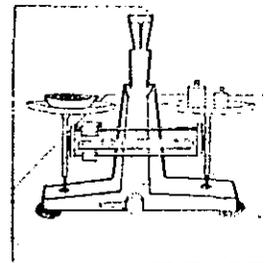
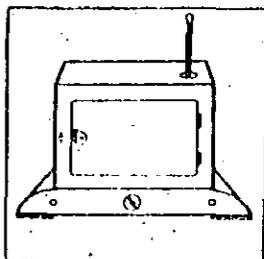
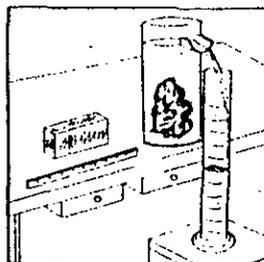
FIN

OBTENCION DE LA POROSIDAD



1. EQUIPO

- a) Recipiente con Mercurio
- b) Horno de Secado
- c) Balanza de Precisión
- d) Probeta Graduada



OBTENCION DE LA POROSIDAD

1. Se mide el volumen total de la muestra, se la bañada completamente si es posible y tiene forma irregular, se coloca dentro de un recipiente con mercurio el volumen del, colocado así el volumen de la muestra.

2. Se seca la muestra al horno durante 24 horas a 100°C.

3. Se pesa la muestra seca y se obtiene el peso de los materiales sólidos.

$$V_s = \frac{W_s}{\gamma_s}$$

4. Se divide el peso de los materiales sólidos entre el peso volumétrico de los sólidos " γ_s " para obtener el volumen de sólidos.

$$V_s = \frac{W_s}{\gamma_s}$$

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$

5. El peso volumétrico de los sólidos " γ_s " se obtiene a partir de la relación:

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$

$$V_T - V_s = V_v$$

6. La diferencia entre el volumen total menos el volumen de sólidos dará el volumen de vacíos.

$$V_v = V_T - V_s$$

$$n = \frac{V_v}{V_T}$$

7. Se divide el volumen de vacíos entre el volumen total y se obtiene la "POROSIDAD".

DURANTE LA OBTENCION DE LA POROSIDAD, SE PUEDEN COMETER LOS SIGUIENTES ERRORES

1. Al medir el volumen del mercurio desplazado por la muestra
2. No tener la muestra el tiempo suficiente en el horno a la temperatura adecuada.
3. Obtener malas pesadas

IIDa3. COMPACIDAD RELATIVA

El parámetro compacidad relativa (C_r) permite describir la compacidad de un suelo arenoso de manera concisa; entendiéndose por compacidad de relación que mide el grado de acomodó de las partículas constitutivas de los suelos y se expresa de la forma siguiente:

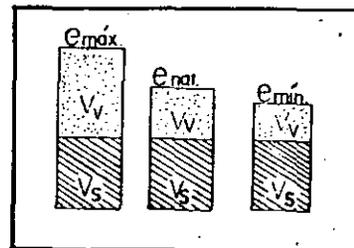


Fig. 3

$$C_r = \frac{e_{nat}}{e_{max}} \dots \frac{e_{nat}}{e_{min}}$$

La obtención de la compacidad relativa es difícil de realizar ya que la determinación de la $e_{m\acute{a}x}$ (relación de vacíos máxima) y $e_{m\acute{i}n}$ (relación de vacíos mínima), dependerá del procedimiento de compactación que se utilice.

Para la determinación de la compacidad relativa (C_r) en arenas se acepta que el estado más suelto (el cual define a $e_{m\acute{a}x}$) se obtiene dejando caer libremente la arena en estudio en estado seco en un recipiente de volumen conocido; al estado más compacto de suelo corresponde $e_{m\acute{i}n}$ y se obtiene vibrando el recipiente con el material seco obteniéndose un mejor acomodo de partículas; al estado natural correspondiente la e_{nat} la cual determina la muestra obtenida en el sitio.

Algunos autores emplean la palabra Densidad Relativa al referirse a la Compacidad Relativa.

El concepto de compacidad relativa se introdujo para estimar el acomodo de partículas de un suelo granular tal como se encuentra en la naturaleza y permite estimar cualitativamente las propiedades mecánicas de los suelos; en la fig. 4 se muestra la relación empírica entre C_r y los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante, cohesión C y ángulo de fricción interna, también en la fig. 5 se muestra el número de golpes de perforación estándar y la compacidad.

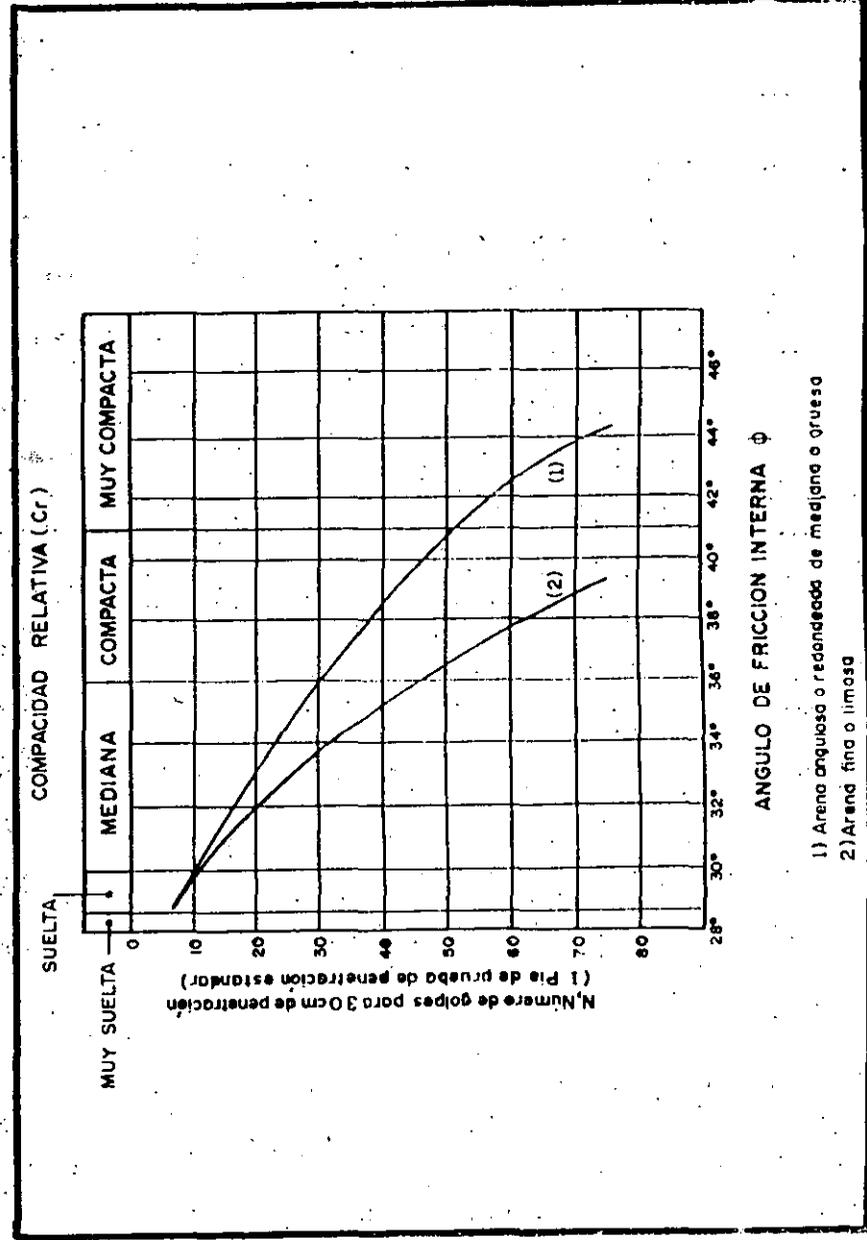
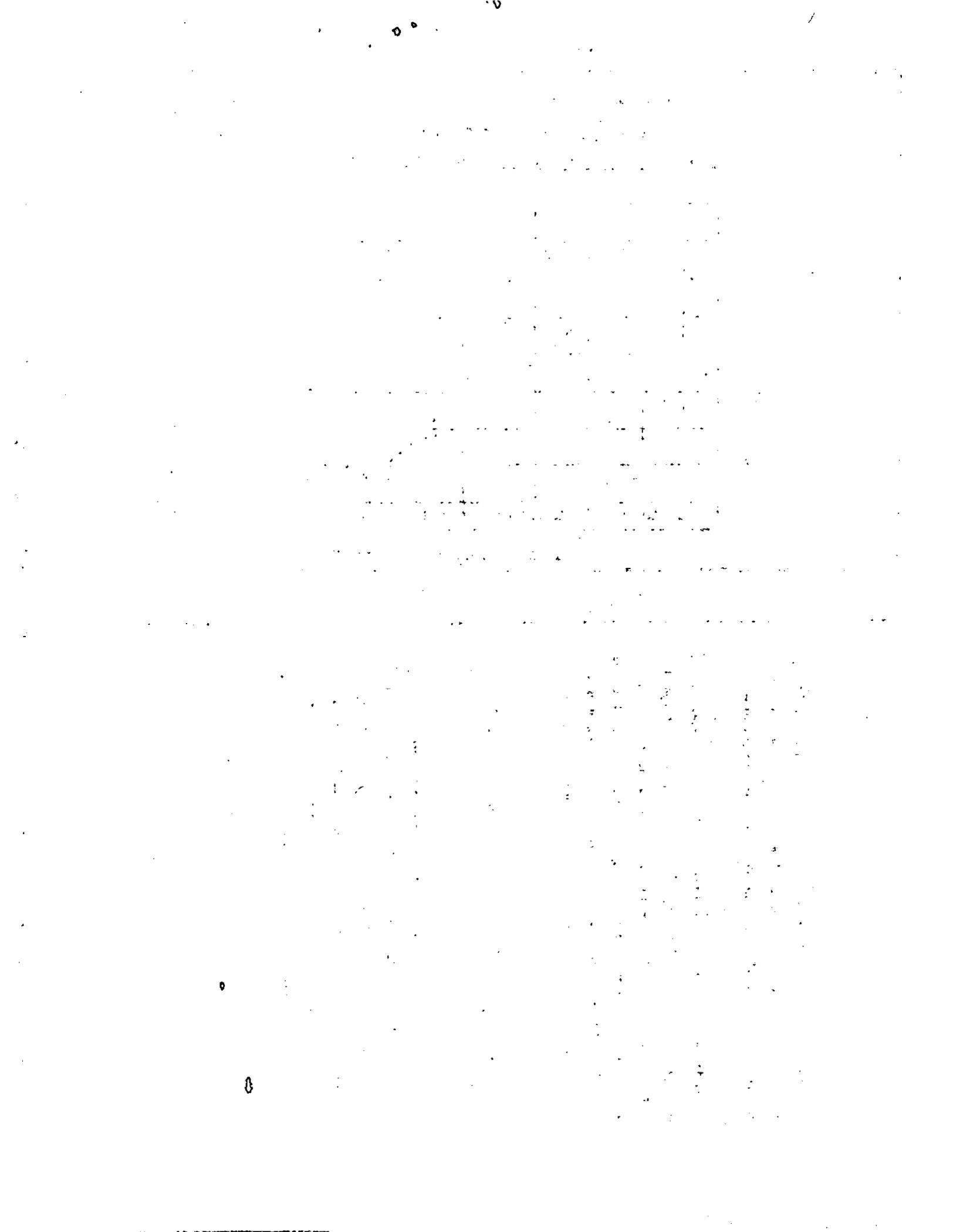


Fig. 4.
1) Arena angulosa o redondeada de mediana o gruesa
2) Arena fina o limosa



NORMAS PARA CALIFICAR LA CONSISTENCIA EN LOS SUELOS COHESIVOS Y LA COMPACIDAD DE LAS ARENAS		
ARCILLAS Y LIMOS PLASTICOS		
CONSISTENCIA	COMPRESION SIMPLE	No. DE GOLPES
MUY BLANDA	MENOR 2.5 T/M ²	MENOR DE 2
BLANDA	2.5 - 5.0 "	2 - 4
POCO FIRME	5.0 - 10.0 "	4 - 8
FIRME	10.0 - 20.0 "	8 - 15
MUY FIRME	20.0 - 40.0 "	15 - 30
MUY DURA	MAYOR 40 "	MAYOR DE 30
ARENAS		
COMPACIDAD	No. DE GOLPES	
MUY SUELTA	MENOR DE 4	
SUELTA	4 - 10	
POCO COMPACTA	10 - 30	
COMPACTA	30 - 50	
MUY COMPACTA	MAYOR DE 50	

Correlación entre el número de golpes de la prueba de penetración estándar, con la compacidad o consistencia del material explorado.

fig. 5

La tabla siguiente relaciona la compacidad relativa con el estado del suelo.

Compacidad relativa	Descripción
0.15	Muy suelto
0.15 - 0.35	Suelto
0.35 - 0.65	Medio denso
0.65 - 0.85	Denso
0.85 - 1.00	Muy denso

Tabla 2

No existe en la actualidad un procedimiento preciso para la obtención de la compacidad relativa de los suelos (C_r), dado que no se ha definido cual es el estado más suelto y el más compacto del suelo.

En este trabajo se explicará un procedimiento por el cual se puede obtener la compacidad relativa en función de los pesos volumétricos; la compacidad relativa se puede expresar en función de los diferentes pesos volumétricos del suelo para los diferentes grados de compactación, en la forma mostrada en la hoja 55.

El procedimiento para la obtención de la "Compacidad relativa" consiste en la determinación de los diferentes pesos volumétricos secos (γ_d), natural, máximo y mínimo.

Para la obtención del peso volumétrico seco natural (γ_{dnat}), se toma una muestra de suelo donde se desea conocer la compacidad relativa (C_r) (generalmente la muestra extraída es de aproximadamente 5 lts.) esta muestra obtenida se seca

y se pesa obteniéndose el peso seco (W_s) y para la obtención del peso volumétrico seco natural se divide este peso entre el volumen de la muestra (V_m). Este volumen es igual al del recipiente.

$$\gamma_{dnat} = \frac{W_s}{V_m}$$

Para la obtención del peso volumétrico seco mínimo (γ_{dmin}) la muestra seca se disgrega sin romper los granos sólidos del suelo y se deposita en un recipiente de volumen y peso conocido (film. 4 pág. 54), por medio de un cucharón de lámina dejando caer el suelo de 30 cm, de altura a través de un embudo de 2.5 cm de diámetro, cuando el recipiente esté lleno se enraza teniendo cuidado de no compactarlo y se pesa (W_t) a este peso se le resta del recipiente (W_r) y se obtiene el peso de los sólidos (W_s). Dividiendo este peso entre el volumen del recipiente (V_m) se obtiene el peso volumétrico seco mínimo (γ_{dmin})

$$\gamma_{dmin} = \frac{W_s}{V_m}$$

El peso volumétrico seco máximo (γ_{dmax}) se obtiene depositando la muestra en tres capas iguales en el recipiente, compactando cada capa por medio de un martinete (ver fig. 8 pág. 55) dándole 25 golpes uniformemente repartidos a cada capa; terminada la compactación se enraza y se pesa (W_t). Este peso menos el peso del recipiente (W_r) dará el peso de los sólidos (W_s) dividiéndolo entre el volumen del recipiente (V_m) dará el peso volumétrico seco máximo (γ_{dmax}).

$$\gamma_{dmax} = \frac{W_s}{V_m}$$

LA COMPACIDAD RELATIVA (C_r) PUEDE EXPRESARSE EN FUNCION DE LOS PESOS VOLUMETRICOS EN LA FORMA SIGUIENTE:

$$C_r = \frac{e_{max} - e_{nat}}{e_{max} - e_{min}} \times 100$$

$$\gamma_{dmax} = \frac{W_s}{V_s + V_{vmin}} = \frac{V_s \gamma_s}{V_s + V_{vmin}} = \frac{\gamma_s}{1 + e_{min}}$$

$$\gamma_{dmin} = \frac{\gamma_s}{1 + e_{max}} \quad \gamma_{dnat} = \frac{\gamma_s}{1 + e_{nat}}$$

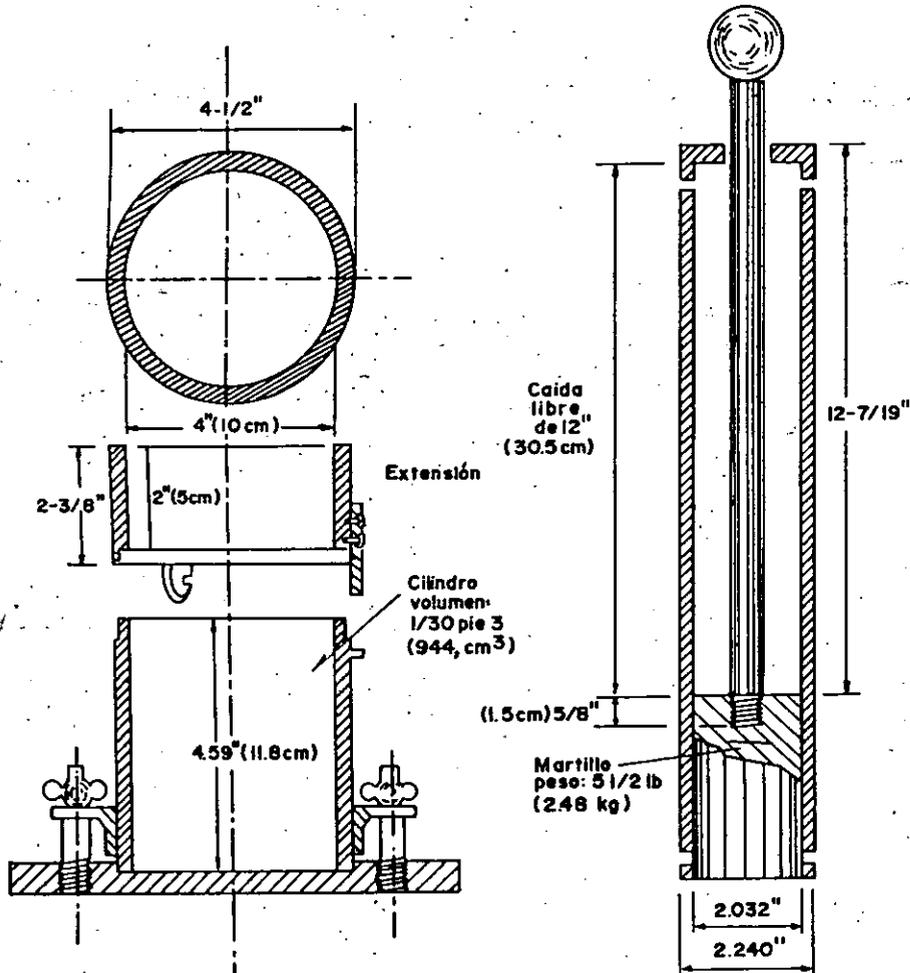
$$e_{min} = \frac{\gamma_s}{\gamma_{dmax}} - 1 = \frac{\gamma_s - \gamma_{dmax}}{\gamma_{dmax}}$$

$$e_{max} = \frac{\gamma_s - \gamma_{dmin}}{\gamma_{dmin}}$$

$$e_{nat} = \frac{\gamma_s - \gamma_{dnat}}{\gamma_{dnat}}$$

$$C_r = \frac{\frac{\gamma_s - \gamma_{dmin}}{\gamma_{dmin}} - \frac{\gamma_s - \gamma_{dnat}}{\gamma_{dnat}}}{\frac{\gamma_s - \gamma_{dmin}}{\gamma_{dmin}} - \frac{\gamma_s - \gamma_{dmax}}{\gamma_{dmax}}} = \frac{\frac{\gamma_s}{\gamma_{dmin}} - \frac{\gamma_s}{\gamma_{dnat}}}{\frac{\gamma_s}{\gamma_{dmin}} - \frac{\gamma_s}{\gamma_{dmax}}}$$

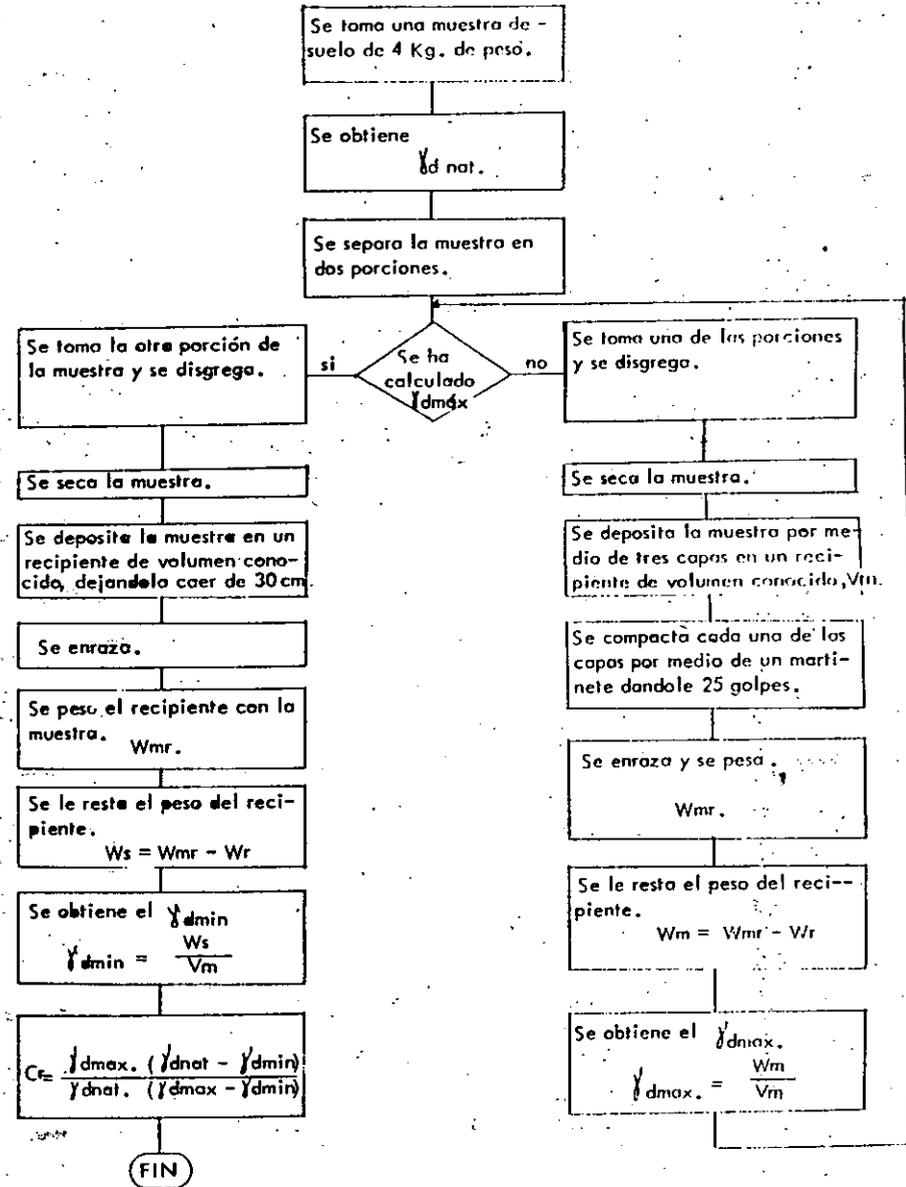
$$C_r = \frac{\frac{1}{\gamma_{dmin}} - \frac{1}{\gamma_{dnat}}}{\frac{1}{\gamma_{dmin}} - \frac{1}{\gamma_{dmax}}} = \frac{\frac{\gamma_{dnat} - \gamma_{dmin}}{\gamma_{dmin} \gamma_{dnat}}}{\frac{\gamma_{dnat} - \gamma_{dmin}}{\gamma_{dmin} \gamma_{dmax}}} = \frac{\gamma_{dmax}}{\gamma_{dnat}} \cdot \frac{\gamma_{dnat} - \gamma_{dmin}}{\gamma_{dmax} - \gamma_{dmin}}$$



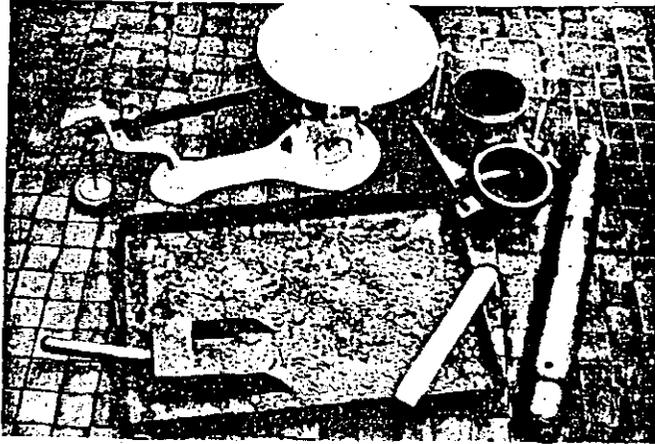
Esc. 1:2.5

Fig. 6

COMPACIDAD RELATIVA



OBTENCIÓN DE LA COMPACIDAD RELATIVA



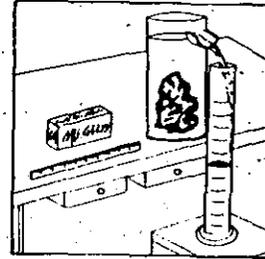
1.- EQUIPO

- a) Cucharón de lámina
- b) Recipiente metálico de 944 cm³
- c) Charola
- d) Enrazador
- e) Báscula de 20 kg de capacidad y 0.1 gramo de aproximación
- f) Martinete de 2.48 kg de peso y una altura de caída libre de 30.5 cm

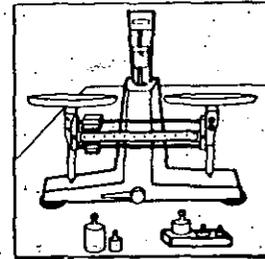
PROCEDIMIENTO

1. Se obtiene el volumen de la muestra del suelo donde se desea conocer la compacidad relativa, generalmente alrededor de 5 lts.

$$V_m$$



2. La muestra obtenida se seca y se pesa, obteniéndose W_s .



3. Se obtiene el peso volumétrico seco natural dividiendo el peso seco (W_s) entre el volumen de la muestra (V_m).

$$\gamma_{dnat} = \frac{W_s}{V_m}$$

$$\gamma_{dnat} = \frac{W_s}{V_m}$$



4. Para la obtención del peso volumétrico seco mínimo ($\gamma_{d\min}$) la muestra seca se disgrega sin romper los granos del suelo y se deposita en el recipiente cilíndrico de volumen conocido (944 cm^3) por medio de un cucharón de lámina dejando caer el suelo de 30 cm. altura.



5. Cuando el recipiente esté lleno con el suelo suelto se enraza teniendo cuidado de no compactarlo y se pesa.

$$W_{sr}$$

6. Al peso obtenido al pesar el recipiente junto con la muestra (W_{sr}) se le resta el peso del recipiente (W_r) y se tiene el peso de la muestra suelta seca ($W_{s\min}$).

$$W_{RS} - W_R = W_S$$

$$\gamma_{d\min} = \frac{W_{s\min}}{V_T}$$

7. Dividiendo el peso de la muestra suelta seca entre el volumen del recipiente se obtiene el peso volumétrico seco mínimo.

$$\gamma_{d\min} = \frac{W_{s\min}}{V_T}$$



8. El peso volumétrico seco máximo ($\gamma_{d\max}$) se obtiene depositando la muestra en tres etapas iguales en el recipiente, compactando cada capa.
9. Se deposita la primera capa y se le dan 25 golpes uniformemente repartidos por medio del martinete, con altura libre de caída de 30 cm.



10. Se coloca el extensómetro y se repite el proceso para las otras dos capas.



11. Terminada la compactación, se retira el extensómetro, se enrasa y se pesa el recipiente con la muestra

$$W_{sr}$$


12. Al peso del recipiente con la muestra (W_{sr}) se le resta el peso del recipiente (W_r) y se obtiene el peso de la muestra seca compactada.

$$W_{smax}$$

$$\gamma_{dmax} = \frac{W_{smax}}{V_m}$$

13. Ya obtenido el peso de la muestra seca W_s y conocido el volumen del recipiente V_m se obtiene el peso volumétrico seco máximo.

$$\gamma_{dmax} = \frac{W_{smax}}{V_m}$$

$$C_R = \frac{\gamma_{dmax} (\gamma_{dnot} - \gamma_{dmin})}{\gamma_{dnot} (\gamma_{dmax} - \gamma_{dmin})}$$

14. Compacidad Relativa.

UN A M
FACULTAD DE INGENIERIA
INGENIERIA CIVIL
GEOTECNIA

COMPACIDAD RELATIVA

OBRA : _____

FECHA : _____

UBICACION : _____

OPERADOR : _____

Muestra N ^o	Volumen de Muestra. V _m	Peso de la Muestra. W _m	$\gamma_{d\frac{Wm}{V_m}}$	Volumen del Recipiente. V _m	Peso del Recipiente. W _r	Peso del re- cipiente + pe- so del suelo - Compactado	Peso del Suelo Seco. W _s	$\gamma_{d\frac{Ws}{V_r}}$	Peso del re- cipiente + pe- so del suelo. Suelo	Peso del Suelo Seco W _s	$\gamma_{d\frac{Ws}{V_r}}$	C _r

$$C_r = \frac{\gamma_{d\max}(\gamma_{d\text{nat}} - \gamma_{d\min})}{\gamma_{d\text{nat}}(\gamma_{d\max} - \gamma_{d\min})}$$

Registro - 2 -

1. Al medir el volumen de la muestra
2. No enterrar correctamente la muestra
3. Obtener malas pesadas

DURANTE LA OBTENCION DE LA COMPACIDAD RELATIVA SE PUEDEN
COMETER LOS SIGUIENTES ERRORES

Def. GRADO DE SATURACION

El grado de saturación (G_w) mide el porcentaje de los vacíos del suelo que es tan llenos de agua.

$$G_w = \frac{V_w}{V_v} \times 100$$

$$G_w = \begin{cases} 0 \% = \text{Suelo seco} \\ 0 < G_w < 100 \% = \text{Parcialmente saturado} \\ 100 \% = \text{Saturado} \end{cases}$$

Los valores más bajos del grado de saturación que se encuentran en el planeta tierra se obtienen en arenas secas donde se pueden determinar G_w del orden de 2.0 %. Los suelos saturados donde $G_w \approx 100\%$ ocurren generalmente abajo

del nivel freático y en zonas en que por capilaridad asciende el agua hasta saturar el suelo.

Debe tenerse presente que hay aire y gases disueltos en el agua por lo que tampoco se presenta rigurosamente el valor de 100 %.

El grado de saturación es significativo en el comportamiento mecánico de los suelos; en arenas intuitivamente se puede comprender este hecho observando las playas, en la que se presenta una zona de arenas parcialmente saturadas donde se puede caminar, pueden incluso transitar vehículos; gracias a la alta resistencia al corte originada por la tensión capilar en los meniscos que se forman en ella, resistencia que se pierde al secarse o al saturarse la arena porque desaparecen los meniscos.

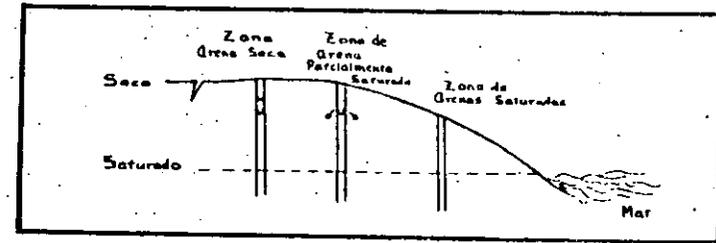


Fig. 7

En arcillas el grado de saturación es generalmente alta, excepto en zonas desérticas, y sobre todo en la costra superficial del estrato.

Algunas arcillas con grado de saturación del 90 %, al tacto parecen que son secos porque adquieren una resistencia a la compresión muy alta.

En los depósitos de arcillas saturadas siempre queda aire atrapado y la descomposición de materia orgánica genera gases, este hace que el grado de saturación sea menor que 100 %, lo cual se puede comprobar al obtener muestras inalteradas donde se generan expansiones por el cambio de esfuerzos que sufren al extraerse, expansiones que originan cambios de volumen, aumento de la relación de vacíos y disminución del grado de saturación; este fenómeno se puede observar, de manera cualitativamente con una botella de gaseosa, antes de destapar la tiene un volumen aparente, después de destaparla aumenta de volumen y al dejar que se libere el gas disuelto el volumen disminuye sensiblemente, la variación se debe a los cambios de volumen en los gases originados por el cambio de presión en la botella.

En la siguiente tabla se clasifican los suelos granulares en función del grado de saturación.

Grado de saturación

0
1 - 25
25 - 50
50 - 75
75 - 99
100

Estado del suelo

Seco
Ligeramente húmedo
Húmedo
Muy húmedo
Mojado
Saturado

Tabla 3

Obtención del grado de saturación

Para la obtención del grado de saturación es necesario conocer el volumen de agua que se encuentra en una muestra dada y el volumen de vacíos de la misma muestra; primeramente se obtiene el volumen de la muestra (V_m) y el peso de la muestra (W_m) y para la obtención del volumen del agua es necesario conocer el peso del agua contenido en la muestra (W_w), el que se calcula de la diferencia del peso total de la muestra (W_t) y el peso de los sólidos de ella (W_s) obtenido al secarla a 100°C durante 24 horas.

$$W_w = W_t - W_s$$

Esta diferencia dividida entre el peso volumétrico del agua ($\gamma_w \approx 1$) se obtiene el volumen del agua contenido en la muestra de suelo (V_w).

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w}$$

El volumen de vacíos (V_v) se obtiene de la diferencia del volumen de la muestra (V_m) y el volumen de sólidos (V_s), obtenido de dividir el peso de los sólidos entre el peso volumétrico de los sólidos (γ_s)

$$V_s = \frac{W_s}{\gamma_s}$$

$$V_v = V_t - V_s$$

$$G_w = \frac{V_w}{V_v} \times 100$$

GRADO DE SATURACION

Se obtiene el volumen total de la muestra de suelo (V_t) y se obtiene su peso (W_t).

Se seca la muestra al horno a 100 °C durante 24 horas.

Se pesa la muestra seca (W_s).

Se obtiene el peso del agua en la muestra de la diferencia.

$$W_w = W_t - W_s$$

Se obtiene el volumen del agua.

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w}$$

$\gamma_w =$ Peso volumétrico del agua ≈ 1

Se obtiene el volumen de los sólidos

$$V_s = \frac{W_s}{\gamma_s}$$

$\gamma_s =$ Peso volumétrico de los sólidos

Se obtiene el volumen de vacíos restando al volumen total el volumen de sólidos.

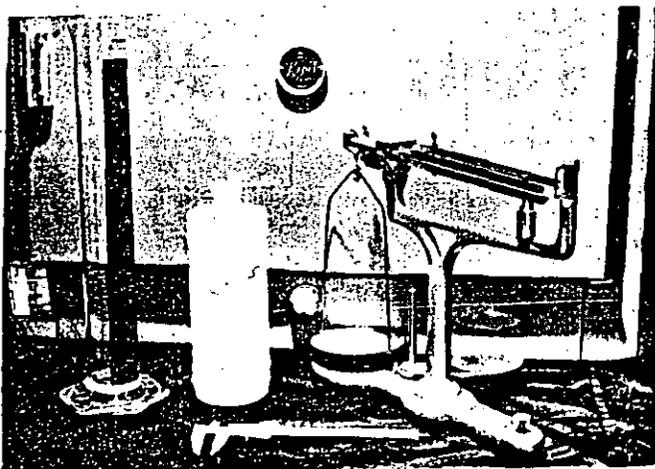
$$V_v = V_t - V_s$$

Se obtiene el grado de saturación.

$$G_w = \frac{V_w}{V_v} \times 100$$

(FIN)

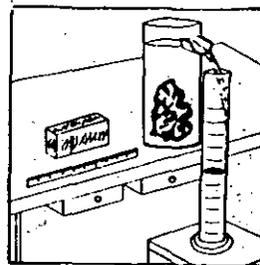
OBTENCION DEL GRADO DE SATURACION



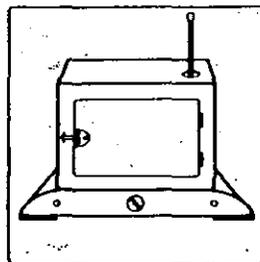
1.- EQUIPO EMPLEADO

- a). Horno de secado
- b). Balanza de precisión
- c). Recipiente con mercurio
- d). Regla para medir o un Vernier
- e). Probeta graduada

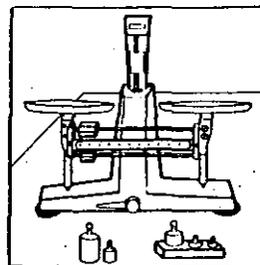
OBTENCION DEL GRADO DE SATURACION



1. Obtener el volumen (V_m) y peso de la muestra (W_m), midiéndola o por inmersión en mercurio (H_g).



2. Secar la muestra al horno a 100°C durante 24 horas.



3. Pesar la muestra seca W_s .

$$W_m - W_s = W_w$$

$$\frac{W_w}{\gamma_w} = V_w$$

$$V_s = \frac{W_s}{\gamma_s}$$

4. El peso del agua (W_w) se obtiene de

$$W_m - W_s = W_w$$

5. El volumen del agua se determina

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w}$$

γ_w = Peso volumétrico del agua = 1 gr/cm³

6. El volumen de la muestra seca del suelo, se obtiene de:

$$V_s = \frac{W_s}{\gamma_s}$$

γ_s = Peso volumétrico de los sólidos.

$$V_T - V_s = V_v$$

7. El volumen de vacíos (V_v) se determina restando del volumen total (V_T), el volumen de los sólidos (V_s).

$$V_v = V_T - V_s$$

8. Se obtiene el grado de saturación.

$$G_w = \frac{V_w}{V_v} \times 100$$

$$G_w \% = \frac{V_w}{V_v} \times 100$$

GRADO DE SATURACION

OBRA: _____ LOCALIZACION: _____ SONDEO N° _____ ENSAYE N° _____ MUESTRA N° _____ PROF: _____ DESCRIPCION: _____	FECHA: _____ OPERADOR: _____ CALCULO: _____
---	---

Volumen total	Peso total	Peso de muestra seco	Peso del agua en la muestra	Volumen del agua en la muestra	Volumen de los sólidos	Volumen de vacíos	Grado de saturación
V_t	W_t	W_s	$W_w = W_t - W_s$	$V_w = \frac{W_w}{\rho_w}$	$V_s = \frac{W_s}{\rho_s}$	$V_v = V_t - V_s$	$G_w = \frac{V_w}{V_v} \times 100$

ACLARACIONES: _____

OBSERVACIONES: _____

DURANTE LA OBTENCION DEL GRADO DE SATURACION SE PUEDEN COMETER LOS SIGUIENTES ERRORES

1. En la obtención del volumen total de la muestra
2. No tener la muestra el tiempo suficiente en el horno a la temperatura adecuada.
3. Obtener malas pesadas

II Da 5. CONTENIDO DE AGUA

Se define como contenido de agua del suelo la relación entre el peso del agua contenida en una muestra de él y el peso de los sólidos del suelo de la misma. Este último peso se obtiene al secar el espécimen a 100°C durante 24 horas.

Esta temperatura se ha fijado para normar la cantidad de agua que debe extraerse del suelo, pero no significa que el agua así medida sea toda la que se encuentra en el material. En la masa del suelo se pueden presentar diferentes calidades o estados de agua, no toda el agua en el interior del material se comporta de la misma forma y pueden señalarse:

1. Agua higroscópica o superficial. Se define como la que pierde el suelo cuando se ha secado a la temperatura ambiente.

2. Agua capilar

Es la detenida en el suelo por fenómenos capilares y está sujeta a presiones negativas.

3. Agua gravitacional

Es la que se comporta de la misma forma que el agua en los ríos, lagos y mares, y está sujeta a presiones positivas, generalmente debida a su propio peso o de esa magnitud.

4. Agua adsorbida o sólida

Es la que se acomoda en el entorno de las partículas minerales formando una capa alrededor de las moléculas del suelo; está sujeta a presiones que aumentan a medida que se llega al límite de las moléculas del sólido. Esta agua se encuentra sujeta a presiones sumamente altas (2000 k/cm²)* y se comporta en forma completamente diferente al agua libre.

El contenido de agua es una de las relaciones gravimétricas de los suelos de más fácil obtención y se expresa en por ciento de la forma siguiente:

$$W \% = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

* G.P.Tschebotarioff, in Soil Mechanics, Foundation and Earth Structures, cita a Winterkom H. F., in Soil Science Agosto 1943. pág. 101-105.

donde:

W = Contenido de agua
 W_w = Peso del agua
 W_s = Peso del suelo seco

Este parámetro permite prever el posible comportamiento mecánico del suelo en forma cualitativa; es decir, estimar aproximadamente la resistencia al corte y la deformabilidad del material.

Institivamente es evidente y se puede comprobar en el laboratorio, que no se comporta igual un material con alto contenido de agua que el mismo con bajo contenido de agua. No se comporta lo mismo una arcilla con contenido de agua de 50 % y saturada, que otra con contenido de agua de 200 % también saturada; la arcilla con el alto contenido en estado natural es más compresible, menos resistente al esfuerzo cortante que la de contenido de agua bajo.

Lo anterior no significa que se conozcan los valores de los parámetros de las propiedades mecánicas de los suelos, solamente se establece una relación cualitativa de su posible comportamiento en función del contenido de agua.

Valores aproximados del contenido de agua para diferentes muestras de suelo

Arena densa saturada	20 %
Arcilla glacial saturada	40 %
Arcilla bentonítica saturada	200 %

Arcilla de la ciudad de México

300 - 500 %

Arcilla altamente compresible

1000 %

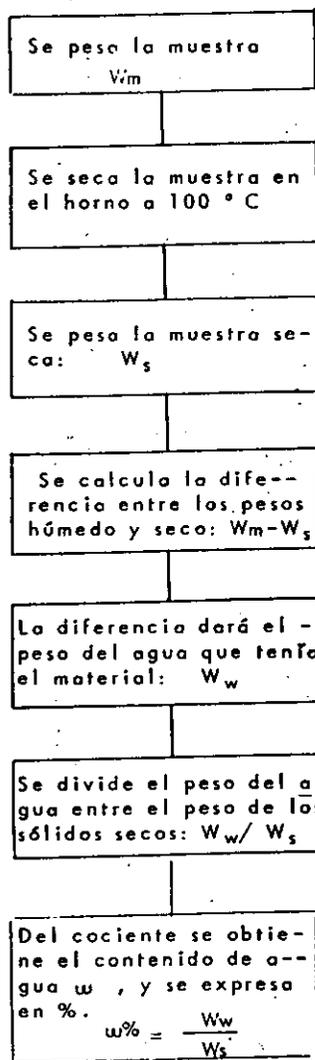
Tabla 4

Obtención del contenido de agua

Consiste en obtener el peso del agua que contiene la muestra de suelo (W_w) y el peso del material sólido de la misma muestra (W_s); para la determinación del peso del agua se toman aprox. 60 gramos de muestra y se pesa (W_t), obteniéndose el peso total que es igual al peso del agua más el peso de los sólidos que se encuentra en la muestra ($W_t = W_w + W_s$), posteriormente se seca al horno a una temperatura de 100°C durante 24 horas, se pesa obteniéndose el peso de los sólidos (W_s), al peso total se le resta el peso de los sólidos ($W_t - W_s$) que es igual al peso del agua (W_w), dividiendo el peso del agua entre el peso de los sólidos se obtiene el contenido de agua.

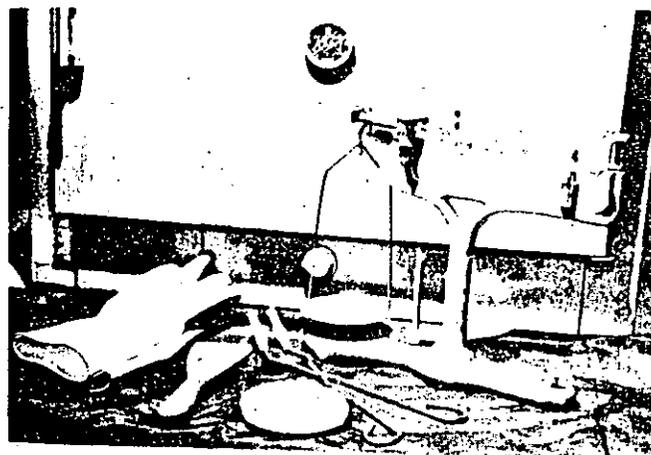
$$W \% = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

CONTENIDO DE AGUA



FIN

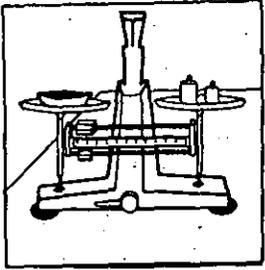
OBTENCION DEL CONTENIDO DE AGUA



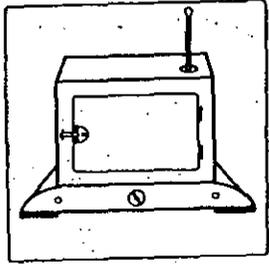
I. EQUIPO

- Vidrio de reloj o refractario
- Balanza de precisión con error de 0.1 gramos
- Horno de secado a temperatura constante a 110°C
- Pinzas, guantes, espátula

OBTENCION DEL CONTENIDO DE AGUA



1. Se coloca la muestra del suelo en una cápsula y se pesa W_{ch} (peso de cápsula + suelo húmedo).



2. Se seca la muestra en el horno durante 24 horas a 100°C .

$$W_c + W_s = W_{cs}$$

3. Se pesa la muestra seca W_{cs} (peso de cápsula + suelo seco).

$$W_H - W_S = W_W$$

4. La diferencia entre el peso cápsula + suelo húmedo, menos el peso cápsula + suelo seco, dará el peso del agua que originalmente tenía el material.

$$W_s = W_{cs} - W_c$$

5. Al peso de la cápsula + suelo seco se le resta el peso de la cápsula y se obtiene el peso del suelo seco.

$$W_x = \frac{W_w}{W_s} 100$$

6. Se divide el peso del agua entre el peso seco y se obtiene el contenido del agua.

U N A M
FACULTAD DE INGENIERIA
INGENIERIA CIVIL
GEOTECNIA

CONTENIDO DE AGUA

OBRA: _____		FECHA: _____					
LOCALIZACION: _____		OPERADOR: _____					
SONDEO N°: _____	ENSAYE N°: _____	_____					
MUESTRA N°: _____	PROF. _____	CALCULO: _____					
DESCRIPCION: _____		_____					
PRUEBA N°	CAPSULA N°	Peso Cápsula + Suelo Húmedo	Peso Cápsula + Suelo Seco	Peso de agua	Peso de Cápsula	Peso de suelo seco	Contenido de agua
		Wch gr	Wcs gr	Ww gr	Wc gr	Ws gr	W % %
ACLARACIONES: _____							
OBSERVACIONES: _____							

DURANTE LA OBTENCION DEL CONTENIDO DE AGUA SE PUEDEN COMETER LOS SIGUIENTES ERRORES

1. Al nivelar la báscula antes de las pesadas
2. Realizar malas pesadas
3. No tener las muestras en el horno el tiempo suficiente y a la temperatura adecuada.
4. Alteraciones que puede sufrir la muestra por medio ambiente o por la falta de cuidado en la conservación de la muestra.

IIDb. RELACIONES ADIMENSIONALES ENTRE PESOS Y VOLUMENES

IIDb1. Pesos volumétricos

El peso volumétrico de una muestra de suelo se define como la relación entre el peso de la muestra del suelo y el volumen de ella.

Se obtiene con la siguiente relación:

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m}$$

El peso de la muestra (W_m) es igual al peso de los sólidos y del agua intersticial

$$W_m = W_s + W_w$$

El volumen (V_m), según el peso volumétrico de que se trate, así:

1. El peso volumétrico de los sólidos es:

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$$

y si el suelo está seco:

$$W_w = 0$$

$$W_s = W_m \longrightarrow$$

$$\gamma_m = \gamma_d = \gamma_s$$

$$V_m = V_s$$

$$\gamma_d = \text{Peso volumétrico del material Seco} = \frac{W_s}{V_m}$$

$$\begin{array}{ccc} \frac{W_m}{V_m} & = & \frac{W_s}{V_m} = \frac{W_s}{V_s} \\ \downarrow & & \downarrow \quad \downarrow \\ \gamma_m & = & \gamma_d = \gamma_s \end{array}$$

2. Si el suelo está húmedo.

$$\gamma_m = \frac{W_s + W_w}{V_s + V_v} = \frac{\gamma_s + \frac{W_w}{V_s}}{\frac{V_s}{V_s} + \frac{V_v}{V_s}} = \frac{\gamma_s + \frac{W_w}{W_s} \gamma_s}{1 + e} = \gamma_s \frac{1 + w}{1 + e}$$

También:

$$\gamma_m = \frac{V_s \gamma_s + V_w \gamma_w}{V_s + V_v} = \frac{\frac{\gamma_s}{e} + G_w \gamma_w}{\frac{1}{e} + 1} = \frac{\gamma_s + e G_w \gamma_w}{1 + e}$$

$$\gamma_m = \frac{S_s + e G_w}{1 + e} \gamma_w$$

3. Si el suelo está saturado

$$W_w = \text{máxima} \quad \text{y} \quad \gamma_m = \gamma_{\text{sat}} = \gamma_s \quad V_w = V_v$$

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{W_s + W_w}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_s + V_v} = \frac{\gamma_s + \frac{V_w}{V_s} \gamma_w}{1 + e}$$

$$= \frac{\gamma_s + \gamma_w e}{1 + e} = \gamma_w \frac{S_s + e}{1 + e}$$

4. Cuando el suelo se encuentra debajo del nivel de aguas freáticas se presenta el fenómeno de flotación, el peso volumétrico se define como:

Peso volumétrico sumergido: $\gamma'_m = \gamma_m - \gamma_o$

Tomando $\gamma'_o = 1 \text{ T/m}^3$ $\gamma'_m = \gamma_m - 1$

$$\gamma'_s = S_s \gamma'_o - \gamma'_o = \gamma'_o (S_s - 1)$$

$$\gamma'_d = \left(\frac{S_s}{1 + e} - 1 \right) \gamma'_o = \left(\frac{S_s - 1 - e}{1 + e} \right) \gamma'_o$$

$$\gamma'_m = \frac{\gamma_s + W_w \gamma_s - \gamma_o - e \gamma_o}{1 + e} = \frac{\gamma_s + w \gamma_s - e \gamma_o}{1 + e}$$

$$= \frac{S_s \gamma_o - \gamma_o + w \gamma_s - e \gamma_o}{1 + e} = \frac{(S_s - 1 - e) \gamma_o}{1 + e}$$

$$+ \frac{W \gamma_s}{1 + e}$$

RESUMEN
Estado del suelo

Peso volumétrico

En función de las propiedades volumétricas y gravimétricas.

Sólidos únicamente

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$$

$$\gamma_s = S_s \gamma_o$$

Seco ($G_w = 0$)

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m}$$

$$\gamma_d = \frac{S_s}{1 + e} \gamma_o$$

Parcialmente saturado

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_m}$$

$$\gamma_m = \frac{S_s (1 + w)}{1 + e} \gamma_o$$

$G_w = G_w$

$$\gamma_m = \gamma_w \frac{S_s + e G_w}{1 + e}$$

Saturado

$G_w = 1$

$$\gamma_{sat} = \frac{W_s + W_w}{V_m}$$

$$\gamma_{sat} = \frac{S_s + e}{1 + e} \gamma_o$$

Sumergido

Sólido

$$\gamma'_s = \gamma_s - \gamma_w$$

$$\gamma'_s = (S_s - 1) \gamma_o$$

Seco

$$\gamma'_d = \gamma_d - \gamma_w$$

$$\gamma'_d = \frac{S_s - 1 - e}{1 + e} \gamma_w$$

Parcial saturado

$$\gamma'_m = \gamma_m - \gamma_w$$

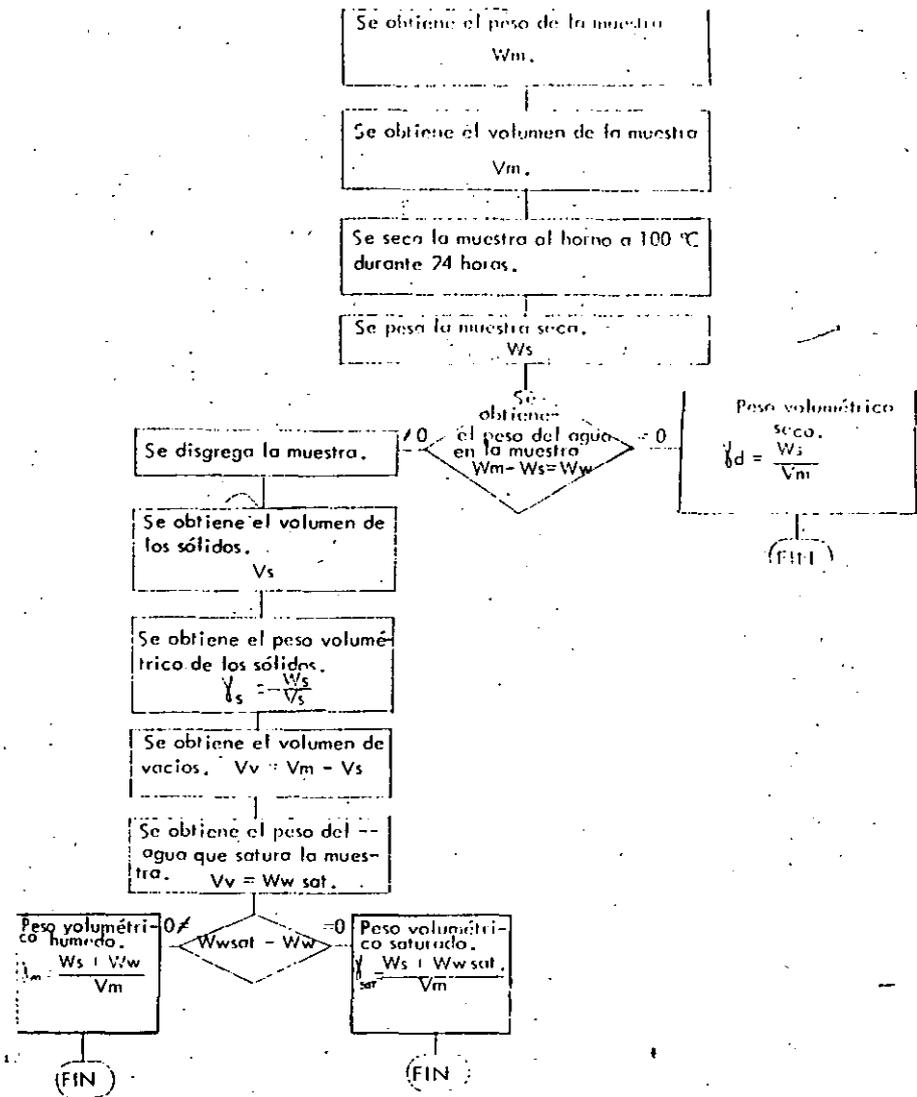
$$\gamma'_m = \gamma'_d + \frac{w}{1 + e} \gamma_w$$

Saturado

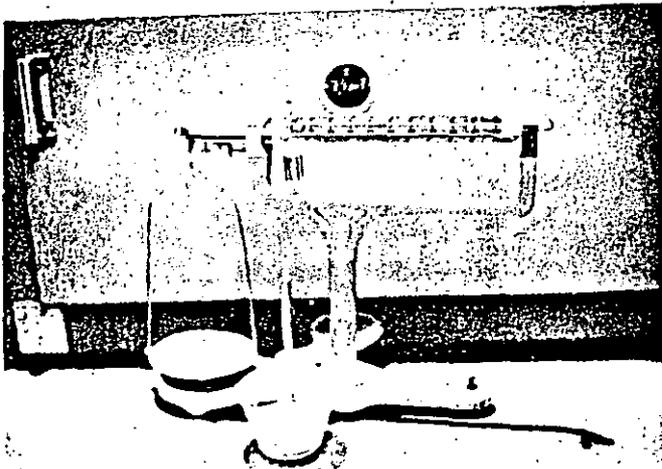
$$\gamma'_{sat} = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

$$\gamma'_{sat} = \frac{S_s - 1}{1 + e} \gamma_w$$

PESO VOLUMÉTRICO



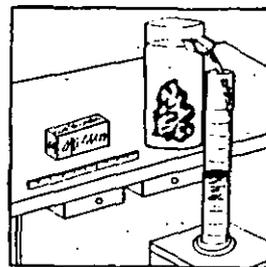
OBTENCION DEL PESO VOLUMETRICO



1. EQUIPO

- a) Balanza de precisión
- b) Horno de secado
- c) Recipiente con mercurio

OBTENCION DEL PESO VOLUMETRICO

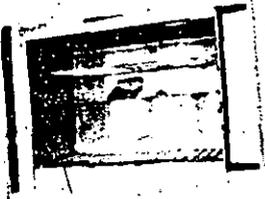


1. De la muestra de suelo se obtiene el peso (W_m) y el volumen (V_m) por cualquier método:
 - a) Haciendo una muestra cúbica y midiendo sus dimensiones.
 - b) Sumergiendo la muestra en mercurio y por medio del mercurio desalojado se obtiene su volumen.

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m}$$

2. Con los datos del paso anterior se puede obtener el peso volumétrico de la muestra de suelo.

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m}$$



$$W_H - W_S = W_W$$

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_t}$$

$$\gamma_{sat} = \frac{W_s + W_w}{V_t}$$

$$\gamma'_m = \gamma_m - \gamma_o$$

$$\gamma'_d = \gamma_d - \gamma_o$$

$$\gamma'_{sat} = \gamma_{sat} - \gamma_o$$

3. La muestra de suelo se coloca al horno durante 24 horas a 100°C

4. Se saca la muestra del horno y se pesa, obteniéndose el peso de la muestra seca (W_s). La diferencia entre el peso de la muestra húmeda y el peso de la muestra seca se obtiene el peso del agua (W_w).

5. Se obtiene:

- a) El peso volumétrico seco (γ_d)
- b) El peso volumétrico saturado (γ_{sat})
- c) El peso volumétrico sumergido (γ'_m), con el conocimiento del peso volumétrico del agua a 4°C y a la presión atmosférica

U N A M
FACULTAD DE INGENIERIA
INGENIERIA CIVIL
GEOTECNIA

PESOS VOLUMETRICOS

FECHA: _____

OPERADOR: _____

OBRA: _____

UBICACION: _____

Peso de la muestra W_m	Volumen de la muestra V_m	Peso del suelo seco W_s	Peso del agua en la muestra W_w	Peso volumétrico seco $\gamma_d = \frac{W_s}{V_m}$	Volumen de los sólidos $V_s = \frac{W_s}{\gamma_s}$	Peso volumétrico de los sólidos $\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$	Volumen de vacíos $V_v = V_m - V_s$	Peso del agua que satura la muestra $W_w = W_w$	Peso volumétrico saturado $\gamma_{sat} = \frac{W_s + W_w}{V_m}$	Muestra N°

DURANTE LA OBTENCION DEL PESO VOLUMETRICO SE PUEDEN COMETER LOS SIGUIENTES ERRORES

1. En la obtención del volumen de la muestra y en la obtención del volumen de los sólidos.
2. No tener la muestra el tiempo suficiente en el horno a la temperatura adecuada.
3. Obtener malas pesadas

IIDc. RELACIONES ADIMENSIONALES ENTRE PESOS Y VOLUMENES

IIDc1. Peso específico

El peso específico de cualquier sustancia se define como el peso volumétrico del material dividido entre el peso volumétrico del agua destilada a la presión atmosférica y a 4°C.

$$S_s = \frac{\gamma_{\text{sólido}}}{\gamma_{\text{agua a } 4^{\circ}\text{C}}}$$

El peso específico se requiere para calcular la relación de vacíos; se emplea en el análisis por medio del hidrómetro; y para el cálculo de pesos volumétricos.

El peso específico se puede obtener a partir de la relación entre el peso de la sustancia y el peso del agua cuando se pesan volúmenes iguales.

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{W_s/V}{W_w/V} = \frac{W_s}{W_w}$$

Por definición la temperatura del agua afecta el peso específico ya que el peso volumétrico del agua cambia con la temperatura.

Determinación de peso específico S_s

El peso específico se obtiene determinando el volumen de un peso dado de granos de suelo y dividiéndolos entre el peso del mismo volumen de agua. El volumen de los granos se obtiene en un matraz de volumen conocido donde se sumergen los sólidos.

$$S_s = \frac{W_s}{W_{mw} + W_s - W_{mws}}$$

- W_{mw} = Peso del matraz con agua hasta la marca de calibración
 W_s = Peso de la muestra seca del suelo cuyo peso específico se desea
 W_{mws} = Peso del matraz con el suelo y lleno de agua hasta la marca de calibración; a la temperatura de la prueba (es necesario tener la curva de calibración del matraz, la variación del peso con la temperatura).

$W_t = W_{mw} + W_s$ = Peso del matraz con agua hasta la marca de calibración más el peso del suelo. En este peso se incluye el volumen de agua igual al volumen del suelo.

W_{wd} = El peso del volumen de agua que desaloja el suelo se obtiene restando de W_t el peso del matraz con suelo y lleno a la marca de calibración, así:

$$W_{wd} = W_t - W_{mws}$$

sustituyendo el valor de W_t

$$W_{wd} = W_{mw} + W_s - W_{mws}$$

Dado que W_s es el peso del sólido que tiene igual volumen que el del agua desalojada de la definición de peso específico se tiene:

$$S_s = \frac{W_s}{W_{wd}}$$

$$S_s = \frac{W_s}{W_{mw} + W_s - W_{mws}}$$

El peso volumétrico del agua cambia con la temperatura, por lo cual es necesario relacionarlo con el peso volumétrico a la temperatura de 4°C, especificada como norma.

donde:

$$S_s = S_s K$$

donde K : Corrección por temperatura.

$$K = \frac{\gamma_w}{\gamma_w @ 4^{\circ}\text{C}}$$

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} K$$

Algunos valores del peso específico

<u>Tipo de suelo</u>	<u>Peso específico</u>
Arena	2.65 - 2.67
Arena limosa	2.67 - 2.70
Arcilla inorgánica	2.60 - 2.80
Suelos con mica o hierro	2.75 - 3.00
Suelos orgánicos	< 2

Tabla 5

Para algunos materiales en los suelos el peso específico es:

Montmorilonita	2.70
Ilita	2.60
Cuarzo	2.66
Calcita	2.72
Clorita	2.80
Hematita	5.30
Mercurio	13.60
Plomo	11.30
Hierro	7.80
Agua	1.00
Hielo	0.92

TABLA 6

100

100

100

100

PESO ESPECIFICO DE LOS SÓLIDOS

Se tiene un matraz graduado y calibrado para las diferentes temperaturas.

Se toma 50 gr. aproximadamente de material que pasó la malla # 4.

Se pone alrededor de 300 Cl. de agua en el matraz calibrado y se vacía en él el material.

Se aplica vacío al matraz para extraer el aire disuelto, se aumenta la temperatura para alijerar el proceso.

Se le añade agua hasta 2 cm. abajo de la marca de aforo.

Se agita el matraz y se obtiene la temperatura para tres diferentes puntos y se obtiene la temperatura media.

Se agrega agua hasta la marca de aforo y se limpia el cuello y el exterior del matraz.

Se pesa el matraz con agua y suelo obteniéndose: W_m w_s

Se obtiene el peso del matraz con agua de la curva de calibración con la temperatura medio determinada W_{mw}

Se vierte el contenido del matraz en una capsula de porcelana de peso conocido.

Se seca al horno durante 24 horas a 100 °C y se pesa, se obtiene el peso de los sólidos W_s .

Se obtiene el peso específico.

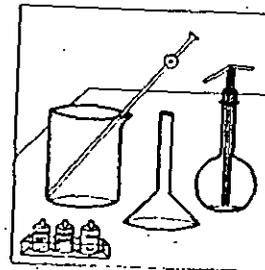
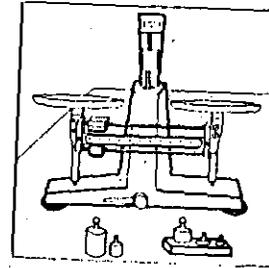
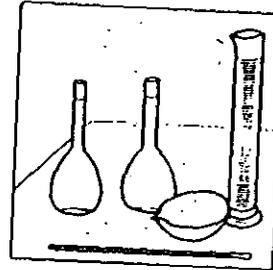
$$S_s = \frac{W_s}{W_s + W_{mw} + W_{mws}}$$

FIN

OBTENCIÓN DEL PESO ESPECIFICO DE LOS SÓLIDOS EN SUELOS FINOS

1. EQUIPO

- Matraces calibrados con marca de aforo y 500 cm³ de capacidad.
- Termómetro graduado de 0°C a 50°C, con 0.1°C de precisión.
- Cápsula de porcelana o vidrio refractario.
- Probeta graduada a 500 cm³ de capacidad.



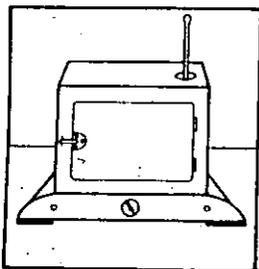
- Balanza con capacidad de 800 gr y precisión de 0.1 gr.
- Vaso de precipitado de 400 cm³ de capacidad.
- Embudo de vidrio de conducto largo.
- Piseta y pipeta de 5 cm³.
- Solución para disolver grasas: mezcla crónica.
- Alcohol del 96°.
- Agua destilada.

1942
1943
1944
1945
1946
1947
1948
1949
1950
1951
1952
1953
1954
1955
1956
1957
1958
1959
1960
1961
1962
1963
1964
1965
1966
1967
1968
1969
1970
1971
1972
1973
1974
1975
1976
1977
1978
1979
1980
1981
1982
1983
1984
1985
1986
1987
1988
1989
1990
1991
1992
1993
1994
1995
1996
1997
1998
1999
2000
2001
2002
2003
2004
2005
2006
2007
2008
2009
2010
2011
2012
2013
2014
2015
2016
2017
2018
2019
2020
2021
2022
2023
2024
2025

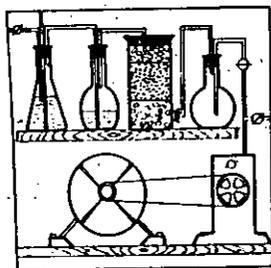
8.9

1942
1943
1944
1945
1946
1947
1948
1949
1950
1951
1952
1953
1954
1955
1956
1957
1958
1959
1960
1961
1962
1963
1964
1965
1966
1967
1968
1969
1970
1971
1972
1973
1974
1975
1976
1977
1978
1979
1980
1981
1982
1983
1984
1985
1986
1987
1988
1989
1990
1991
1992
1993
1994
1995
1996
1997
1998
1999
2000
2001
2002
2003
2004
2005
2006
2007
2008
2009
2010
2011
2012
2013
2014
2015
2016
2017
2018
2019
2020
2021
2022
2023
2024
2025

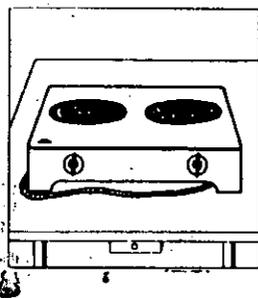
1942
1943
1944
1945
1946
1947
1948
1949
1950
1951
1952
1953
1954
1955
1956
1957
1958
1959
1960
1961
1962
1963
1964
1965
1966
1967
1968
1969
1970
1971
1972
1973
1974
1975
1976
1977
1978
1979
1980
1981
1982
1983
1984
1985
1986
1987
1988
1989
1990
1991
1992
1993
1994
1995
1996
1997
1998
1999
2000
2001
2002
2003
2004
2005
2006
2007
2008
2009
2010
2011
2012
2013
2014
2015
2016
2017
2018
2019
2020
2021
2022
2023
2024
2025



l) Horno de secado a temperatura constante de 100°C.

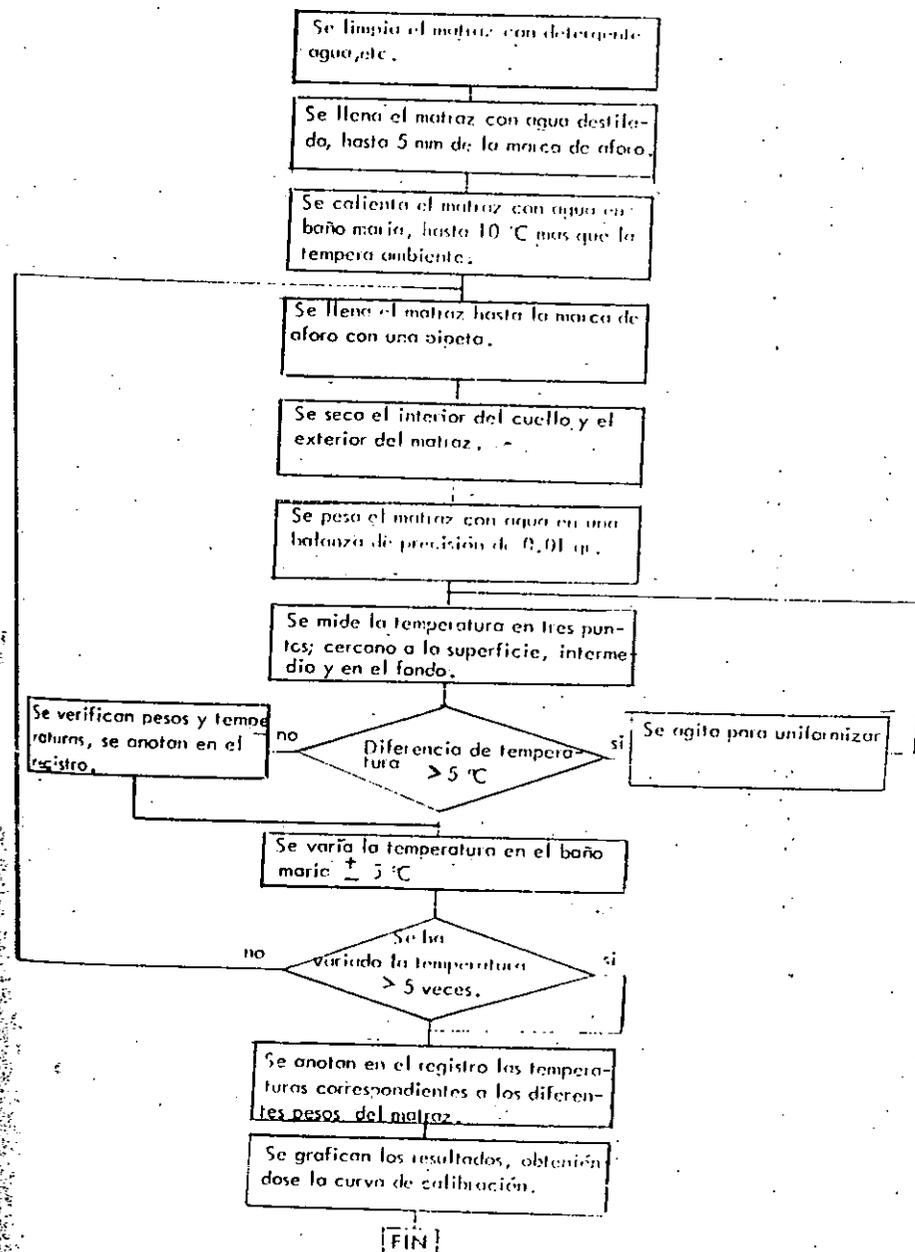


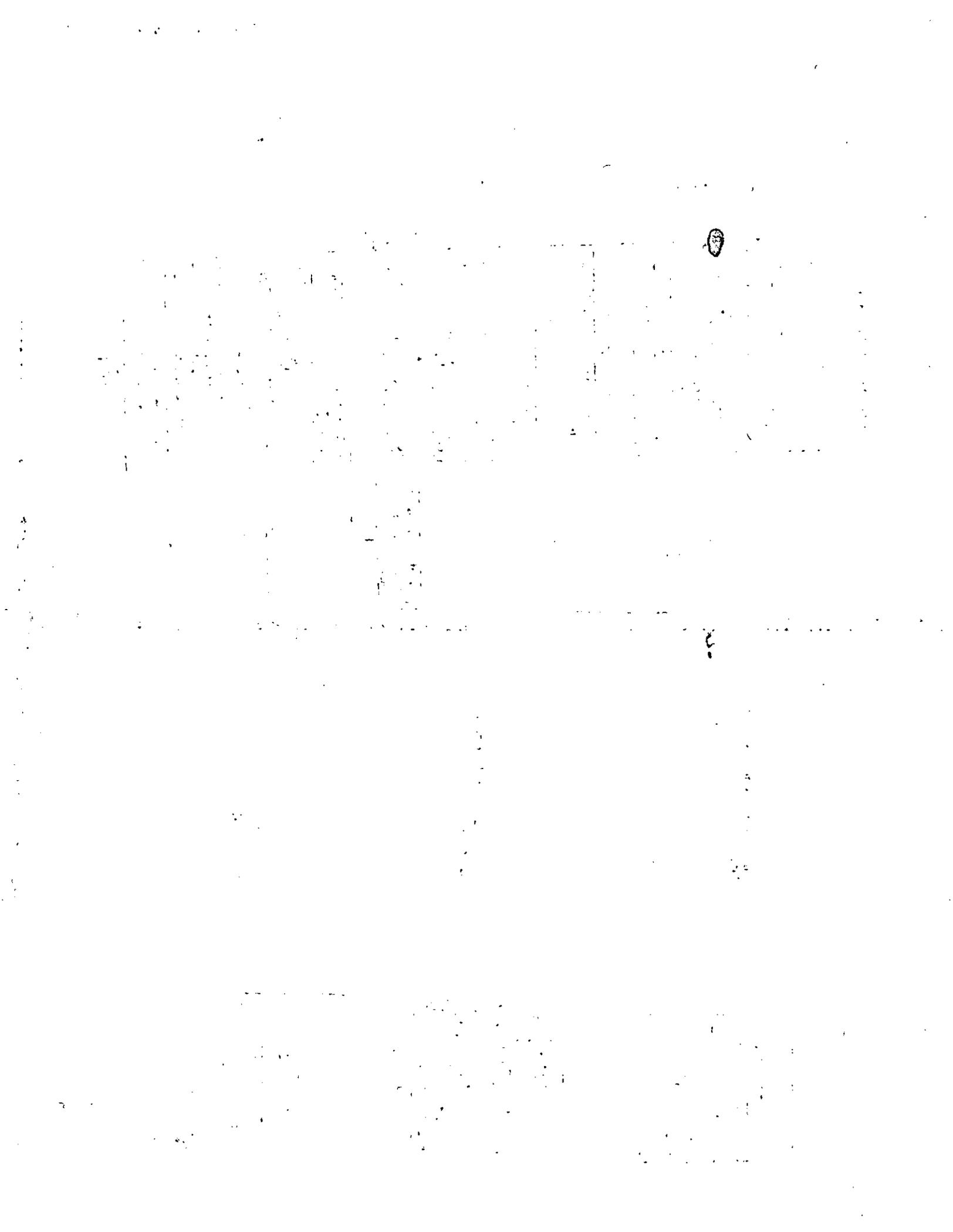
m) Sistema de vacío: bomba mecánica con trampa de agua.



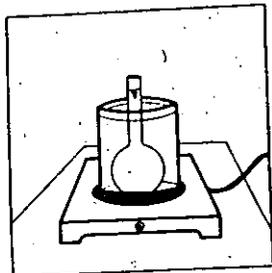
n) Estufa de parrilla.

CALIBRACION DEL MATAZ



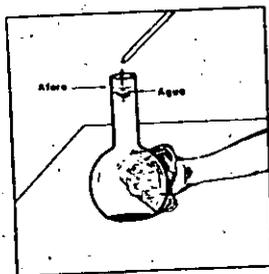


CALIBRACION DEL MATRAZ AFORADO



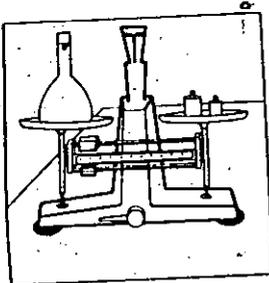
1. Se limpia el matraz empleando detergentes, agua y otros solventes: de grasas, alcohol, acetona, éter, etc.

2. Se llena el matraz con agua destilada hasta aproximadamente 5 mm debajo de la marca de aforo, se calienta en baño maría hasta unos 10°C , más que la temperatura ambiente.

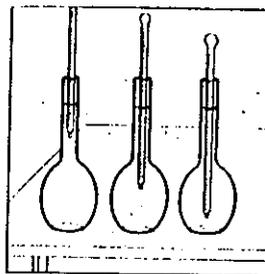


3. Se llena el matraz, utilizando una pipeta, hasta que la parte superior del menisco coincida con la marca de aforo.

4. Se seca el interior del cuello y el exterior del matraz procurando que el agua no baje de la marca de calibración.



5. Se pesa el matraz con agua con una precisión de 0.01 gr para obtener (W_{mw}).



6. Se mide la temperatura en tres puntos (cerca de la superficie, al centro y cerca del fondo). Si las diferencias exceden de 0.5°C se vuelve a agitar para uniformizar.

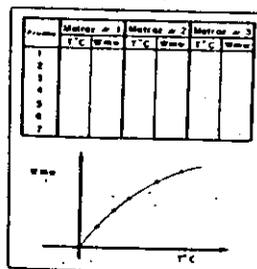
7. Se hace una determinación adicional del peso y la temperatura para verificar resultados y se anotan en el registro.

8. Se repiten los pasos 2 a 7 utilizando agua a una temperatura diferente a la medida en el paso 6 ($\pm 5^{\circ}\text{C}$).

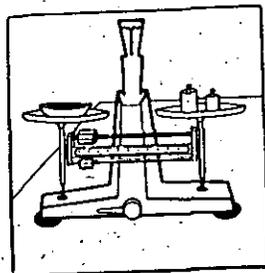
9. Se repite el paso 8 varias veces para obtener el número de datos deseado (en general bastan 6 o 7 puntos).

10. Las temperaturas y los pesos del matraz con agua, se anotan en el registro de "calibración del matraz".

11. Se construye la curva de calibración.

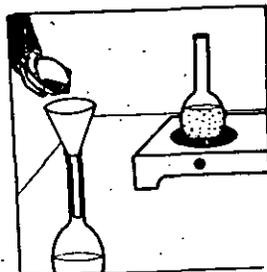


OBTENCION DEL PESO ESPECIFICO DE SOLIDOS

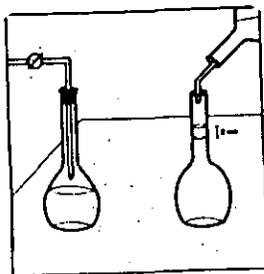


1. Conviene realizar la prueba con el contenido de agua natural que tenga el suelo, obteniéndose el peso de la muestra seca al finalizar la prueba.

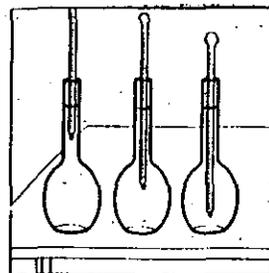
Pesar 500 gr del material que ha pasado la malla No. 4 en una cápsula.



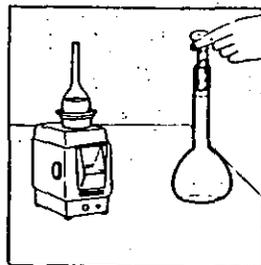
2. Poner alrededor de 300 cl de agua en el matraz.
3. Vaciar todo el material seco de la cápsula en el matraz.
4. Calentar el matraz.



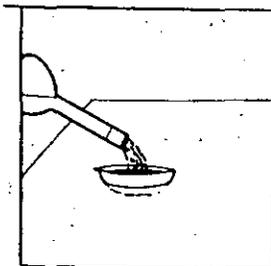
5. Aplicar vacío al matraz para extraer el aire no disuelto.
6. Agregar con cuidado agua destilada hasta 2 cm debajo de la marca de aforo.



7. Agitar el matraz y medir la temperatura en el centro y en otros puntos de la suspensión.



8. Agregar agua destilada hasta que la parte inferior del menisco coincida con la marca de calibración.
9. Secar el interior del cuello del matraz.
10. Pesar el matraz con suelo y agua, con precisión de 0.01 gr anotándolo en el renglón W_{mws} del registro.



11. Verter el contenido del matraz en una cápsula y enjuagar el matraz para recuperar todo el material y poner la cápsula a secar 24 horas a 100 °C.

$$W_s = W_{cm} - W_c$$

$$S_s = \frac{W_s}{W_{mw} + W_s - W_{mws}} \cdot K$$

12. Obtener el peso de los sólidos por diferencia entre el peso de la cápsula con material (W_{cm}) y el peso de la cápsula limpia (W_c).

13. De la curva de calibración del matraz se obtiene W_{mw} .

14. El peso específico de los sólidos se obtiene con la expresión para S_s donde:

$$K = \frac{\gamma_w}{\gamma_o} = \frac{\text{Peso Vol. del agua a } T^\circ\text{C}}{\text{Peso Vol. del agua a } 4^\circ\text{C}}$$

UNAM
FACULTAD DE INGENIERIA
INGENIERIA CIVIL
GEOTECNIA

CBRA: _____
UBICACION: _____
CONDICION: _____

FECHA: _____
OPERADOR: _____

PESOS ESPECIFICOS

MUESTRA N°	PROFUNDIDAD m	MATRAZ	TEMP. (T) °C N°	PESO MAT. - AGUA a T °C. (Calibración) W_{mw}	PESO MAT. + AGUA - SUELO a T °C. (Calibración) W_{mws}	PESO SECO W_s	VOLUMEN DE SÓLIDOS $V_s = W_w a + W_{mw} - W_{mws}$	PESO ESPECIFICO S_s (a temperatura de la prueba)

ERRORES POSIBLES QUE SE PUEDEN COMETER EN LA REALIZACION DE LA PRUEBA PARA LA OBTENCION DE LOS PESOS ESPECIFICOS.

1. Remoción incompleta del aire no disuelto.
2. Secado defectuoso del interior del cuello o del exterior del matraz
3. Mala precisión en las pesadas
4. Mal llenado hasta la marca de aforo
5. Temperatura no uniformizada
6. Pérdidas de material durante la prueba
7. Mala limpieza del matraz
8. Empleo de agua con sólidos sueltos

PESO ESPECIFICO DE LAS GRAVAS

Se sumergen las gravas en agua durante 24 horas y se mide el volumen de absorción.

V_a

Se extraen, se secan superficialmente y se pesan.

W_{sh} = peso de las gravas saturadas o húmedas.

Se introducen en una probeta graduada llena de agua; la diferencia de lecturas mide el volumen de las gravas.

V_d

Se introducen las gravas al horno durante 24 horas a 100 °C, se extraen se pesan y se obtiene el peso de la grava seca.

W_{sg}

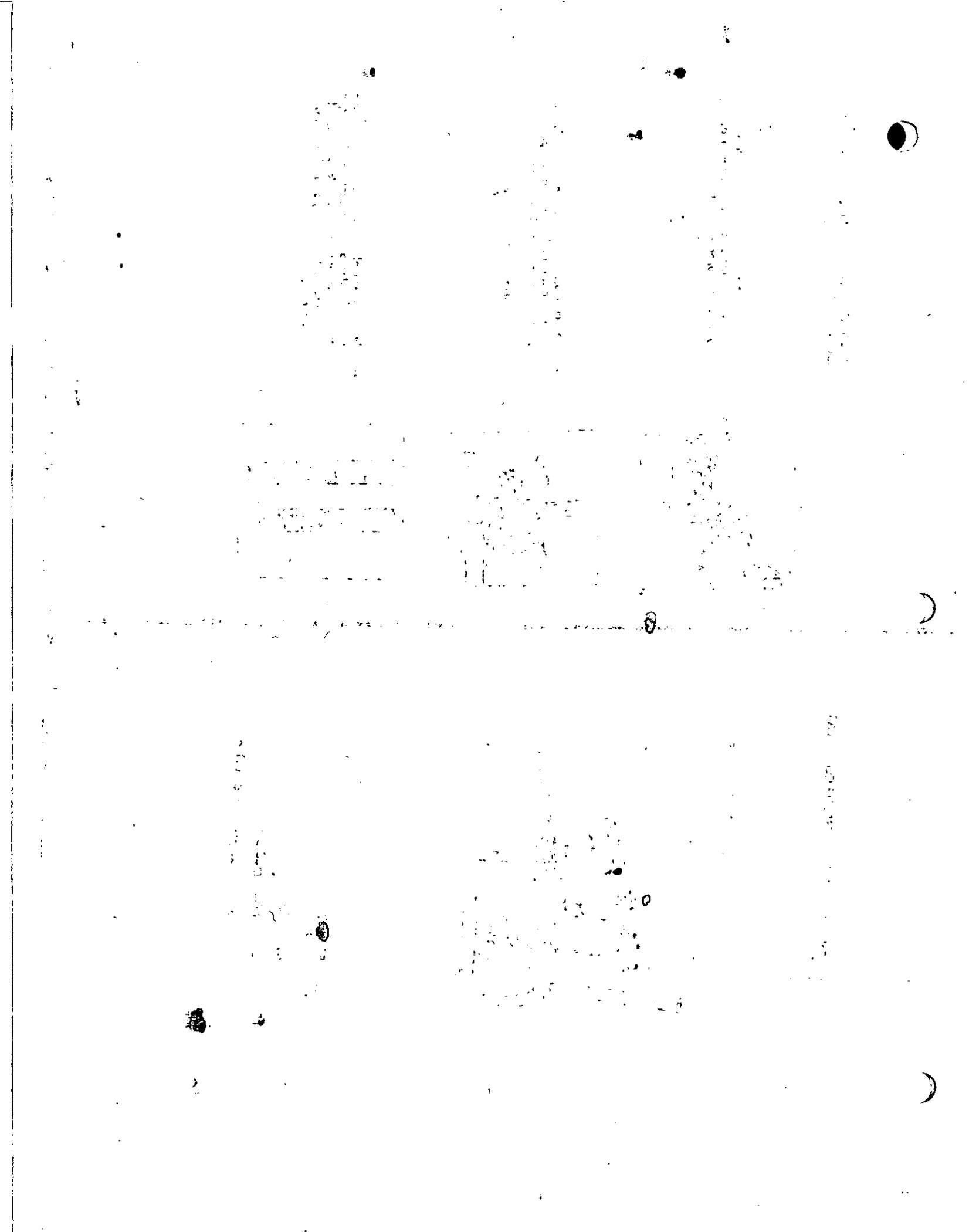
Se obtiene el porcentaje de absorción de la cantidad de agua absorbida y el peso seco.

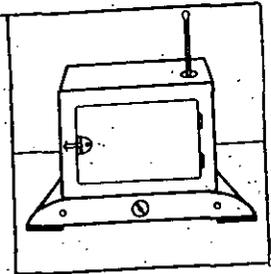
$$W \% = \frac{W_{sh} - W_{sg}}{W_{sg}}$$

Se obtiene el peso específico de las gravas.

$$S_g = \frac{W_{sg}}{V_d - V_a}$$

(FIN)





4. Se secan las gravas en un horno durante 24 horas y se pesan anotando en el renglón "Peso grava seca".

$$\%abs = \frac{W_{gh} - W_{gs}}{W_{gs}} \cdot 100$$

W_{gh} = Peso grava húmeda

W_{gs} = Peso grava seca

5. Se determina el porcentaje de absorción de la relación entre la cantidad de agua absorbida y el peso seco.

$$S_s = \frac{W_{gs}}{V_d - V_w}$$

V_d = Volumen desalojado

V_w = Volumen de absorción

$$V_w = \frac{W_{gs}}{\gamma_w} \cdot \frac{\%abs}{100}$$

6. El peso específico de los sólidos se obtiene a partir de la relación del peso de las gravas secas entre la diferencia del volumen desalojado menos el volumen de absorción.

III. CLASIFICACION

IIIa. Granulometría

IIIa.1 Análisis Mecánico

IIIa.2 Análisis Hidrométrico

IIIb. Límites de consistencia

IIIb.1 Límite Líquido

IIIb.2 Límite Plástico

IIIb.3 Límite de Contracción

IIIc. Clasificación de Suelos

1. The first part of the document
describes the general situation
of the country and the
state of the economy.
2. The second part of the document
describes the state of the
economy and the state of
the country.

3. The third part of the document
describes the state of the
country and the state of
the economy.

4. The fourth part of the document
describes the state of the
economy and the state of
the country.

5. The fifth part of the document
describes the state of the
country and the state of
the economy.

6. The sixth part of the document
describes the state of the
economy and the state of
the country.

7. The seventh part of the document
describes the state of the
country and the state of
the economy.

8. The eighth part of the document
describes the state of the
economy and the state of
the country.

9. The ninth part of the document
describes the state of the
country and the state of
the economy.



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

**CURSOS ABIERTOS
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
6 al 10 de abril de 1992.**

T E M A III:

CLASIFICACION DE SUELOS DE ACUERDO AL SUCS

ING. CARMELINO ZEA CONSTANTINO

PALACIO DE MINERIA

GRANULOMETRIA DE LOS SUELOS

Se denomina distribución granulométrica de un suelo a la división del mismo en diferentes fracciones, seleccionadas por el tamaño de sus partículas componentes; las partículas de cada fracción se caracterizan porque su tamaño se encuentra comprendido entre un valor máximo y un valor mínimo, en forma correlativa para las distintas fracciones, de tal modo que el máximo de una fracción es el mínimo de la que la sigue correlativamente. La separación en fracciones se hace sencillamente por mallas, cuando es posible el cribado; pero en suelos de grano muy pequeño, que forman grumos, deben adaptarse procedimientos bastante más complicados para separar las partículas individuales y ello da lugar a resultados mucho más confusos, en los que, como se verá, para lograr las fracciones constituyentes ha de recurrirse a hipótesis no muy satisfactorias, llegándose a resultados finales bastante dudosos.

En suelos gruesos (gravas, arenas y limos no plásticos), de estructura simple, la característica más importante para definir su resistencia es la compacidad; la angulosidad de los granos y la orientación de las partículas juegan también un papel importante, aunque menor. Evidentemente, cualquier análisis por mallas no da ninguna información sobre estos aspectos. La compresibilidad de estos suelos, por otra parte, aunque también depende fundamentalmente de su estructuración y compacidad, se ve influida en bastante mayor grado por la granulometría, según ha puesto de manifiesto la investigación moderna, como se verá más adelante. Han resultado decepcionantes los esfuerzos realizados hasta el presente para establecer alguna correlación entre la curva granulométrica y la permeabilidad de los suelos.

Se ha dicho que los suelos gruesos con amplia gama de tamaños (bien graduados) se compactan mejor, para una misma energía de compactación, que los suelos muy uniformes (mal graduados). Esto sin duda es cierto, pues, sobre todo con vibrado, las partículas más chicas pueden acomodarse en los huecos entre las partículas más grandes, adquiriendo el conjunto una mayor compacidad. Sin embargo, la relación entre granulometría y facilidad de compactación no ha podido pasar de una correlación cualitativa tan vaga como la que queda enunciada, por lo cual en estudios para compactación de suelos poco o ningún provecho puede obtenerse de la curva granulométrica de los suelos gruesos. Mucho más difíciles de establecer son las propiedades mecánicas de interés ingenieril de los suelos finos tradicionalmente llamados cohesivos (arcillas y limos plásticos). Dependen de un número mucho mayor de conceptos que las de los suelos gruesos y, so pena de caer en confusión, tal estudio no puede ser abordado en esta etapa de la presentación de conceptos de la mecánica de suelos. Baste decir (y el lector tendrá ocasión de comprobarlo más adelante) que ninguna de las circunstancias que definen las propiedades me-

cánicas de un suelo fino está descrita por la distribución granulométrica de dicho suelo. En mucho mayor medida de lo que sucede en suelos gruesos, el conocimiento de la distribución granulométrica resulta estéril en el caso de los suelos finos.

Demostrándose una vez más la fuerza de la tradición y la costumbre, todavía es común en la actualidad que muchas especificaciones referentes al uso o rechazo de los materiales para la construcción de Vías Terrestres contengan preceptos granulométricos en mayor o menor grado. Esta situación ha de verse como indeseable pues, debe insistirse, no es casi nunca el tamaño de las partículas de un suelo fino el que define su comportamiento mecánico, y una norma de aceptación o rechazo basada en tal criterio corre el riesgo de aceptar lo malo y rechazar lo que sería mejor. Por ejemplo, una arcilla caolinítica, relativamente inerte ante el agua y que para muchos usos resultaría perfectamente aprovechable, puede tener una distribución granulométrica análoga a una arcilla montmorilonítica, quizá con materia orgánica, sumamente activa, que constituye en casi todos los casos un suelo que debe rechazarse para su uso en la construcción de vías terrestres.

Una de las razones que han contribuido a la difusión de las técnicas granulométricas es que, en cierto sentido, la distribución granulométrica proporciona un criterio de clasificación. Los conocidos términos arcilla, limo, arena y grava tienen tal origen y un suelo se clasificaba como arcilla o como arena según tuviera tal o cual tamaño máximo. La necesidad de un sistema de Clasificación de Suelos no es discutible, pero el ingeniero ha de buscar uno en que el criterio de clasificación le sea útil, es decir, en el que se clasifique a los suelos de acuerdo con sus propiedades ingenieriles fundamentales y no según el tamaño de sus partículas, que poco significa.

De todos modos, como en muchas cuestiones de aplicación de sus técnicas, el ingeniero actual en vías terrestres hace un uso todavía relativamente frecuente de las curvas granulométricas, se exponen a continuación algunos detalles sobre tales métodos.

Siempre que se cuente con suficiente número de puntos, la representación gráfica de la distribución granulométrica debe estimarse preferible a la numérica en tablas.

La gráfica de la distribución granulométrica suele dibujarse con porcentajes como ordenadas y tamaños de las partículas como abscisas. Las ordenadas se refieren a porcentaje, en peso, de las partículas menores que el tamaño correspondiente. La representación en escala semilogarítmica (eje de abscisas en escala logarítmica) resulta preferible a la simple representación natural, pues en la primera se dispone de mayor amplitud en los tamaños finos y muy finos, que en escala natural resultan muy comprimidos, usando un módulo práctico de escala. La forma de la curva da idea inmediata de la distribución granulométrica del suelo; un suelo constituido por partículas de un solo tamaño estará representado por una línea vertical (pues el 100% de

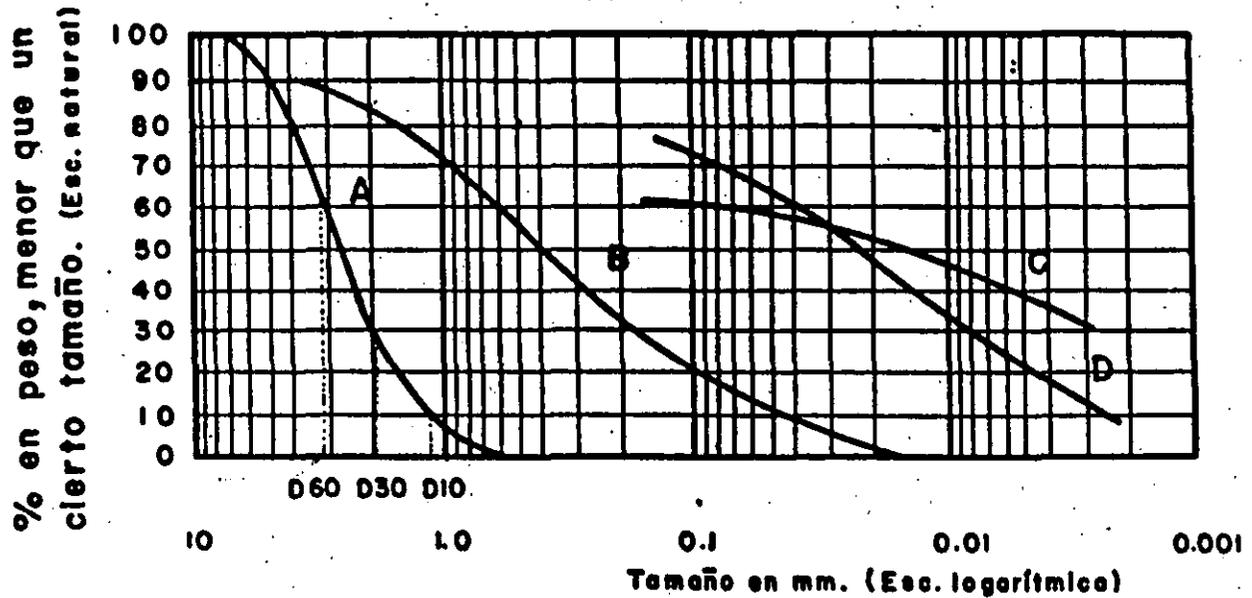


Figura 1 Curvas granulométricas de algunos suelos. A) Arena muy uniforme de Ciudad Cuauhtémoc, México. B) Suelo bien graduado, Puebla, México. C) Arcilla del Valle de México (curva obtenida con hidrómetro). D) Arcilla del Valle de México (curva obtenida con hidrómetro).

sus partículas, en peso, es de menor tamaño que cualquiera mayor que el suelo posea); una curva muy tendida indica gran variedad en tamaños (suelo bien graduado).

En la Fig. 1 se muestran algunas curvas granulométricas reales.

Como una medida simple de la uniformidad de un suelo, Allen Hazen propuso el coeficiente de uniformidad

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad 1$$

en donde:

D_{60} : tamaño tal, que el 60%, en peso, del suelo, sea igual o menor.

D_{10} : llamado por Hazen diámetro efectivo; es el tamaño tal que sea igual o mayor que el 10%, en peso, del suelo.

En realidad, la relación (1) es un coeficiente de no uniformidad, pues su valor numérico decrece cuando la uniformidad aumenta. Los suelos con $C_u < 3$ se consideran muy uniformes; aun las arenas naturales muy uniformes rara vez presentan $C_u < 2$.

Como dato complementario, necesario para definir la uniformidad, se define el coeficiente de curvatura del suelo con la expresión

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}} \quad 2$$

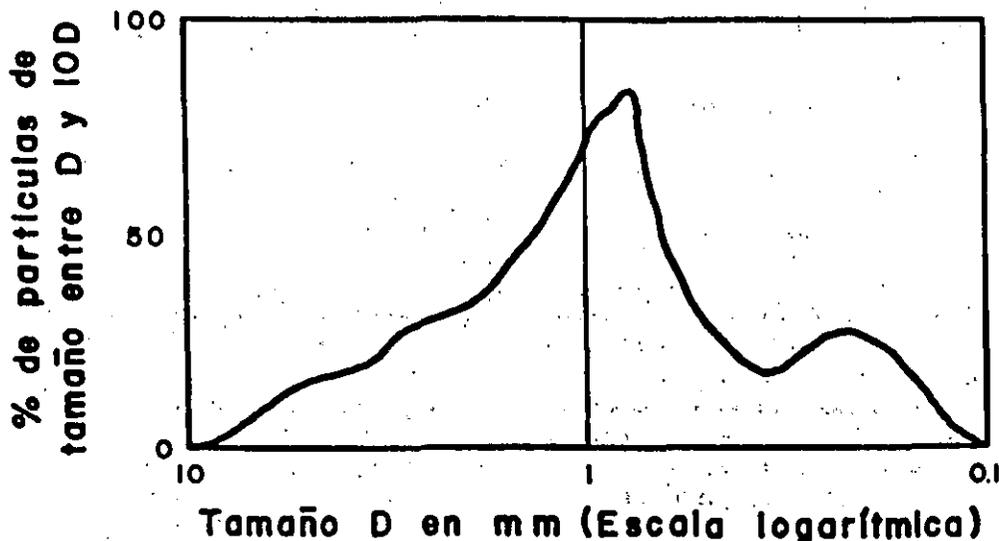


Figura 2 Histograma de un suelo.

D_{30} se define análogamente que los D_{10} y D_{60} anteriores. Esta relación tiene un valor entre 1 y 3, en suelos bien graduados, con amplio margen de tamaños de partículas y cantidades apreciables de cada tamaño intermedio.

A partir de las curvas granulométricas aumentativas descritas, es posible encontrar la curva correspondiente a la función

$$y = \frac{d(p)}{d(\log D)}$$

p es el porcentaje, en peso, de las partículas menores que un cierto tamaño, y D el tamaño correspondiente; la curva anterior, que se dibuja en escala semilogarítmica, suele denominarse el histograma del suelo y representa la frecuencia con que en ese suelo se presentan partículas entre ciertos tamaños. El área bajo el histograma es 100, por representar la totalidad de las partículas del suelo. En la Fig. 2 aparece un histograma de un suelo en el que predominan partículas de tamaño próximo a 1 mm.

Los valores más altos del histograma corresponden a zonas muy verticales de la curva acumulativa primeramente vista, y los valores más bajos a zonas con tendencia a la horizontalidad. Actualmente el uso de histogramas no está muy extendido en los laboratorios.

También se han representado las curvas granulométricas en escala doblemente logarítmica, con la ventaja, para algunos usos, de que en este caso, en muchos suelos naturales la forma de las curvas se acerca notablemente a una línea recta.

Bajo el título de Análisis Mecánico quedan comprendidos todos los métodos para la separación de un suelo en diferentes fracciones, según sus tamaños. De tales métodos existen dos que merecen atención especial: el cribado por mallas y el análisis de una suspensión del suelo con hidrómetro (densímetro).

El primero se usa para obtener las fracciones correspondientes a los tamaños mayores del suelo; generalmente se llega así hasta el tamaño correspondiente a la malla N° 200 (0.074 mm). La muestra de suelo se hace pasar sucesivamente a través de un juego de tamices de aberturas descendentes, hasta la malla N° 200; los retenidos en cada malla se pesan y el porcentaje que representan respecto al peso de la muestra total se suma a los porcentajes retenidos en todas las mallas de mayor tamaño; el complemento a 100% de esa cantidad da el porcentaje de suelo que es menor que el tamaño representado por la malla en cuestión. Así puede tenerse un punto de la curva acumulativa correspondiente a cada abertura. El método se dificulta cuando estas aberturas son pequeñas y, por ejemplo, el cribado a través de las mallas N° 100 (0.149 mm) y N° 200 (0.07 mm) suele requerir agua para facilitar el paso de la muestra (procedimiento de lavado).

Los tamaños menores del suelo exigen una investigación fundada en otros principios. El método del hidrómetro (densímetro) es hoy, quizá, el de uso más extendido y el único que se verá con cierto grado de detalle. Como todos los de este grupo, el método se basa en el hecho de que la velocidad de sedimentación de partículas en un líquido es función de su tamaño. El método fue propuesto independientemente por Goldschmidt en Noruega (1926) y por Bouyoucos en los Estados Unidos de América (1927).

Debido a lo importante de los errores que afectan a las pruebas originales, el método no satisfizo a muchos especialistas, por lo que, en épocas posteriores, el *Public Road Administration* de los Estados Unidos encomendó al doctor A. Casagrande la investigación de tales errores, para su eliminación y necesaria corrección. Como resultado de sus estudios, Casagrande propuso el hidrómetro aerodinámico, calibrado en pesos específicos relativos (en lugar de su primitiva calibración en gramos de un suelo estandarizado, por litro), y algunos cambios radicales en el procedimiento de la prueba, con el objeto de eliminar los errores principales; obtuvo también fórmulas para las correcciones necesarias en ciertos pasos, cuyos errores no pudieron eliminarse al cambiar el procedimiento.

La ley fundamental de que se hace uso en el procedimiento del hidrómetro es debida a Stokes, y proporciona una relación entre la velocidad de sedimentación de las partículas del suelo en un fluido y el tamaño de esas partículas. Esta relación puede establecerse empíricamente, haciendo observaciones con microscopio, o bien con procedimientos teóricos. Siguiendo estos últimos, G. G. Stokes en 1850 obtuvo una relación aplicable a una esfera que caiga en un fluido homogéneo de extensión infinita. Aun con esa limitación importante (pues las partículas reales de suelo se apartan muchísimo de la forma esférica) la ley de Stokes es preferible a las observaciones empíricas. Aplicando esa ley se obtiene el diámetro equivalente de la partícula, que es el diámetro de una esfera, del mismo S_s que el suelo, que sedimenta con la misma velocidad que la partícula real; en partículas equidimensionales, este diámetro es aproximadamente igual al medio diámetro real, pero en partículas laminares el diámetro real puede ser hasta el cuádruple del equivalente; cabe notar que en partículas muy finas esta forma es la más frecuente. Esta es una razón más para que dos curvas granulométricas iguales, correspondientes a dos suelos diferentes, no indiquen necesariamente la similitud de ambos. Uno podría ser una arcilla muy franca con estructura flocculenta y el otro una harina de roca, de comportamiento similar al de una arena.

La ley de Stokes tiene la forma

$$v = \frac{2}{9} \frac{\gamma_s - \gamma_f}{\eta} \left(\frac{D}{2} \right)^2 \quad 3$$

en la que

v = velocidad de sedimentación de la esfera, en cm/seg;

γ_s = peso específico de la esfera, en g/cm³;

γ_f = peso específico del fluido, en g/cm³ (varía con la temperatura);

η = viscosidad del fluido, en g · seg/cm² (varía con la temperatura);

D = diámetro de la esfera, en cm.

De la fórmula anterior, si D se expresa en mm resulta

$$D = \sqrt{\frac{1,800 \eta v}{\gamma_s - \gamma_f}} \quad (1-21)$$

Aplicada a partículas de suelo real, que se sedimentan en agua, la ley de Stokes es válida solamente en tamaños menores de 0.2 mm, aproximadamente (en mayores tamaños, las turbulencias provocadas por el movimiento de la partícula alteran apreciablemente la ley de sedimentación), pero mayores que 0.2 micras, más o menos (abajo de este límite la partícula se afecta por el movimiento Browniano y no se sedimenta). Nótese que por el análisis de tamices puede llegarse a tamaños de 0.074 mm, que caen dentro del campo de aplicabilidad de la ley de Stokes; este hecho afortunado permite obtener datos ininterrumpidamente.

El método del hidrómetro está, en su origen, afectado por las siguientes hipótesis.

a) La ley de Stokes es aplicable a una suspensión del suelo.

b) Al comienzo de la prueba la suspensión es uniforme y de concentración suficientemente baja para que las partículas no se interfieran al sedimentarse. (En general es apropiada una concentración de unos 50 g/litro.)

c) El área de la sección recta del bulbo del hidrómetro es despreciable en comparación a la de la probeta donde la sedimentación tiene lugar, de manera que dicho bulbo no interfiere en la sedimentación de las partículas en el instante de efectuarse una medición.

EQUIPO

1. Aproximadamente 500 g de suelo.
2. Balanza mecánica con capacidad de 5.0 kg y aproximación de 1 g .
3. Un juego de mallas con abertura cuadrada.
4. Un cucharón.
5. Una charola de lámina.
6. Agitador mecánico.
7. Formato No. 2

PROCEDIMIENTO

1. Secar la muestra que se va a analizar.
2. Colocar las mallas en orden decreciente según su abertura y anotar su peso en la columna respectiva del Formato 2.
3. Pesar la muestra de suelo que se va a usar (W_g) y anotar lo en el Formato No. 2 en "peso de la muestra", en gramos.
4. Vaciar el suelo al juego de mallas con el cucharón, procurando que no haya pérdidas de material.
5. Agitar las mallas manual y mecánicamente de 2 a 5 minutos.
6. Pesar las mallas con suelo retenido y anotarlo en la columna respectiva del Formato No. 2. Por diferencia de peso malla (+) suelo retenido (-) peso de malla obtenemos el Peso del Suelo Retenido.

La suma de todos los pesos retenidos debe ser igual al peso total de la muestra (W_g). Si la suma es diferente en más del 5% debe realizarse nuevamente la prueba.

7. Calcular el porcentaje retenido en cada malla, dividiendo los pesos de suelo retenido entre el peso total de la muestra (W_s) y multiplicado por 100.
8. Calcular el porcentaje que pasa en peso de cada malla, restando del 100% total, el porcentaje retenido acumulado en cada malla; anotarlo en su respectiva columna.
9. Graficar la Curva Granulométrica, anotando en el eje de las abscisas en escala logarítmica la abertura de la malla (D mm) y en el eje de las ordenadas el porcentaje que pasa menor que D en escala aritmética.
10. Observando la curva granulométrica definir de qué tipo de material se trata y por medio de los coeficientes de uniformidad (C_u) y de curvatura (C_c) concluir si el suelo es bien o mal graduado.

Errores que se pueden cometer en una clasificación granulométrica:

1. Tiempo insuficiente en el agitado de las mallas.
2. Pérdida de material en la realización de la prueba.
3. Estado defectuoso de las mallas.
4. Existencia de residuos de material en la tela de las mallas que impidan el paso del material.
5. Realizar mal las pesadas de las mallas con o sin material.

b) Límites de Plasticidad.

Introducción

La plasticidad es una de las características del suelo fino que cambia con el contenido de agua; es la propiedad de un material de deformarse sin cambiar de volumen ni agrietarse ni desmoronarse. La plasticidad se usa como una medida de la trabajabilidad en el suelo.



U. N. A. M.
 Facultad de Ingeniería
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS
 CLASIFICACION DE SUELOS
 GRANULOMETRIA POR MALLAS

FORMATO N° 2

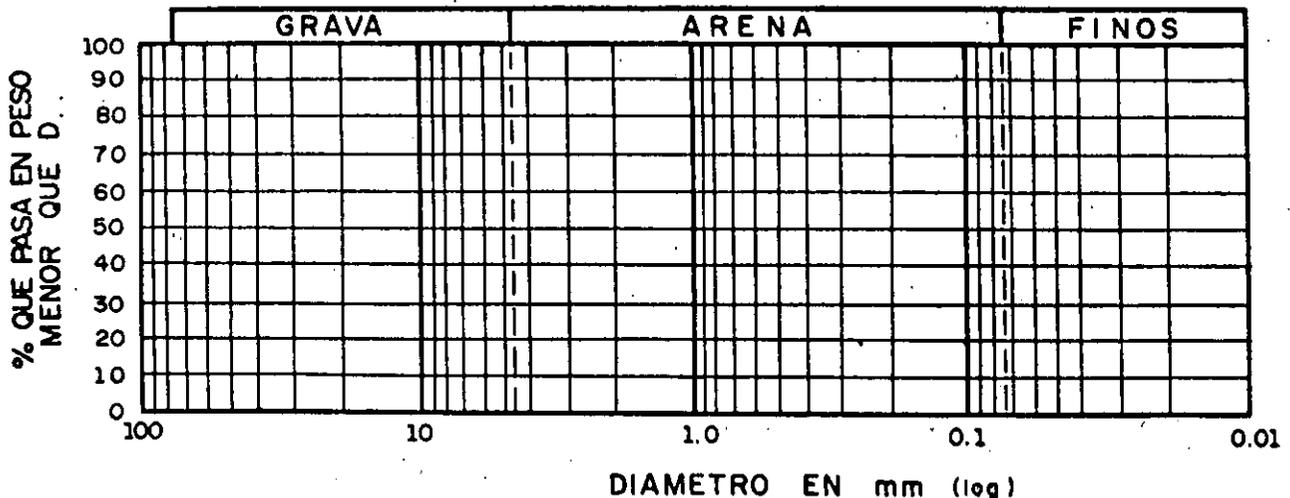
OBRA _____ LOCALIZACION _____ ENSAYE No. _____ SONDEO No. _____ MUESTRA No. _____ PROF. _____ DESCRIPCION _____ FECHA _____ OPERADOR _____ CALCULO _____	PESO DE LA MUESTRA (g) _____ RECIPIENTE No. PARA OBTENER $\omega\%$ _____ PESO RECIP. + SUELO HUMEDO (g) _____ PESO RECIP. + SUELO SECO (g) _____ PESO AGUA (g) _____ PESO RECIPIENTE (g) _____ PESO DE SUELO SECO (g) _____ $\omega\% =$ _____
---	--

MALLA	ABERTURA	PESO MALLA	PESO MALLA + SUELO RE.	PESO SUELO RET.	RETENIDO PARCIAL	% QUE PASA MENOR Q D
N°	mm.	g	g	g	%	%
3"	76.20					
2"	50.80					
1 1/2"	36.10					
1"	25.40					
3/4"	19.05					
1/2"	12.70					
3/8"	9.52					
4	4.76					
8	2.38					
18	1.00					
30	0.59					
50	0.297					
100	0.149					
200	0.074					
SUMA						

>3" = _____ %
 G = _____ %
 S = _____ %
 F = _____ %

$D_{10} =$ _____ mm
 $D_{30} =$ _____ mm
 $D_{60} =$ _____ mm

$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{\quad}{\quad} = \quad$
 $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}} = \frac{\quad}{\quad} = \quad$



CLASIFICACION DE LA PORCION GRUESA: _____

OBSERVACIONES: _____

LIMITES DE CONSISTENCIA

INTRODUCCION

Cuando un material se sujeta a esfuerzos de tensión o de compresión uniaxial su comportamiento mecánico está descrito por su relación esfuerzos-deformaciones, una hipótesis referente a su compresibilidad y un criterio de fluencia. La forma de una curva esfuerzo-deformación depende, por supuesto, de las características del material con que se trabaje, pero la investigación ha permitido establecer algunos hechos comunes a muchos materiales. Por ejemplo, para esfuerzos lo suficientemente pequeños en cada caso, la relación esfuerzo-deformación es reversible (comportamiento elástico); para valores mayores del esfuerzo, sin embargo, la relación se hace irreversible, teniéndose un comportamiento llamado "plástico".

En mecánica de suelos el concepto de plasticidad tiene un sentido mucho más amplio que el expuesto arriba. Aquí, la plasticidad se define como la propiedad de un material por la cual, al someterlo a la acción de sollicitaciones o cargas, es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse.

Atterberg hizo ver que la plasticidad de un material como arcilla, por ejemplo, no es una propiedad permanente, sino circunstancial y que depende de su contenido de agua (además de la temperatura). Según su contenido de agua, un suelo susceptible de ser plástico puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia:

- 1.- Estado líquido, con las propiedades y apariencia de una suspensión.
- 2.- Estado semilíquido, con las propiedades de un fluido viscoso.
- 3.- Estado plástico, en que el suelo se comporta plásticamente.
- 4.- Estado semisólido, en que el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aún disminuye de volumen al estar sujeto a secado.
- 5.- Estado sólido, en que el volumen del suelo no varía con el secado.

Los anteriores estados son fases generales por las que pasa el suelo al irse secando y no existen criterios estrictos para distinguir sus fronteras. Atterberg estableció las primeras convenciones para determinar esas fronteras a las que llamó "límites de consistencia".

II. ANTECEDENTES

Las fronteras que definió Atterberg son las siguientes:

- 1.-límite líquido.- frontera entre los estados semilíquido y plástico.
- 2.-límite plástico.- frontera entre los estados plástico y sólido.
- 3.-límite de contracción.- frontera entre los estados de consistencia semisólido y sólido.

A las dos primeras fronteras, que definen el intervalo plástico de un suelo se les denomina límites de plasticidad. Para definir la plasticidad de un material, además de estos parámetros, Atterberg introdujo la utilización de un tercer término denominado índice plástico, igual a la diferencia entre los valores de los límites de plasticidad.

La técnica de laboratorio que Atterberg utilizó para definir el límite líquido consistía en colocar al suelo remoldeado en una cápsula, formado en él una ranura, y en hacer cerrar la ranura golpeando secamente la cápsula contra una superficie dura; el suelo tenía el contenido de agua correspondiente al límite líquido, según Atterberg, cuando los bordes inferiores de la ranura se tocaban, sin mezclarse, al cabo de un cierto número de golpes.

Para determinar el límite plástico, Atterberg rolaba un fragmento de suelo hasta convertirlo en un cilindro de espesor no especificado; el agrietamiento y desmoronamiento del rollito, en un cierto momento, indicaba que se había alcanzado el límite plástico.

Para determinar el límite de contracción, Atterberg efectuaba mediciones de la contracción del suelo, hasta que ya no se apreciara cambio de volumen.

Debido a que los métodos empleados por Atterberg presentaban muchos detalles sin especificar y a que la experiencia demuestra que esos detalles son de trascendencia en los resultados de las pruebas, se desarrollaron otros métodos tratando de estandarizar los propuestos anteriormente. Para la determinación del límite líquido se desarrolló la *Copa de Casagrande* que es un recipiente de bronce o latón con un tacón solidario del mismo material; el tacón y la copa giran en torno a un eje unido a la base. Una excéntrica hace que la copa caiga periódicamente, golpeándose contra la base del dispositivo, que es de hule duro o micarca 221. La altura de caída de la copa es por especificación de 1 , medido verticalmente desde el punto de la copa que toca la base al caer, hasta la base misma, estando la copa en su punto más alto. La copa es esférica, con radio interior de 54 mm, espesor 2 mm y peso 200 ± 20 g incluyendo el tacón.

Sobre la copa se coloca el suelo y se procede a hacerle una ranura trapecial con las dimensiones mostradas en la figura 3. Para hacer la ranura debe usarse un ranurador como el que se muestra en la figura 4.

El límite líquido obtenido por medio de la copa de Casagrande se define como el contenido de agua del suelo para el que la ranura se cierra a lo largo de 1.27 cm (1/2"), con 25 golpes en la copa. Sin embargo, el límite líquido se determina conociendo 5 o más contenidos de humedad con los correspondientes números de golpes y trazando la curva contenido de agua-Número de golpes (log). La ordenada de esta curva correspondiente a la abscisa de 25 golpes es el contenido de agua correspondiente al límite líquido. Experimentalmente se encontró que el trazo semilogarítmico de esta curva es una recta cerca del límite líquido.

Para la determinación del límite plástico Terzaghi introdujo la condición de que el diámetro final de los cilindros o rollitos de suelo fuese de 3 mm (1/8"). La formación de los rollitos se hace sobre una placa de vidrio, partiendo de un contenido de agua correspondiente al natural de la muestra. Cuando los rollitos llegan a los 3 mm, se doblan y presionan, formando una pastilla que vuelve a rolarse, hasta que en los 3 mm justos ocurra el desmoronamiento y agrietamiento; en tal momento el suelo tendrá un contenido de agua correspondiente al límite plástico.

Para la determinación del límite de contracción, Terzaghi sugirió un método más simple, que esencialmente consiste en medir el peso y el volumen de una muestra de suelo totalmente seca; en tal momento, puede decirse que el límite de contracción sería la humedad de la muestra seca si tuviese sus vacíos llenos de agua.

III. EQUIPO

- 1.- Una copa de Casagrande con aditamentos (ranurador, calibrador, etc.)
- 2.- Malla número 40
- 3.- Espátulas
- 4.- Placas de vidrio
- 5.- Rociador
- 6.- Vernier
- 7.- Anillo plástico para la determinación del límite de contracción
- 8.- Dispositivo de Terzaghi para medir volumen de muestra seca
- 9.- Matraz aforado
- 10.- Parrilla eléctrica
- 11.- Bomba de vacío
- 12.- Termómetro
- 13.- Balanzas de diferentes capacidades y discriminaciones
- 14.- Horno de secado
- 15.- Desecador

IV. PROCEDIMIENTO DE PRUEBA

Los ensayos deberán realizarse en el cuarto húmedo.

IV.1. Calibración de la copa de Casagrande

La calibración se realiza de acuerdo con las siguientes etapas

- 1.- Verificar que el espesor del escantillón para el ajuste de la altura de caída de la copa sea de 1 cm.
- 2.- Retirar la copa del resto del dispositivo y marcar con lápiz una cruz en el centro del punto en el que la copa golpea la base.
- 3.- Colocar nuevamente la copa en el dispositivo. Dar vuelta a la manija hasta que la copa se eleve a su máxima posición.
- 4.- Verificar la altura, utilizando el escantillón, del punto marcado con lápiz a la base.
- 5.- Si la altura de caída no es exactamente un centímetro, aflojar los tornillos de fijación y mover el tornillo de ajuste lo necesario; apriétense los tornillos de fijación.

6.- Repetir la verificación de la altura de caída de la copa.

- Verificar los siguientes detalles en el dispositivo:

- a) Los puntos de impacto tanto en la base como en la copa no deberán estar gastados. Si la marca en la base tiene una profundidad igual o mayor que 0.1 mm, la superficie deberá volverse a pulir.
- b) La mayoría de los dispositivos comerciales están provistos de cuatro patas de hule bastante duro. Para lograr consistencia en los resultados, la base deberá tener sólo tres patas de hule muy suave, localizadas en las dos esquinas posteriores y en el centro del lado frontal de la base.
- c) Para verificar la restauración dinámica de la base, dejar caer un balín de acero de 8 mm (5/16") de diámetro, de una altura de 25.4 cm (10") y observar la altura de rebote que deberá estar comprendida entre 18.5 cm (7.3") y 23 cm (9"). El peso del balín es de casi 2 g.
- d) Durante los últimos 10 a 20 grados de rotación de la manija, justo antes de que la copa caiga sobre la base, la altura de la copa sobre la base no deberá variar prácticamente.
- e) El peso de la copa deberá ser de 200 g \pm 20 g.
- f) Verificar las siguientes dimensiones de la herramienta de ranuración:

Ancho en el fondo: 2.00 \pm 0.05 mm.

Profundidad de la ranura: 8.0 \pm 0.1 mm

Ancho en la parte superior de la ranura: 11.0 \pm 0.2 mm.

IV.2. Límite líquido

- 1.- Se remolda^e material que pase la malla número 40, para obtener una pasta uniforme.
- 2.- Se preparan cinco fracciones de aproximadamente 100 g cada una, con diferentes contenidos de agua al rededor del límite líquido, partiendo de su contenido natural de agua. Si el contenido de agua es tal que se tenga que agregar agua se deberá homogeneizar un tiempo aproximado de 24 horas.

Una vez hecho lo anterior la prueba se aboca a lo siguiente para cada fracción de suelo preparado:

- 3.- Colocar en la copa entre 50 y 75 g de la muestra preparada. Mezclar cuidadosamente el suelo para asegurar uniformidad en el contenido de agua y evitar burbujas. Enrasar la superficie del suelo en la copa con una espátula.

The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. It emphasizes that every entry should be supported by a valid receipt or invoice. This ensures transparency and allows for easy verification of the data.

In the second section, the author outlines the various methods used to collect and analyze the data. This includes both primary and secondary data collection techniques. The primary data was gathered through direct observation and interviews with key personnel. Secondary data was obtained from internal company reports and industry publications.

The third section details the statistical analysis performed on the collected data. Various statistical tests were used to determine the significance of the findings. The results indicate a strong positive correlation between the variables being studied. This suggests that the factors being examined have a significant impact on the overall performance of the organization.

Finally, the document concludes with a series of recommendations based on the research findings. These recommendations are designed to help the organization address the identified issues and improve its operations. The author suggests implementing specific changes to the current processes and policies to achieve the desired outcomes.

- 4.- Labrar una ranura con la herramienta cuidando los siguientes detalles: Al cortar la ranura, la copa debe mantenerse con su soporte en la parte superior. La herramienta de ranuración se mantiene perpendicular a la superficie del fondo de la copa y se baja cortando el suelo a lo largo del meridiano central, perpendicularmente al eje de rotación de la copa, la parte redondeada del escantillón deberá estar dirigida hacia el operador. Si se ha colocado en la copa la cantidad correcta de suelo, los hombros de la herramienta de ranuración deben remover el suelo en una longitud de aproximadamente 38 mm en la vecindad de la parte superior de la ranura.
- 5.- Limpiar las partes golpeantes del aparato.
- 6.- Dar vuelta a la manija (con una frecuencia de dos revoluciones por segundo) hasta que la ranura se cierre en una longitud de aproximadamente 1.3 cm (1/2"). Anotar el número de golpes para el cerrado de la ranura. Si el cierre de la ranura es irregular debido a burbujas de aire o granos de arena, descartar el resultado obtenido y repetir la prueba.
- 7.- Mezclando cuidadosamente el mismo material del punto 6, hacer dos determinaciones más, registrando el número de golpes para cada determinación.
- 8.- Después de la última determinación, quitar con la espátula aproximadamente 5 g de material de la zona de cierre de la ranura para determinar su contenido de agua.
- 9.- Repetir los pasos 3 a 8 para las otras porciones del material preparado, para obtener cuando menos dos puntos en la curva de fluidez entre 5 y 25 golpes y cuando menos dos entre 25 y 50 golpes.

IV.3. Límite plástico

- 1.- Tomar aproximadamente un centímetro cúbico de la muestra preparada para la prueba de límite líquido.
- 2.- Reducir el contenido de agua de la muestra, rodándola repetidamente sobre una placa de vidrio hasta formar rollitos de suelo de 3 mm. Plegar entre los dedos el cilindro de suelo, comprimiéndolo para que tome una forma elipsoidal. Rodar nuevamente el cilindro repitiendo varias veces el proceso hasta que el cilindro de suelo se rompa en segmentos con longitud entre 6 y 10 mm, con un diámetro de 3.2 mm (1/8").
- 3.- Determinar inmediatamente el contenido de agua de suelo de los segmentos de cilindro del punto 2.
- 4.- Hacer dos determinaciones más en otras porciones del suelo, para obtener un promedio del límite plástico.
- 5.- Las determinaciones del límite plástico deberán coincidir con una precisión de $\pm 2\%$. Si no coinciden deberán hacerse determinaciones adicionales.

IV.4. Límite de contracción

- 1.- La muestra preparada deberá tener un contenido de agua próximo al límite líquido. Si se tiene que agregar agua, dejar homogeneizar 24 horas.
- 2.- Cubrir la superficie de una placa de vidrio con una capa delgada de aceite de silicón o vaselina.
- 3.- Cubrir el interior de un anillo de plástico con una ligera capa de aceite y colocar el anillo sobre la placa de vidrio.
- 4.- Colocar la muestra de suelo con el contenido de agua indicado en el punto 1, en el anillo de plástico, con una espátula de cuchillo, enrasando cuidadosamente la superficie. Evitando la presencia de burbujas de aire atrapado.
- 5.- Permitir al espécimen permanecer descubierto en el cuarto húmedo por varios días. Posteriormente, secar al aire en el laboratorio por varios días, hasta observar un cambio de color en el suelo y que se separe del anillo. Posteriormente, después de retirarlo del anillo de plástico, secar al horno 18 a 24 horas.
- 6.- Determinar el volumen de la muestra seca utilizando el procedimiento de Terzaghi (anexo A).
- 7.- Pesarse la pastilla de suelo para obtener peso seco.

AN1 A Método de Terzaghi para la determinación del volumen de una muestra de suelo

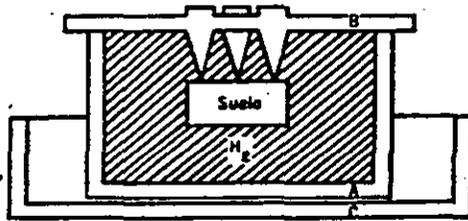


Figura A.1 Método de Terzaghi para la determinación del volumen de una muestra de suelo.

Un recipiente de vidrio o lucita (A) (Fig. A.1) se llena de mercurio hasta derramarse y se enrasa cuidadosamente, cubriéndolo con una placa (B) del mismo material, provista de tres patas. A continuación, se coloca el recipiente (A) en otro mayor (C); la muestra seca se deposita sobre la superficie del mercurio y se sumerge presionándola con las patas de la placa (B), hasta que dicha placa vuelve a quedar bien ajustada sobre (A); las patas impiden que la muestra se ladee, manteniéndola sumergida. La cantidad de mercurio desplazada de (A) se recoge en (C) y se pesa, calculando así su volumen, si se conoce el peso específico del mercurio, que para fines prácticos puede tomarse como 13.56.

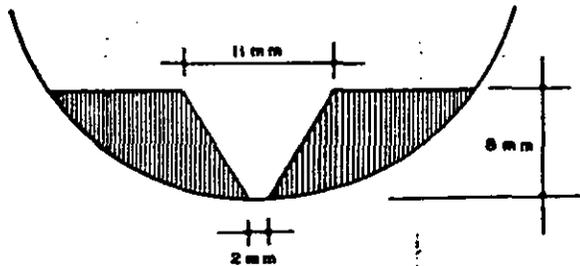


Figura 3 Dimensión de la ranura en la copa de Casagrande.

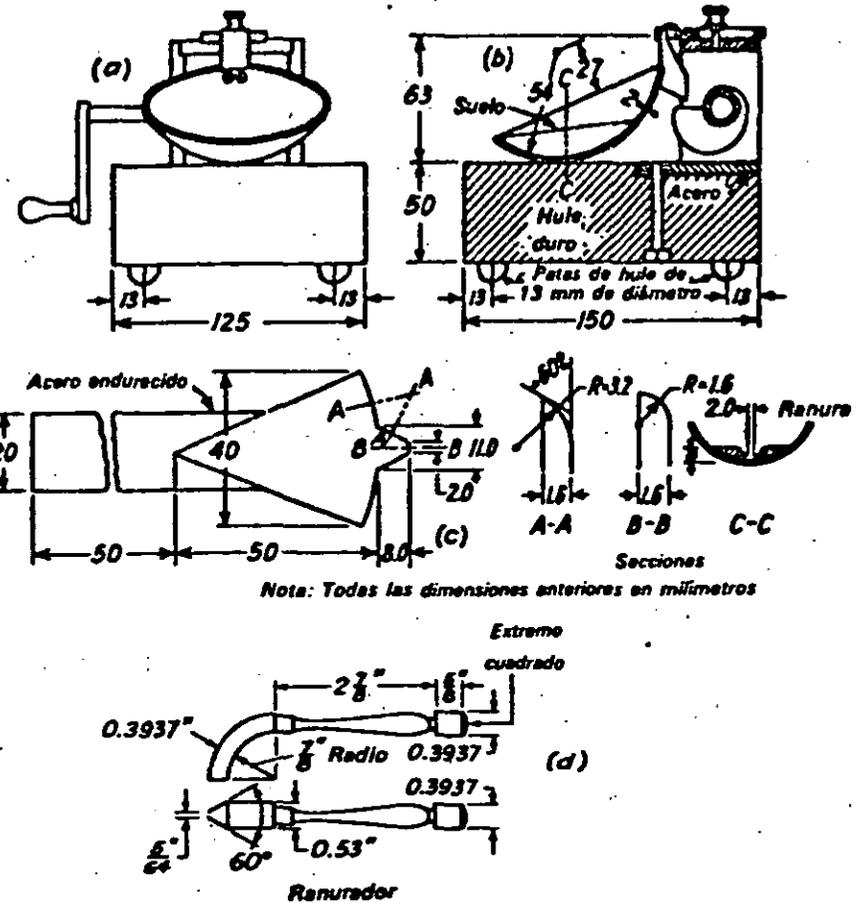


Figura 4 (a) y b) Aparato mecánico para determinar el límite líquido. c) Ranurador de Casagrande. d) Ranurador estándar de la ASTM.

Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

El sistema cubre los suelos gruesos y los finos, distinguiendo ambos por el cribado a través de la malla 200; las partículas gruesas son mayores que dicha malla y las finas, menores. Un suelo se considera *grueso* si más del 50% de sus partículas son gruesas, y *fino*, si más de la mitad de sus partículas, en peso, son finas.

Se describirán en primer lugar los diferentes grupos referentes a suelos gruesos.

Suelos gruesos

El símbolo de cada grupo está formado por dos letras mayúsculas, que son las iniciales de los nombres ingleses de los suelos más típicos de ese grupo. El significado se especifica abajo.

- a) Gravas y suelos en que predominen éstas. Símbolo genérico *G* (*gravel*).
- b) Arenas y suelos arenosos. Símbolo genérico *S* (*sand*).

Las gravas y las arenas se separan con la malla N° 4, de manera que un suelo pertenece al grupo genérico *G*, si más del 50% de su fracción gruesa (retenida en la malla 200) no pasa la malla N° 4, y es del grupo genérico *S*, en caso contrario.

Las gravas y las arenas se subdividen en cuatro tipos:

1. Material prácticamente limpio de finos, bien graduado. Símbolo *W* (*well graded*). En combinación con los símbolos genéricos, se obtienen los grupos *GW* y *SW*.
2. Material prácticamente limpio de finos, mal graduado. Símbolo *P* (*poorly graded*). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos *GP* y *SP*.
3. Material con cantidad apreciable de finos no plásticos. Símbolo *M* (del sueco *mo* y *mjala*). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos *GM* y *SM*.
4. Material con cantidad apreciable de finos plásticos. Símbolo *C* (*clay*). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos *GC* y *SC*.

A continuación se describen los grupos anteriores a fin de proporcionar criterios más detallados de identificación, tanto en el campo como en el laboratorio.

Grupos *GW* y *SW*

Según se dijo, estos suelos son bien graduados y con pocos finos o limpios por completo. La presencia de los finos que puedan contener estos grupos no debe producir cambios apreciables en las características de resistencia de la fracción gruesa, ni interferir con su capacidad de drenaje. Los anteriores requisitos se garantizan en la práctica, especificando que en estos grupos el contenido de partículas finas no sea mayor de un 5%, en peso. La graduación se juzga, en el laboratorio, por medio de los coeficientes de uniformidad y curvatura.

Para considerar una grava bien graduada se exige que su coeficiente de uniformidad sea mayor que 4, mientras el de curvatura debe estar comprendido entre 1 y 3. En el caso de las arenas bien graduadas, el coeficiente de uniformidad será mayor que 6, en tanto el de curvatura debe estar entre los mismos límites anteriores.

Grupos *GP* y *SP*

Estos suelos son mal graduados; es decir, son de apariencia uniforme o presentan predominio de un tamaño o de un margen de tamaños, faltando algunos intermedios; en laboratorio, deben satisfacer los requisitos señalados para los dos grupos anteriores, en lo referente a su contenido de partículas finas, pero no cumplen los requisitos de graduación indicados para su consideración como bien graduados. Dentro de esos grupos están comprendidas las gravas uniformes, tales como las que se depositan en los lechos de los ríos, las arenas uniformes, de médanos y playas y las mezclas de gravas y arenas finas, provenientes de estratos diferentes obtenidas durante un proceso de excavación.

Grupos *GM* y *SM*

En estos grupos el contenido de finos afecta las características de resistencia y esfuerzo-deformación y la capacidad de drenaje libre de la fracción gruesa; en la práctica se ha visto que esto ocurre para porcentajes de finos superiores a 12%, en peso, por lo que esa cantidad se toma como frontera inferior de dicho contenido de partículas finas. La plasticidad de los finos en estos grupos varía entre "nula" y "media"; es decir, es requisito que los límites de plasticidad localicen a la fracción que paze la malla N° 40 abajo de la Línea A o bien que su índice de plasticidad sea menor que 4.

Grupos GC y

Como antes, el contenido de finos de estos grupos de suelos debe ser mayor que 12%, en peso, y por las mismas razones expuestas para los grupos GM y SM. Sin embargo, en estos casos, los finos son de media a alta plasticidad; es ahora requisito que los límites de plasticidad estén a la fracción que pase la malla N° 40 sobre la Línea A, teniéndose, además, la condición de que el índice plástico sea mayor que 7.

A los suelos gruesos con contenido de finos comprendido entre 5% y 12%, en peso, el Sistema Unificado los considera casos de frontera, adjudicándoles un símbolo doble. Por ejemplo, un símbolo GP-GC indica una grava mal graduada, con un contenido entre 5% y 12% de finos plásticos (arcillosos).

Cuando un material no cae claramente dentro de un grupo, deberán usarse también símbolos dobles, correspondientes a casos de frontera. Por ejemplo, el símbolo GW-SW se usará para un material bien graduado, con menos de 5% de finos y formada su fracción gruesa por iguales proporciones de grava y arena.

Suelos finos

También en este caso el Sistema considera a los suelos agrupados, formándose el símbolo de cada grupo por dos letras mayúsculas, elegidas con un criterio similar al usado para los suelos gruesos, y dando lugar a las siguientes divisiones:

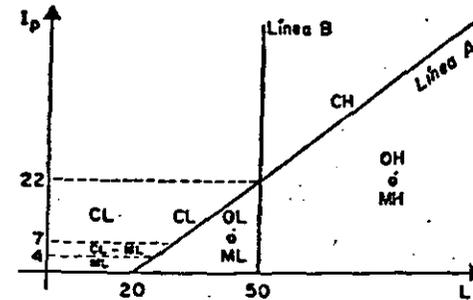
- Limos inorgánicos, de símbolo genérico M (del sueco *mo* y *mjala*).
- Arcillas inorgánicas, de símbolo genérico C (*clay*).
- Limos y arcillas orgánicas, de símbolo genérico O (*organic*).

Cada uno de estos tres tipos de suelos se subdividen, según su límite líquido, en dos grupos. Si éste es menor de 50%, es decir, si son suelos de compresibilidad baja o media, se añade al símbolo genérico la letra L (*low compressibility*), obteniéndose por esta combinación los grupos ML, CL y OL. Los suelos finos con límite líquido mayor de 50%, o sea de alta compresibilidad, llevan tras el símbolo genérico la letra H (*high compressibility*), teniéndose así los grupos MH, CH y OH.

Ha de notarse que las letras L y H no se refieren a baja o alta plasticidad, pues esta propiedad del suelo, como se ha dicho, ha de expresarse en función de dos parámetros (LL e I_p), mientras que en el caso actual sólo el valor del límite líquido interviene. Por otra parte, ya se hizo notar que la compresibilidad de un suelo es una función directa del límite líquido, de modo que un suelo es más compresible a mayor límite líquido.

También es preciso tener en cuenta que el término compresibilidad tal como aquí se trata, se refiere a la pendiente del tramo virgen de la curva de compresibilidad y no a la condición actual del suelo inalterado, pues éste puede estar seco parcialmente o preconsolidado. En un capítulo posterior se tendrá ocasión de volver sobre el tema, con mayor detalle.

Los suelos altamente orgánicos, usualmente fibrosos, tales como turbas y suelos pantanosos, extremadamente compresibles, forman un grupo independiente de símbolo Pt (del inglés *peat*; turba).



Carta de plasticidad.

Los distintos grupos de suelos finos ya mencionados se describen a continuación en forma más detallada.

Grupos CL y CH

Según ya se dijo, en estos grupos se encasillan las arcillas inorgánicas. El grupo CL comprende a la zona sobre la Línea A, definida por $LL < 50\%$ e $I_p > 7\%$.

El grupo CH corresponde a la zona arriba de la Línea A, definida por $LL > 50\%$. Las arcillas formadas por descomposición química de cenizas volcánicas, tales como la bentonita o la arcilla del Valle de México, con límites líquidos de hasta 500%, se encasillan en el grupo CH.

Grupos ML y MH

El grupo ML comprende la zona bajo la Línea A, definida por $LL < 50\%$ y la porción sobre la línea A con $I_p < 4$. El grupo MH corresponde a la zona abajo de la línea A, definida por $LL > 50\%$.

En estos grupos quedan comprendidos los limos típicos inorgánicos y limos arcillosos. Los tipos comunes de limos inorgánicos y polvo de roca, con $LL < 30\%$, se localizan en el grupo ML. Los depósitos eólicos, del tipo del Loess, con $25\% < LL < 35\%$ usualmente, caen también en este grupo.

Un tipo interesante de suelos finos que caen en esta zona son las arcillas del tipo caolín, derivados de los feldspatos de rocas graníticas; a pesar de que el nombre de arcillas está muy difundido para estos suelos, algunas de sus características corresponden a limos inorgánicos; por ejemplo, su resistencia en estado seco es relativamente baja y en estado húmedo muestran cierta reacción a la prueba de dilatancia; sin embargo, son suelos finos y suaves con un alto porcentaje de partículas tamaño de arcilla, comparable con el de otras arcillas típicas, localizadas arriba de la línea A. En algunas ocasiones estas arcillas caen en casos de frontera ML-CL y MH-CH, dada su proximidad con dicha línea.

Las tierras diatomáceas prácticamente puras suelen no ser plásticas, por más que su límite líquido pueda ser mayor que 100% (MH). Sus mezclas con otros suelos de partículas finas son también de los grupos ML o MH.

Los suelos finos que caen sobre la línea A y con $4\% < I_p < 7\%$ se consideran como casos de frontera, asignándose el símbolo doble CL-ML.

Grupos OL y OH

Las zonas correspondientes a estos dos grupos son las mismas que las de los grupos ML y MH, respectivamente, si bien los orgánicos están siempre en lugares próximos a la línea A.

Una pequeña adición de materia orgánica coloidal hace que el límite líquido de una arcilla inorgánica crezca, sin apreciable cambio de su índice plástico; esto hace que el suelo se desplace hacia la derecha en la Carta de Plasticidad, pasando a ocupar una posición más alejada de la línea A.

Grupos Pt

Las pruebas de límites pueden ejecutarse en la mayoría de los suelos turbosos, después de un completo remoldeo. El límite líquido de estos suelos suele estar entre 300% y 500%, quedando su posición en la Carta de Plasticidad netamente abajo de la línea A; el índice plástico normalmente varía entre 100% y 200%.

Similarmente al caso de los suelos gruesos, cuando un material fino no cae claramente en uno de los grupos, se usarán para él símbolos dobles de frontera. Por ejemplo, MH-CH representará un suelo fino con $LL > 50\%$ e índice plástico tal que el material quede situado prácticamente sobre la línea A.

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos no se concreta a ubicar al material dentro de uno de los grupos enumerados, sino que abarca, además, una descripción del mismo, tanto alterado como inalterado. Esta descripción puede jugar un papel importante en la formación de un sano criterio técnico y, en ocasiones, puede resultar de fundamental importancia para poner de manifiesto características que escapan a la mecánica de las pruebas que se realizan. Un ejemplo típico de ello es la compacidad.

En los suelos gruesos, en general, deben proporcionarse los siguientes datos: nombre típico, porcentajes aproximados de grava y arena, tamaño máximo de las partículas, angulosidad y dureza de las mismas, características de su superficie, nombre local y geológico y cualquier otra información pertinente, de acuerdo con la aplicación ingenieril que se va a hacer del material.

En suelos gruesos en estado inalterado, se añadirán datos sobre estratificación, compacidad, cementación, condiciones de humedad y características de drenaje.

En los suelos finos, se proporcionarán, en general, los siguientes datos: nombre típico, grado y carácter de su plasticidad, cantidad y tamaño máximo de las partículas gruesas, color del suelo húmedo, olor,

nombre local, ecológico y cualquier otra información descriptiva pertinente, de acuerdo con la aplicación que se vaya a hacer del material.

Respecto del suelo en estado inalterado, deberá agregarse información relativa a su estructura, estratificación, consistencia en los estados inalterado y remoldeado, condiciones de humedad y características de drenaje.

Identificación de suelos

El problema de la identificación de suelos es de importancia fundamental en la ingeniería; identificar un suelo es, en rigor, encasillarlo dentro de un sistema previo de clasificación. En el caso concreto de este trabajo, es colocarlo en alguno de los grupos mencionados dentro del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos; obviamente en el grupo que le corresponde según sus características. La identificación permite conocer, en forma cualitativa, las propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo, atribuyéndole las del grupo en que se sitúa; naturalmente, según ya se dijo, la experiencia juega un papel importante en la utilidad que se pueda sacar de la clasificación.

Identificación de campo de suelos gruesos

Los materiales constituidos por partículas gruesas se identifican en el campo sobre una base prácticamente visual. Extendiéndose una muestra seca del suelo sobre una superficie plana puede juzgarse, en forma aproximada, de su graduación, tamaño de partículas, forma y composición mineralógica. Para distinguir las gravas de las arenas puede usarse el tamaño $\frac{1}{2}$ cm como equivalente a la malla N° 4, y para la estimación del contenido de finos basta considerar que las partículas de tamaño correspondiente a la malla N° 200 son aproximadamente las más pequeñas que pueden distinguirse a simple vista.

En lo referente a la graduación del material, se requiere bastante experiencia para diferenciar, en examen visual, los suelos bien graduados de los mal graduados. Esta experiencia se obtiene comparando graduaciones estimadas, con las obtenidas en laboratorio, en todos los casos en que se tenga oportunidad. Para examinar la fracción fina contenida en el suelo, deberán ejecutarse las pruebas de identificación de campo de suelos finos que se detallarán adelante, sobre la parte que pasó la malla N° 40; si no se dispone de esta malla, el cribado puede sustituirse por una separación manual equivalente.

En ocasiones puede ser importante juzgar de la integridad de las partículas constituyentes de los suelos, en cuyo caso será preciso un examen especialmente cuidadoso. Las partículas procedentes de rocas ígneas sanas se identifican fácilmente; las partículas intemperizadas se reconocen por las decoloraciones y la relativa facilidad con que se desintegran.

Identificación de campo de suelos finos

Una de las grandes ventajas del Sistema Unificado es, como se dijo, el criterio para identificar en el campo los suelos finos, contando con algo de experiencia. El mejor modo de adquirir esa experiencia sigue siendo el aprendizaje al lado de quien ya la posea; en falta de tal apoyo, es aconsejable el comparar sistemáticamente los resultados de la identificación de campo realizada, con los del laboratorio, en cada caso en que exista la oportunidad.

Las principales bases de criterio para identificar suelos finos en el campo son la investigación de las características de dilatancia, de tenacidad y de resistencia en estado seco. El color y el olor del suelo pueden ayudar, especialmente en suelos orgánicos.

El conjunto de pruebas citadas se efectúa en una muestra de suelo previamente cribado por la malla N° 40 o, en ausencia de ella, previamente sometido a un proceso manual equivalente.

Dilatancia

En esta prueba, una pastilla con el contenido de agua necesario para que el suelo adquiera una consistencia suave, pero no pegajosa, se agita alternativamente en la palma de la mano, golpeándola secamente contra la otra mano, manteniéndola apretada entre los dedos. Un suelo fino, no plástico, adquiere con el anterior tratamiento, una apariencia *de hígado*, mostrando agua libre en su superficie, mientras se le agita, en tanto que al ser apretado entre los dedos, el agua superficial desaparece y la muestra se endurece, hasta que, finalmente, empieza a desmoronarse como un material frágil, al aumentar la presión. Si el contenido de agua de la pastilla es el adecuado, un nuevo agitado hará que los fragmentos producto del desmoronamiento vuelvan a constituirse.

La velocidad con la que la pastilla cambia su consistencia y con la que el agua aparece y desaparece define la intensidad de la reacción e indica el carácter de los finos del suelo. Una reacción rápida es típica en arenas finas uniformes, no plásticas (*SP* y *SM*) y en algunos limos inorgánicos (*ML*), particularmente del tipo *polvo de roca*; también en tierras diatomáceas (*MH*). Al disminuir la uniformidad del suelo, la reacción se hace menos rápida. Contenidos ligeros de arcilla coloidal imparten algo de plasticidad al suelo, por lo que la reacción en estos materiales se vuelve más lenta; esto sucede en los limos inorgánicos y orgánicos ligeramente plásticos (*ML*, *OL*), en arcillas muy limosas (*CL-ML*) y en muchas arcillas del tipo caolín (*ML*, *ML-CL*, *MH* y *MH-CH*). Una reacción extremadamente lenta o nula es típica de arcillas situadas sobre la línea *A* (*CL*, *CH*) y de arcillas orgánicas de alta plasticidad (*OH*).

El fenómeno aparición de agua en la superficie de la muestra es debido a la compactación de los suelos limosos y, aún en mayor grado, de los arenosos, bajo la acción dinámica de los impactos contra la mano; esto reduce la relación de vacíos del material, expulsando al agua de ellos. El amasado posterior aumenta de nuevo la relación de vacíos y el agua se restituye a esos vacíos. Los suelos arcillosos no sufren esos efectos bajo cargas dinámicas, por lo cual no producen reacción.

Tenacidad

La prueba se realiza sobre un espécimen de consistencia suave, similar a la masilla. Este espécimen se rola hasta formar un rollito de unos 3 mm de diámetro aproximado, que se amasa y vuelve a rolar varias veces. Se observa cómo aumenta la rigidez del rollito a medida que el suelo se acerca al límite plástico. Sobrepasado el límite plástico, los fragmentos en que se parta el rollito se juntan de nuevo y amasan ligeramente entre los dedos, hasta el desmoronamiento final.

Cuanto más alta sea la posición del suelo respecto a la línea A (CL, CH), es más rígido y tenaz el rollito cerca del límite plástico y más rígida también se nota la muestra al romperse entre los dedos, abajo del límite plástico. En suelos ligeramente sobre la línea A, tales como arcillas glaciales (CL, CH) los rollitos son de media tenacidad cerca de su límite plástico y la muestra comienza pronto a desmoronarse en el amasado, al bajar su contenido de agua. Los suelos que caen bajo la línea A (ML, MH, OL y OH) producen rollitos poco tenaces cerca del límite plástico, casi sin excepción; en el caso de suelos orgánicos y micáceos, que caigan muy abajo de la línea A, los rollitos se muestran muy débiles y esponjosos. También en todos los suelos bajo la línea A, excepto los OH próximos a ella, la masa producto de la manipulación entre los dedos posterior al rolado, se muestra suelta y se desmorona fácilmente, cuando el contenido de agua es menor que el correspondiente al límite plástico.

Cuando se trabaje en lugares en que la humedad ambiente sea casi constante, el tiempo que transcurra hasta que se alcance el límite plástico, es una medida relativamente tosca del índice plástico del suelo. Por ejemplo, una arcilla CH con $LL = 70\%$ e $I_p = 50\%$ o una OH con $LL = 100\%$ e $I_p = 50\%$, precisan mucho más tiempo de manipulación para llegar al límite plástico que una arcilla glacial del tipo CL. En limos poco plásticos, del grupo ML, el límite plástico se alcanza muy rápidamente. Claro es que para que las observaciones anteriores tengan sentido, será preciso comenzar todas las pruebas con los suelos en la misma consistencia muy aproximadamente, de preferencia cerca del límite líquido.

Resistencia en estado seco

La resistencia de una muestra de suelo, previamente secado, al romperse bajo presiones ejercidas por los dedos, es un índice del carácter de su fracción coloidal.

Los limos ML o MH exentos de plasticidad no presentan prácticamente ninguna resistencia en estado seco y sus muestras se desmoronan con muy poca presión digital; el polvo de roca y la tierra diatomácea son ejemplos típicos. Una resistencia en estado seco baja es representativa de todos los suelos de baja plasticidad, localizados bajo la línea A y aun de algunas arcillas inorgánicas muy limosas, ligeramente sobre la línea A (CL). Resistencias medias definen generalmente arcillas del grupo CL o, en ocasiones, otras de los grupos CH, MH (arcillas tipo caolín) u OH, que se localicen muy cerca de la línea A. La mayoría de las arcillas CH tienen resistencias altas, así como las CL localizadas muy arriba de la línea A. Materiales OH con altos límites líquidos y próximos a la línea A también exhiben grandes resistencias. Por último, resistencias muy altas son típicas de arcillas inorgánicas del grupo CH, localizadas en posiciones muy elevadas respecto a la línea A.

Color

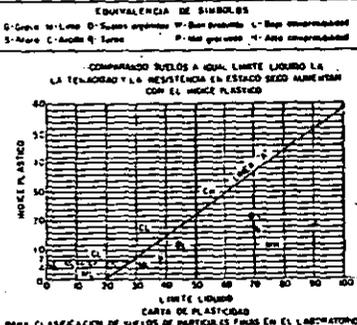
En exploraciones de campo el color del suelo suele ser un dato útil para diferenciar los diferentes estratos y para identificar tipos de suelo, cuando se posea experiencia local. En general, existen también algunos criterios relativos al color; por ejemplo, el color negro y otros de tonos oscuros suelen ser indicativos de la presencia de materia orgánica coloidal. Los colores claros y brillantes son propios, más bien, de suelos inorgánicos.

Olor

Los suelos orgánicos (OH y OL) tienen por lo general un olor distintivo, que puede usarse para identificación; el olor es particularmente intenso si el suelo está húmedo, y disminuye con la exposición al aire, aumentando, por el contrario, con el calentamiento de la muestra húmeda.

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS
INCLUYENDO IDENTIFICACION Y DESCRIPCION

PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION EN EL CAMPO (Ejemplo: 1) en pedruzcos de 2.5 cm (1") y basados en fracciones de peso (ver tabla)			SÍMBOLOS DEL GRUPO (a)	NOMBRES TÍPICOS	INFORMACION NECESARIA PARA LA DESCRIPCION DE LOS SUELOS	CRITERIO DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO		
SUELOS DE PARTICULAS FINAS Menos de 75% de material que pasa la malla # 200 (75 μm) y más de 47.5% de material que pasa la malla # 425 (100 μm). SUELOS DE PARTICULAS FINAS Menos de 75% de material que pasa la malla # 200 (75 μm) y más de 47.5% de material que pasa la malla # 425 (100 μm). SUELOS DE PARTICULAS FINAS Menos de 75% de material que pasa la malla # 200 (75 μm) y más de 47.5% de material que pasa la malla # 425 (100 μm).	SUELOS DE PARTICULAS FINAS Menos de 75% de material que pasa la malla # 200 (75 μm) y más de 47.5% de material que pasa la malla # 425 (100 μm). SUELOS DE PARTICULAS FINAS Menos de 75% de material que pasa la malla # 200 (75 μm) y más de 47.5% de material que pasa la malla # 425 (100 μm). SUELOS DE PARTICULAS FINAS Menos de 75% de material que pasa la malla # 200 (75 μm) y más de 47.5% de material que pasa la malla # 425 (100 μm).	Ample grana en los tambores de las partículas y cantidades apreciables de todas las fracciones superiores	GW	Grava con gravillas, arenas de grava y arena, con poco o nada de limo	Dese el nombre base, ademas de los porcentajes de las fracciones de grava y arena, reportar los contenidos de humedad, plasticidad y consistencia de la muestra seca y humedad, compactar con el 95% de la densidad máxima y el contenido de agua óptimo.	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ $C_c = \frac{D_{30} - D_{10}}{D_{60} - D_{30}}$		
		Programa de un tamaño o un tipo de partículas con ausencia de algunas fracciones superiores	GP	Grava con gravillas, arenas de grava y arena, con poco o nada de limo				
		Fracción fina gruesa (para clasificación con grupo ML) usual	GM	Grava con gravillas, arenas de grava, arena y limo				
		Fracción fina gruesa (para clasificación con grupo CL) usual	GC	Grava con gravillas, arenas de grava, arena y limo				
SUELOS DE PARTICULAS FINAS Menos de 75% de material que pasa la malla # 200 (75 μm) y más de 47.5% de material que pasa la malla # 425 (100 μm). SUELOS DE PARTICULAS FINAS Menos de 75% de material que pasa la malla # 200 (75 μm) y más de 47.5% de material que pasa la malla # 425 (100 μm). SUELOS DE PARTICULAS FINAS Menos de 75% de material que pasa la malla # 200 (75 μm) y más de 47.5% de material que pasa la malla # 425 (100 μm).	SUELOS DE PARTICULAS FINAS Menos de 75% de material que pasa la malla # 200 (75 μm) y más de 47.5% de material que pasa la malla # 425 (100 μm). SUELOS DE PARTICULAS FINAS Menos de 75% de material que pasa la malla # 200 (75 μm) y más de 47.5% de material que pasa la malla # 425 (100 μm). SUELOS DE PARTICULAS FINAS Menos de 75% de material que pasa la malla # 200 (75 μm) y más de 47.5% de material que pasa la malla # 425 (100 μm).	Ample grana en los tambores de las partículas y cantidades apreciables de todas las fracciones superiores	SW	Arena con gravillas, arena con grava, con poco o nada de limo	Para los suelos que muestran propiedades de cohesión, reportar los contenidos de humedad, plasticidad y consistencia de la muestra seca y humedad, compactar con el 95% de la densidad máxima y el contenido de agua óptimo.	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ $C_c = \frac{D_{30} - D_{10}}{D_{60} - D_{30}}$		
		Programa de un tamaño o un tipo de partículas, con ausencia de algunas fracciones superiores	SP	Arena con gravillas, arena con grava, con poco o nada de limo				
		Fracción fina gruesa (para clasificación con grupo CL) usual	SM	Arena con gravillas, arena con grava y limo				
		Fracción fina gruesa (para clasificación con grupo CL) usual	SC	Arena con gravillas, arena con grava y limo				
PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION EN LA FRACCION QUE PASA LA MALLA # 200								
SUELOS DE PARTICULAS FINAS Menos de 75% de material que pasa la malla # 200 (75 μm) y más de 47.5% de material que pasa la malla # 425 (100 μm). SUELOS DE PARTICULAS FINAS Menos de 75% de material que pasa la malla # 200 (75 μm) y más de 47.5% de material que pasa la malla # 425 (100 μm). SUELOS DE PARTICULAS FINAS Menos de 75% de material que pasa la malla # 200 (75 μm) y más de 47.5% de material que pasa la malla # 425 (100 μm).	SUELOS DE PARTICULAS FINAS Menos de 75% de material que pasa la malla # 200 (75 μm) y más de 47.5% de material que pasa la malla # 425 (100 μm). SUELOS DE PARTICULAS FINAS Menos de 75% de material que pasa la malla # 200 (75 μm) y más de 47.5% de material que pasa la malla # 425 (100 μm). SUELOS DE PARTICULAS FINAS Menos de 75% de material que pasa la malla # 200 (75 μm) y más de 47.5% de material que pasa la malla # 425 (100 μm).	Resistencia en estado seco (resistencia de succión)	Distancia (distancia en centímetros)	Temperatura (temperatura en grados centígrados)	Dese el nombre base, ademas de los porcentajes de las fracciones de grava y arena, reportar los contenidos de humedad, plasticidad y consistencia de la muestra seca y humedad, compactar con el 95% de la densidad máxima y el contenido de agua óptimo.	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ $C_c = \frac{D_{30} - D_{10}}{D_{60} - D_{30}}$		
		Mucho o ligero	Medio o mucho	Nada			ML	Limos marginales, arena de limo, limo arenoso o arcillas marginales (arenosas)
		Medio o mucho	Nada o muy poco	Medio			CL	Arenas marginales de limo o mucho arenoso, arenas con grava, arenas arenosas, arenas marginales arenosas
		Ligero o mucho	Nada	Ligero			OL	Limos marginales y arenas marginales arenosas de baja plasticidad
SUELOS DE PARTICULAS FINAS Menos de 75% de material que pasa la malla # 200 (75 μm) y más de 47.5% de material que pasa la malla # 425 (100 μm). SUELOS DE PARTICULAS FINAS Menos de 75% de material que pasa la malla # 200 (75 μm) y más de 47.5% de material que pasa la malla # 425 (100 μm). SUELOS DE PARTICULAS FINAS Menos de 75% de material que pasa la malla # 200 (75 μm) y más de 47.5% de material que pasa la malla # 425 (100 μm).	SUELOS DE PARTICULAS FINAS Menos de 75% de material que pasa la malla # 200 (75 μm) y más de 47.5% de material que pasa la malla # 425 (100 μm). SUELOS DE PARTICULAS FINAS Menos de 75% de material que pasa la malla # 200 (75 μm) y más de 47.5% de material que pasa la malla # 425 (100 μm). SUELOS DE PARTICULAS FINAS Menos de 75% de material que pasa la malla # 200 (75 μm) y más de 47.5% de material que pasa la malla # 425 (100 μm).	Ligero o mucho	Ligero o nada	Ligero o mucho	MH	Limos marginales, limos marginales o arenosos, limos marginales		
		Año o muy poco	Nada	Año	CH	Arenas marginales de alto plasticidad, limos marginales		
		Medio o poco	Nada o muy poco	Ligero o mucho	OH	Arenas marginales de medio o alta plasticidad, limos marginales de media plasticidad		
		SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS						
Fracciones reducidas por la acción de microorganismos y fraccionamiento por su textura húmeda			Fi	Turba y otros suelos altamente orgánicos				



PROCEDIMIENTOS DE IDENTIFICACION PARA SUELOS FINOS O FRACCIONES FINAS DE SUELO EN EL CAMPO

Este procedimiento se relaciona con la clasificación que para los suelos finos se hace en el laboratorio (ver tabla).

Para fines de identificación en el campo se usará la malla # 200 (75 μm) y se usará la malla # 425 (100 μm) para determinar el porcentaje que pasa por ellas.

DILATANCIA
Medida de la capacidad de expansión de un suelo.

Después de que se han determinado los límites de consistencia de un suelo, se puede determinar su capacidad de expansión. Para esto se debe determinar el índice de expansión de un suelo. Este índice se define como el porcentaje de aumento de volumen que sufre un suelo cuando se le permite expandirse libremente en agua.

RESISTENCIA EN ESTADO SECO
Resistencia de succión.

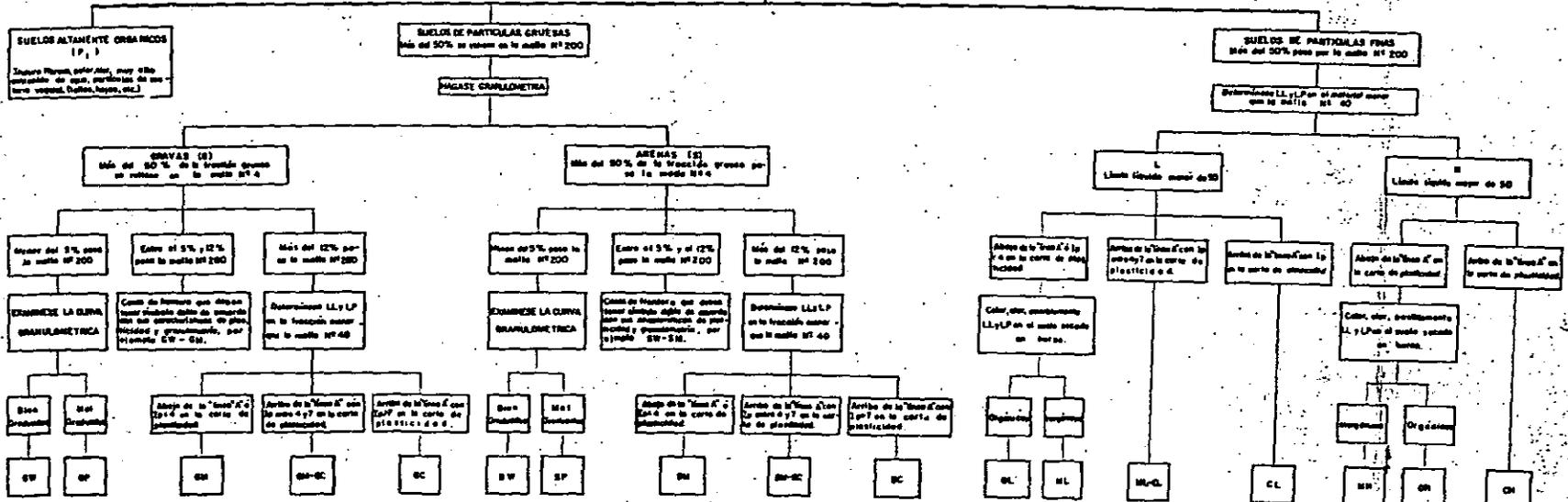
Después de obtener los límites de consistencia de un suelo, se puede determinar su resistencia en estado seco. Esta resistencia se define como la resistencia de succión de un suelo cuando se le permite expandirse libremente en agua.

EQUIVALENCIA DE SIMBOLOS

0 - Grava; 1 - Limo; 2 - Arena; 3 - Grava y arena; 4 - Grava arenosa; 5 - Grava arenosa con limo; 6 - Grava arenosa con limo y arena; 7 - Grava arenosa con limo y arena y grava; 8 - Grava arenosa con limo y arena y grava y arena; 9 - Grava arenosa con limo y arena y grava y arena y grava.

**PROCEDIMIENTO AUXILIAR PARA IDENTIFICACION DE SUELOS
EN EL LABORATORIO
S.U.C.S.**

HÁGASE UN EXAMEN VISUAL DEL SUELO PARA DETERMINAR SI ES ALTAMENTE ORGÁNICO, DE PARTICULAS GRUESAS O DE PARTICULAS FINAS. EN LOS CASOS DE FRONTERA DETERMINESE LA CANTIDAD QUE PASA POR LA MALLA Nº200.



NOTA: Las tablas de los límites son de la U.S. Enclase



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

**CURSOS ABIERTOS
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
6 al 10 de abril de 1992**

T E M A I V :

COMPACTACION DE SUELOS



ING. CARMELINO ZEA CONSTANTINO

PALACIO DE MINERIA

COMPACTACION

CONTENIDO

TEMA	PAGINA
1. INTRODUCCION	1
2. PROCEDIMIENTOS PARA COMPACTAR	2
2.1 PROCESOS DE COMPACTACIÓN DE CAMPO	2
2.2 OBJETIVOS DE LAS PRUEBAS DE COMPACTACIÓN	6
2.2 PROCEDIMIENTOS DE COMPACTACIÓN EN EL LABORATORIO	7
3. COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE SUELOS COMPACTADOS	14
3.1. SUELOS FINOS PLÁSTICOS	14
3.2. SUELOS GRUESOS	19
4. FACTORES QUE INFLUYEN EN EL PROCESO DE COMPACTACIÓN	20
4.1. POR PARTE DEL MATERIAL	20
4.2. POR PARTE DEL PROCEDIMIENTO DE PREPARACIÓN DEL MATERIAL	21
4.3. POR EL PROCEDIMIENTO DE COMPACTACIÓN	22
REFERENCIAS	24
TABLAS Y FIGURAS	25

COMPACTACION

INTRODUCCION

Se entiende por compactación de los suelos el mejoramiento artificial de sus propiedades mecánicas por medios mecánicos.

Tanto en la compactación como en la consolidación se da un proceso de reducción de vacíos; pero, mientras que en el proceso de consolidación esa reducción, debida a la aplicación de cargas estáticas, es relativamente lenta, en el proceso de compactación la reducción de vacíos, debida a la aplicación de cargas estáticas o dinámicas, es más o menos rápida.

La compactación puede obedecer a muchos objetivos; el principal de ellos es obtener un suelo de tal manera estructurado que posea y mantenga un comportamiento mecánico adecuado a través de toda la vida útil de la obra. Las propiedades requeridas pueden variar de caso a caso, pero la resistencia, la compresibilidad y una adecuada relación esfuerzo-deformación figuran entre aquellas cuyo mejoramiento se busca siempre; es menos frecuente, pero a veces no menos importante, que también se compacte para obtener unas características idóneas de permeabilidad y flexibilidad. Finalmente, como consecuencia de un proceso de compactación, suele favorecerse mucho la permanencia de la estructura térrea ante la acción de los agentes erosivos. Debe garantizarse que se mantengan las propiedades mejoradas, durante toda la vida útil de la obra.

Ciertas experiencias, realizadas en los primeros años de la aplicación de las técnicas modernas de compactación, indicaron que existe una correlación entre el peso volumétrico seco y la o las propiedades del material que se quiere mejorar. Sin embargo esa correlación no es tan simple y segura como se pensaba, por lo que el aumento de peso volumétrico es meramente un medio, pero no un fin en sí mismo.

R.R. Proctor a principios de los años treinta realizó la construcción de presas para el Departamento Hidráulico de los Angeles, California, en donde desarrolló los principios de la compactación y los publicó en una serie de artículos en la revista "Engineering News-Record". En su honor las pruebas comunes de compactación se denominan comunmente pruebas Proctor de compactación. Él estableció que la compactación básicamente es función de cuatro variables: 1) Peso específico seco, γ_d , 2) Contenido de agua, $w\%$, 3) Energía específica, y 4) Tipo y características del suelo (graduación, presencia de minerales de arcilla, etc.).

El proceso de compactación puede ser ilustrarse mejor considerando la prueba común de compactación o prueba Proctor. Se hacen varios ensayos a una muestra del mismo suelo que se este compactando de acuerdo a las especificaciones para la prueba Proctor estándar, dadas más adelante, pero variando el contenido de agua del material. Para cada contenido de agua se obtiene su respectivo peso específico seco. Cuando quedan determinados los pesos específicos secos para cada ensaye se

grafican contra los contenidos de agua, con lo que se obtiene una curva llamada curva de compactación. La figura 1 muestra una forma típica de esta curva (curva A). Se puede notar que la curva de compactación, aún con contenidos altos de agua, nunca alcanza la curva para 100% de saturación (llamada curva de saturación). El punto máximo de la curva es el que corresponde al peso específico seco máximo (γ_{dmax}) para la prueba; su correspondiente contenido de agua es conocido como "contenido de agua óptimo". La curva B es la curva de compactación obtenida con la prueba Proctor modificada, que utiliza una mayor energía de compactación. El caso es que, incrementando la energía de compactación, el peso específico seco máximo tiende a incrementarse, como es de esperarse, pero disminuye el contenido óptimo de agua. La curva dibujada a través de los puntos pico de varias curvas de compactación para diferentes energías específicas se denomina "línea de óptimos", la cual es paralela a la curva de saturación.

La figura 2 muestra algunas curvas típicas de compactación para diferentes tipos de suelo, obtenidas con la prueba Proctor estándar.

II. PROCEDIMIENTOS PARA COMPACTAR

II.1 PROCESOS DE COMPACTACIÓN DE CAMPO

La energía que se requiere para compactar los suelos en el campo se puede aplicar mediante cualquiera de las cuatro formas que enseguida se enumeran, las que se diferencian por la naturaleza de los esfuerzos aplicados y por la duración de los mismos. Estas formas son:

- a) Por presión
- b) Por impacto
- c) Por amasado
- d) Por vibración

II.1.1 COMPACTADORES POR PRESIÓN

RODILLOS LISOS METÁLICOS

Cuando estos equipos inician la compactación de una capa el área de contacto es más o menos ancha y se forma un bulbo de presión de una cierta profundidad. Conforme avanza la compactación el ancho del área de contacto se reduce, y por lo tanto también se reduce la profundidad del bulbo de presión y aumentan los esfuerzos de compresión en la cercanía de la superficie. Estos esfuerzos son con frecuencia suficientes para triturar los agregados en materiales granulares, e invariablemente causan la formación de una costra en la superficie de la capa, lo que se conoce como encarpetamiento. El efecto de la compactación de los rodillos lisos se reduce considerablemente a medida que se profundiza en la capa compactada, y el efecto de la compactación se produce de arriba hacia abajo.

Los rodillos lisos tienen su campo de aplicación circunscrito a los materiales que no requieren concentraciones elevadas de presión, por no formar grumos o no requerir disgregado; por lo general son arenas y

gravas relativamente limpias. Cuando se utiliza sólo el rodillo liso en arcillas y limos plásticos es común que al cabo de un cierto número de pasadas lleguen a presentarse fracturas en la parte superior de la capa, debido a la rigidez que esta zona adquiere por excesiva compactación, en comparación con el lecho inferior de la misma capa, menos compactado, que adquiere una resistencia relativamente baja.

RODILLOS NEUMÁTICOS

La acción compactadora del rodillo neumático tiene lugar fundamentalmente por la presión que transmite a la capa de suelo tendida. Sus bulbos de presión son semejantes a los de los rodillos metálicos, pero el área de contacto permanece constante por lo que no se produce el efecto de reducción del bulbo. Estos rodillos producen un cierto efecto de amasado, que causa al suelo grandes deformaciones angulares por las irregularidades (dibujo) de las llantas; este efecto es mucho menor que el amasado que se consigue con los rodillos pata de cabra.

La superficie de contacto de la llanta depende del peso del rodillo y de la presión de inflado; su forma es más o menos elíptica. La presión que se transmite no es rigurosamente uniforme en toda el área de aplicación, pero para simplificar suele hablarse de una presión media de contacto. Para lograr una aplicación más o menos uniforme de la presión a una cierta profundidad bajo la superficie es preciso que las llantas delanteras y traseras del equipo tengan huellas que se superpongan ligeramente; es usual buscar una disposición tal que deje a ambos lados $\frac{1}{3}$ de huella libre entre las superposiciones. Podría pensarse que la eficacia compactadora crece de manera indiscriminada con la presión de inflado, pero esto no es del todo cierto, pues si la presión no es demasiado grande, ambos lados de la huella se producen concentraciones que hacen aparecer presiones horizontales adicionales que ayudan al asentamiento de las partículas de suelo y a su mezclado. El acabado superficial de las capas compactadas con rodillos neumáticos suele tener una rugosidad suficiente para garantizar una buena liga con la capa superior.

Los rodillos neumáticos se usan principalmente en los suelos arenosos con finos poco plásticos, en los que no existen grumos cuya disgregación requiera grandes concentraciones de presión, como las que producen los rodillos pata de cabra. En limos poco plásticos también son eficientes los rodillos neumáticos.

II.1.2. COMPACTADORES POR IMPACTO

RODILLO DE IMPACTO (TAMPER)

Estos equipos son semejantes en muchos aspectos a los rodillos pata de cabra, pero capaces de operar a velocidades mucho mayores que estos últimos, lo que produce un efecto de impacto sobre la capa de suelo que se compacta. Este es un rodillo metálico en el que se han fijado unas salientes en forma aproximada de una pirámide rectangular truncada.

Estas pirámides no son de la misma altura pues hay unas más altas que otras. Estas salientes han sido diseñadas de tal manera que el área de contacto se incrementa con la penetración, ajustándose automáticamente a presión a la resistencia del suelo compactado. El diseño contempla también una fácil entrada y salida a la capa, lo que disminuye la resistencia al rodamiento. Estos rodillos han probado ser muy eficientes y eliminan la posibilidad de estratificación en los terraplenes, esto es de importancia en corazones impermeables de presas.

El rodillo de impacto es uno de los más versátiles equipos de compactación. Este equipo tiene su mejor rendimiento en suelos finos con abundante contenido de grava y guijarros o en suelos finos residuales que contengan fragmentos de roca parcialmente intemperizados.

PISONES

El empleo de estos equipos está restringido a áreas pequeñas.

Los pisones pueden ir desde los de tipo más elemental, de caída libre y accionados a mano, hasta aparatos bastante más complicados movidos por compresión neumática o por combustión interna.

Los pisones de caída libre pueden ser desde simples mazas unidas a un mango y accionadas por una persona, hasta mazas de 2 ó 3 toneladas que se izan con cables y se dejan caer desde uno o dos metros de altura. Estos modelos pesados, accionados por una máquina apropiada, se han usado con éxito en la compactación de grandes fragmentos de roca.

Los pisones neumáticos o de explosión se levantan del suelo por la reacción que ellos mismos generan al funcionar contra el propio suelo, lo que basta para elevarlos 15 ó 20 cm. Se les considera apropiados para compactar suelos finos.

II.1.3. COMPACTADORES POR AMASADO

RODILLOS PATA DE CABRA

Estos compactadores concentran su peso sobre el área de contacto de un conjunto de puntas de forma variada, que penetran al suelo, ejerciendo presiones estáticas muy grandes en los puntos en que estas protuberancias ejercen su acción. Conforme se van dando pasadas y el material se va compactando, las patas profundizan cada vez menos en el suelo, y llega un momento en que ya no se produce ninguna compactación adicional; en una cierta profundidad pequeña, la superficie queda siempre distorsionada, pero se compacta bajo la siguiente capa que se tienda.

La presión que ejerce el rodillo pata de cabra al pasar con sus vástagos sobre el suelo no es uniforme en el tiempo; los vástagos penetran ejerciendo presiones crecientes, las cuales llegan a un máximo en el instante en que el vástago está vertical y en su máxima

penetración; a partir de ese momento la presión disminuye hasta que el vástago sale. Además, la acción del rodillo es tal que hace progresar la compactación de la capa de suelo de abajo hacia arriba; en las primeras pasadas las protuberancias y una parte del tambor mismo penetran en el suelo, lo que permite que la mayor presión se ejerza en el lecho inferior de la capa por compactar; para que esto ocurra el espesor de la capa no debe ser mucho mayor que la longitud del vástago. A esta peculiar manera de compactar se le denomina acción de "amasado".

Al aumentar el número de pasadas del equipo la parte inferior de la capa va adquiriendo mayor resistencia, lo que impide la penetración del rodillo y de sus vástagos, que así van compactando el suelo suprayacente. El proceso puede llegar a un límite en el que el rodillo "camina" sobre el suelo y transmite todo su peso a través de los vástagos, pero sin que haya contacto entre el tambor y el suelo propiamente dicho. El rodillo pata de cabra produce dos efectos muy deseables en los terraplenes de suelos finos compactados, que son una distribución uniforme de la energía de compactación en cada capa y una buena liga entre capas sucesivas.

Los rodillos pata de cabra rinden sus mejores resultados en suelos finos. La concentración de presión que producen los vástagos se ha revelado muy útil para la rotura y disgregación de los grumos que se forman en las arcillas homogéneas por la acción de fuerzas de naturaleza capilar entre sus partículas. En suelos finos no homogéneos, con diferentes rangos de tamaños, la acción de las patas de cabra también es muy benéfica para romper y disgregar las diferentes partículas y para unir entre sí las distintas capas de material compactado, pues al quedar distorsionada la superficie de cada capa, se compacta junto con la siguiente, lo que elimina la tendencia a la laminación. En arcillas blandas francas, además de que tiene la posibilidad de eliminar grumos, el rodillo pata de cabra resulta muy conveniente por la acción de amasado ya descrita. En épocas recientes incluso se ha combinado la acción de los rodillos pata de cabra con la vibración, para incrementar la concentración de fuerzas sobre áreas pequeñas y favorecer el poder rompedor y mezclador de estos equipos.

Se han desarrollado dos tipos de compactadores que pueden considerarse como variantes del rodillo pata de cabra tradicional: el rodillo de rejillas y el segmentado.

RODILLO DE REJILLAS

La superficie del cilindro del equipo la constituye una parrilla o malla fabricada con barras de acero, que forman una cuadrícula.

El rodillo de rejillas se ha venido utilizando con éxito en materiales que requieren disgregación, pero en realidad ha dado resultado en una gran variedad de suelos, incluyendo arcillas homogéneas o mezclas de arenas, limos y arcillas, con abundancia de finos. Suelen lastrarse con bloques de concreto o arena húmeda para elevar su presión de contacto.

RODILLO SEGMENTADO

Cada cilindro del equipo suele estar formado por tres ruedas osadas, de aro interrumpido, lo cual forma la segmentación que da su nombre al equipo.

El rodillo segmentado se ha utilizado sobre todo con materiales que requieren disgregación, pero su uso se ha extendido a varios tipos de suelos, incluso las arcillas no muy plásticas.

II.1.4. COMPACTADORES POR VIBRACIÓN

RODILLOS VIBRATORIOS

Estos rodillos funcionan disminuyendo temporalmente la fricción interna del suelo. La vibración provoca un reacomodo de las partículas que da por resultado un incremento del peso volumétrico del suelo.

Estos rodillos pueden producir un gran trabajo de compactación en relación a su peso estático ya que la principal fuente de trabajo es la fuerza dinámica de compactación.

Como la resistencia de los suelos plásticos depende de la cohesión, la eficiencia de estos rodillos está casi limitada a suelos granulares.

Buscando extender ventajas a suelos cohesivos se han desarrollado rodillos pata de cabra vibratorios, en los que la fuerza y la amplitud de vibración se han aumentado, y se ha disminuido la frecuencia. Con el mismo objeto se han acoplado dos rodillos vibratorios, "fuera de fase", a un marco rígido para obtener efecto de amasamiento.

II.2 OBJETIVOS DE LAS PRUEBAS DE COMPACTACIÓN

Los procesos de compactación de campo son en general demasiado lentos y costosos como para reproducirlos a voluntad, cada vez que se desee estudiar cualesquiera de sus detalles; no proporcionan un modo práctico de disponer de una herramienta de análisis, estudio e investigación, tal como lo requiere el problema de la compactación de suelos, con sus muchas complicaciones y complejidades. Así, la tendencia a desarrollar pruebas de laboratorio que reproduzcan fácil y económicamente aquellos procesos debió de ser obvia para cualquiera que se interesara (e interese) en racionalizar las técnicas de campo y en conocer más un proceso tan difícil e importante.

Las mismas razones inducen a las pruebas de laboratorio a ser base de estudios para proyecto y fuente de información para planear un adecuado tren de trabajo de campo.

Actualmente se hacen dos usos principales de las pruebas de compactación de laboratorio. En el primero, se compactan los suelos para obtener datos para proyecto de estructuras de tierra; esta información



se refiere a resistencia, deformabilidad, permeabilidad, susceptibilidad al agrietamiento, etc. El segundo uso que se hace de las pruebas de compactación es con fines de control de calidad; en este caso, la prueba funciona fundamentalmente como un índice comparativo del peso volumétrico de laboratorio y de campo.

II.3. PROCEDIMIENTOS DE COMPACTACIÓN EN EL LABORATORIO

Las pruebas de compactación que se realizan en el laboratorio pueden agruparse en alguno de los siguientes casos:

- a) Pruebas estáticas
- b) Pruebas dinámicas
- c) Pruebas por amasado
- d) Pruebas por vibración

II.3.1 PRUEBAS ESTÁTICAS

PRUEBA PORTER

En esta prueba se compacta al suelo colocándolo dentro de un molde cilíndrico de 15.24 cm (6") de diámetro; el suelo se dispone en tres capas acomodándolo con 25 golpes de una varilla con punta de bala, lo que no significa una compactación intensa, pues la varilla es ligera y la altura de caída es la mínima utilizable por el operador para una manipulación cómoda. La compactación propiamente dicha se logra al aplicar al conjunto de las tres capas una presión de 140.6 Kg/cm^2 , la cual se mantiene durante un minuto.

PRUEBA PORTER SOP

Este método de prueba sirve para determinar el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima en suelos con partículas gruesas que se emplean en la construcción de terracerías; también se puede efectuar en arenas y en materiales finos cuyo índice plástico sea menor de seis. El método consiste en preparar especímenes con material que pasa la malla de 25.4 mm (1"), a los que se agregan diferentes cantidades de agua y se compactan con carga estática. Una vez preparado el material, el procedimiento de prueba es como sigue:

- 1) Colóquese el material preparado dentro del molde en tres capas; con la punta de la varilla metálica de 1.9 cm (3/4") de diámetro y 30 cm de longitud, désele a cada una de las capas 25 golpes, uniformemente distribuidos.
- 2) Al terminar la colocación de la última capa, tómese el molde que contiene el material, colóquese en la máquina de compresión y compactese el material aplicando lentamente carga uniforme, de manera que se alcance en un lapso de 5 minutos la presión de 140.6 kg/cm^2 ,

equivalente a una carga de 26.5 toneladas, aproximadamente; manténgase esa carga durante un minuto y hágase la descarga en el siguiente minuto. Al llegar a la carga máxima revisese la base del molde; si está ligeramente humedecida, el material, ha alcanzado la humedad óptima de compactación y su peso volumétrico seco máximo.

- 3) Si al llegar a la carga máxima no se humedece la base del molde, la humedad con que se preparó la muestra es inferior a la óptima; por lo tanto prepárese otra fracción representativa del material y adiciónesele una cantidad de agua igual a la del espécimen anterior más 80 cm^3 .
- 4) Repítanse los pasos 1 y 2 en este material ya preparado. Prepárense los especímenes que sean necesarios siguiendo los mismos pasos anteriores, hasta lograr que en uno de ellos se inicie el humedecimiento de la base del molde con la carga máxima.
- 5) Si antes de llegar a la carga máxima se humedece la base del molde por haberse iniciado la expulsión de agua, la humedad con que se preparó la muestra es superior a la óptima. En este caso procédase como en el párrafo 3, pero en vez de adicionar 80 cm^3 se reduce esa cantidad en cada una de las nuevas fracciones representativas del material, hasta lograr que en una de ellas se inicie el humedecimiento de la base del molde con la carga máxima.
- 6) Al terminar la compactación del espécimen preparado con la humedad óptima, quítase el molde de la máquina de compresión y determínesele la altura (h_0), restando la altura total del molde la altura entre la cara superior del espécimen y el borde superior del molde; registre este valor en cm, con aproximación de un decimo de milímetro.
- 7) Pésese el molde de compactación que contenga el espécimen compactado y anótese dicho peso, en kilogramos, con aproximación de un gramo.
- 8) Sáquese el espécimen del cilindro, córtese longitudinalmente y de la parte central obténgase una muestra representativa y efectúese en la muestra la determinación del contenido de agua, anotando su valor.

II.3.2. PRUEBAS DINÁMICAS

PRUEBA DE COMPACTACIÓN POR IMPACTO TIPO PROCTOR. PRUEBA PROCTOR (AASHO) ESTÁNDAR

Con esta prueba se determina la relación entre el peso volumétrico y el contenido de agua de los suelos. Existen 4 alternativas de prueba:

- Método A. Molde de 4", suelo que pasa la malla # 4, E =
- Método B. Molde de 6", suelo que pasa la malla # 4, E =
- Método C. Molde de 4", suelo que pasa la malla de $3/4$ ", E =
- Método D. Molde de 4", suelo que pasa la malla de $3/4$ ", E =

Preparación de la muestra

- 1) Identificar el material.
- 2) Para esta prueba se requiere una muestra representativa de suelo, debidamente cuarteada, con peso comprendido entre 2.5 y 3.0 Kg para cada fracción de suelo que se necesite para el ensaye. Se seca al aire lo necesario para facilitar su disgregación.
- 3) Disgregar grumos con la mano de mortero cubierta de hule cuidando de no romper granos individuales.
- 4) A la muestra disgregada se la criba por la malla número 4.
- 5) Obtener contenido de agua.
- 6) Como la curva peso volumétrico seco-contenido de agua debe definirse entre 6 u 8 puntos (la mitad de ellos abajo del contenido óptimo de agua y la otra mitad arriba), prepárense las mismas porciones de suelo en recipientes con el contenido de agua deseado y déjense en reposo por lo menos 24 horas, con tapa hermética; esto facilita una buena mezcla del agua y los finos. Si la plasticidad es alta deberá almacenarse el material por lo menos dos días. Las porciones de suelo deberán diferir en su contenido de agua de un espécimen a otro en dos puntos de porcentaje aproximadamente. Utilícese agua de buena calidad y mezclese al suelo con atomizador.
- 7) Pésese el molde proctor con la placa-base adosada.
- 8) Colóquese el collarín de extensión sobre el molde.

Procedimiento de prueba

Se detallará el método A:

- 1) Selecciónese una de las muestras representativas de 3 kg.
- 2) Divídase la muestra en el número de porciones que se requiera, según las capas que vallan a disponerse en el molde de 10.16 cm (4") de diámetro; en el caso presente serán 3 capas. El molde tendrá instalada su extensión y deberá llegarse a un espesor total compactado de 13 cm. Compáctese cada capa con 25 golpes del pisón (5.08 cm de diámetro y 2.49 kg de peso) distribuyéndolos uniformemente y con altura de caída de 30.48 cm (12"). Durante la operación el molde deberá apoyarse en una base rígida. Después de la compactación, remuévase la extensión del molde y enrásese el suelo compactado, utilizando la regla metálica. Pésese el conjunto y réstese la tasa del molde, para tener el peso húmedo del material. Divídase entre el volumen del molde, para obtener el peso volumétrico de la masa de suelo (γ_m).

- 3) Retírese el material del molde, sin desmoronarlo y divídase el espécimen en dos porciones, según un plano vertical por el centro de la sección transversal. Tómese una muestra representativa de una de las caras del corte y determinese el contenido de agua del suelo.
- 4) Continúense las determinaciones con las otras porciones de material con diferentes contenidos de agua, de preferencia en orden creciente, hasta que no cambie o disminuya el peso volumétrico húmedo del suelo.

PRUEBA DE COMPACTACIÓN PROCTOR (SARH)

- 1) De la muestra ya preparada y que ha pasado por la malla # 4, se toman aproximadamente 2.5 kg, se ponen en la charola y se dejan secar al aire en caso de que este muy húmeda.
- 2) Se revuelve perfectamente el material, tratando de que el agua agregada se distribuya uniformemente.
- 3) Usando el cucharón se vacía en el cilindro Proctor, previamente armado con su extensión, material suficiente para obtener una capa floja de unos 8 cm de espesor.
- 4) Esta capa se compacta mediante 20 golpes de pisón (de 5 cm de diámetro y 2.75 kg de peso), procurando repartirlos en toda su superficie y usando la guía metálica (de 48 cm de longitud) para que la altura de caída sea la misma. Los golpes del pisón se dan levantando éste hasta el nivel superior de la guía y dejándolo caer libremente.
- 5) Se vuelve a vaciar material en el cilindro para tener una segunda capa que, agregada a la primera, dé una altura total de unos 11 o 12 cm, compactándola del mismo modo que la primera.
- 6) En idéntica forma, se procede con la tercera capa, procurando que una vez compactado el material, la superficie esté 1 ó 2 cm arriba del ensamble en la extensión.
- 7) Al terminar la compactación de las tres capas, con una espátula de cuñillo se recorre el perímetro exterior de la extensión para despegar el material y se quita cuidadosamente la extensión, enrasando la muestra al nivel superior del cilindro y rebanado el material sobrante con un enrasador.
- 8) Se limpia exteriormente el cilindro y se pesa con la muestra compactada en el platillo de la báscula, aproximando la lectura hasta los 5 g. El peso obtenido se anota en el registro de cálculo.
- 9) En una cápsula de porcelana o vidrio refractario, previamente numerado y tarado, se toma una porción de la muestra compactada, aproximadamente 100 g, y se pesa al 0.1 de gramo en la balanza, anotando el valor.
- 10) Se desarma el cilindro Proctor con objeto de extraer fácilmente el material.

- 11) Para poder definir las condiciones óptimas del material, es necesario efectuar cuatro o cinco veces los pasos anteriores, incrementando en cada ensayo el contenido de agua.
- 12) Todas las cápsulas que contienen la muestra húmeda de cada ensayo, se colocan dentro de un horno a 110°C. Durante 18 horas como mínimo. Transcurrido ese lapso, se retiran del horno, dejándolas enfriar dentro de un desecador y se pesan, registrando el valor correspondiente.

II.3.3. PRUEBAS DE COMPACTACIÓN POR AMASADO

PRUEBA DE COMPACTACIÓN POR AMASADO HARVARD MINIATURA

Con este método de prueba se determina el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima en suelos finos plásticos, con partículas menores de 2 mm.

Preparación de la muestra

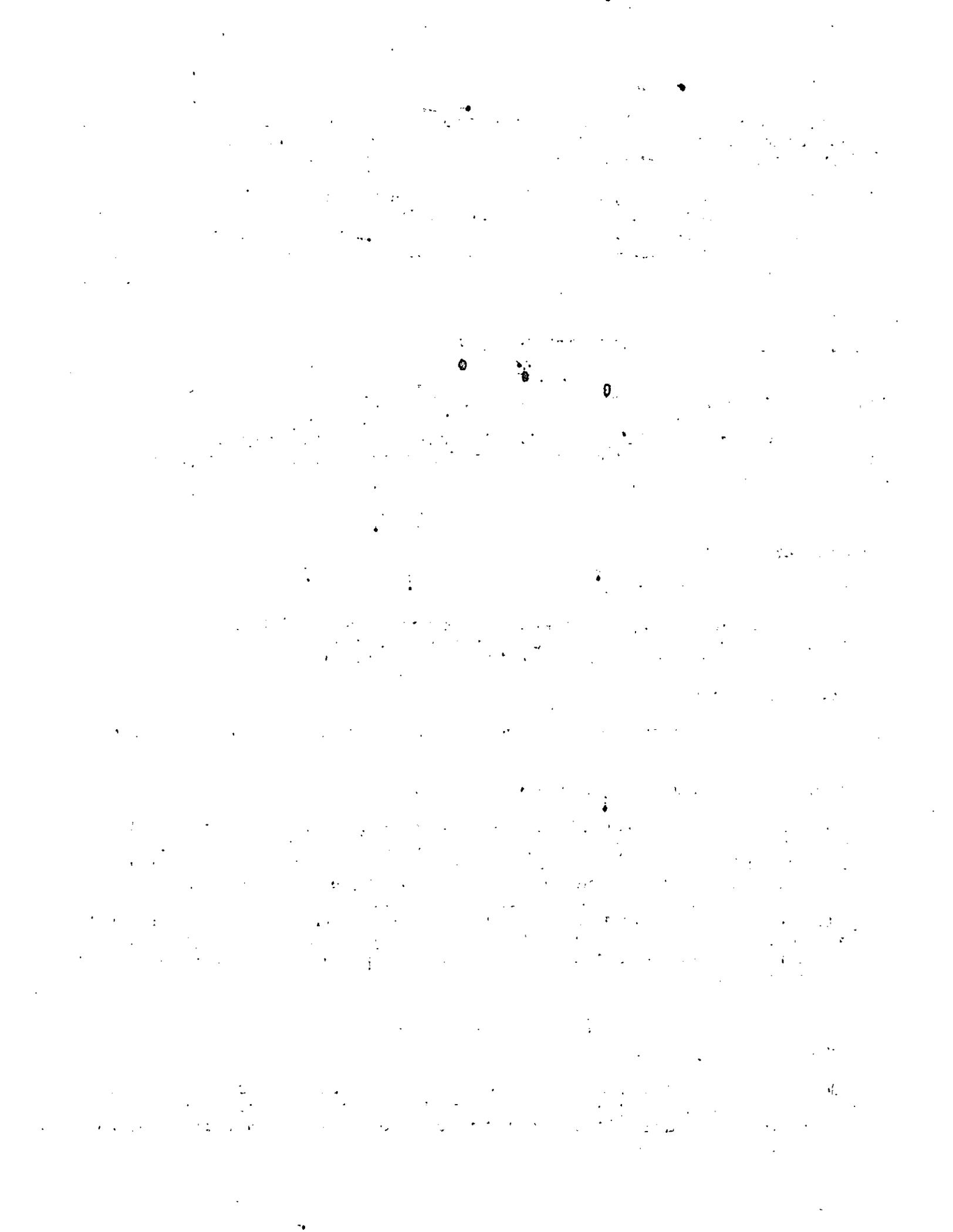
- 1) Identificar el material.

Para esta prueba se requiere una muestra representativa de suelo, debidamente cuarteada, con peso comprendido entre 1 y 1.5 kg. Se seca al aire lo necesario para facilitar su disgregación.

- 3) Disgregar grumos.
- 4) A la muestra disgregada manualmente se la criba por la malla número 10.
- 5) Obtener contenido de agua.
- 6) Como la curva peso volumétrico seco-contenido de agua debe definirse entre 6 u 8 puntos (la mitad de ellos abajo del contenido óptimo de agua y la otra mitad arriba), prepárense las mismas porciones de suelo en recipientes con el contenido de agua deseado y déjense en reposo por lo menos 24 horas; esto facilita una buena mezcla del agua y los finos. Las porciones de suelo deberán diferir en su contenido de agua de un espécimen a otro en dos puntos de porcentaje aproximadamente. Utilícese agua de buena calidad y mezclese al suelo con atomizador.

Procedimiento de prueba

Con el molde ajustado a su base y provisto de su extensión, colóquese en él la cantidad que se requiera de suelo en estado suelto. La colocación del suelo dentro del molde deberá hacerse en el número de



capas que se necesite (por lo común cinco); nivélese cada capa presionándola ligeramente con un pisón de hule.

Después de ajustar apropiadamente el resorte del pisón, insértese en el émbolo del pisón y presiónese hasta que el resorte se comprima hasta su tope. Quitese la presión, cámbiese ligeramente de posición el émbolo y repítase la operación, repartiendo así la presión aplicada de manera uniforme en la superficie de cada capa, hasta completar el número de aplicaciones necesarias.

- 3) Repítase este procedimiento para cada capa; procúrese que la capa superior sobresalga del molde por lo menos 1 cm (entrando en la extensión metálica del mismo).
- 5) Trasládese del conjunto del molde al aditamento para retirar la extensión; presiónese firmemente el émbolo del propio aparato y, a la vez, accionando el mecanismo extractor, suéltese el collar metálico del molde y del suelo compactado.
- 6) Quitese el molde de su base y enrásese con cuidado su borde superior con una regla metálica. Verifíquese también con la regla el enrasamiento del borde inferior del molde.
- 7) Pésese el molde que contiene al suelo compactado, con aproximación de 0.1 g.
- 8) Extráigase la muestra del molde utilizando el extractor y colóquesela en un recipiente apropiado para introducirla al horno y determinar su contenido de agua.
- 9) Compáctense otros especímenes con contenidos de agua crecientes, hasta que el peso húmedo de la muestra valla creciendo, hecho que señala que se ha sobrepasado el contenido de agua óptimo.
- 10) Calcúlese el peso volumétrico seco correspondiente a cada contenido de agua, mediante la fórmula

$$\gamma_d = \frac{\gamma_m}{1 + \omega}$$

y dibújese la curva de compactación para obtener el peso volumétrico máximo y el contenido óptimo de agua.

- 11) Si se desea, cámbiese el procedimiento de compactación variando el número de aplicaciones del pisón por capa, la presión por capa o el número de capas.

PRUEBA DE HVEEM, DE COMPACTACIÓN POR AMASADO

Esta prueba tiene por objeto representar en el laboratorio las condiciones de amasado que producen los equipos de compactación de campo.

Procedimiento

En los siguientes incisos se describe el procedimiento normal de fabricación del espécimen para suelos y agregados con finos que posean suficiente cohesión natural para mantener a los especímenes intactos durante los procesos de prueba. Los materiales sin cohesión, tales como agregados para bases, requieren del uso de canastillas de papel como ayuda para poder manejarlos sin que sufran alteraciones.

- 2) Colóquese el molde en el collarín con mango, que tiene un disco de hule de 10.00 cm (3-15/16") de diámetro y 0.32 cm (1/8") de espesor, pegado a la placa. Ajústese el molde para dejar un espaciado de 0.32 cm (1/8") entre el borde inferior del molde y la base del molde con mango. Sujétese así. Colóquese un disco de cartulina de 10 cm (3-15/16") dentro del molde, sobre el disco de hule. Póngase en su lugar la extensión con embudo y el molde sobre la placa giratoria del compactador y atorníllese.
- 3) Colóquese una muestra bien mezclada en el alimentador, con el material suelto y bien distribuido a lo largo de toda su extensión.
- 4) Echese a andar el compactador y ajústese la presión del aire del compactador a 1.05 Kg/cm^2 (15 lb/in^2), lo cual equivale a una presión en el pisón de aproximadamente 16.85 Kg/cm^2 (240 lb/in^2). Espérese hasta que el pisón alcance su posición más baja antes de colocar al material en el molde.

Con una espátula váyase depositando el material del alimentador en el molde de manera que se cubra su fondo; el resto de la muestra se vaciará en 20 partes iguales, una en cada aplicación del pisón; despues proporciónense 10 aplicaciones más para asentar y nivelar todo el material. Levántese y límpiase el pisón y colóquese un disco de hule de 10 cm de diámetro en la parte superior del espécimen. Si durante todas las operaciones anteriores la presión de 1.05 kg/cm^2 resultó excesiva y produjo levantamiento del material al rededor del pisón, podrá bajarse dicha presión.

- 6) Aflójese el molde dentro del collarín con mango, manipulando los tornillos, bájese el pisón e increméntese la presión del aire hasta obtener una presión en el pisón de 24.6 kg/cm^2 (350 lb/in^2), lo que normalmente se logra con una lectura de 1.48 kg/cm^2 (21 lb/in^2) en el manómetro que mide la presión del aire.
- 7) Las arcillas pueden requerir presiones de compactación menores, pues en ellas el pisón penetra con facilidad; en estos casos la penetración del pisón deberá ser el factor que se observe; se debe buscar que no sea mayor que 0.64 cm (1/4").
- 8) Aplíquese 100 veces el pisón al espécimen.
- 9) Si antes de las 100 aplicaciones aparece agua libre en la base del molde, deténgase el proceso de inmediato y anótese el número de aplicaciones.

III. COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE SUELOS COMPACTADOS

III.1. SUELOS FINOS PLÁSTICOS

III.1.1. FACTORES QUE INFLUYEN EN EL COMPORTAMIENTO MECÁNICO

ESTRUCTURA DEL SUELO, CAMPO VS LABORATORIO

La estructura y las propiedades ingenieriles en el material compactado dependen grandemente del método o tipo de compactación, de la energía aplicada del tipo de suelo y del contenido de agua. Por ejemplo, en el caso de las arcillas las investigaciones han demostrado que cuando éstas son compactadas con contenidos de agua abajo del óptimo, la estructura de los suelos es esencialmente independiente de la forma y del tipo de compactación. A la humedad óptima, sin embargo, el tipo de compactación tiene un efecto significativo en la estructura, resistencia, compresibilidad, etcétera, del suelo. La estructura del suelo se vuelve incrementadamente dispersa si se va aumentando el contenido de agua. En la rama izquierda de la curva de compactación los suelos son siempre floculentos, mientras que en la rama derecha la estructura del suelo se vuelve más orientada o dispersa. En la figura 4, por ejemplo, la estructura en el punto C es más orientada que en el punto A (en donde el suelo tiene una estructura floculenta, grumosa, o en castillo de naipes). Ahora si se incrementa la energía de compactación el suelo tiende a ser más orientado, aún con contenidos de agua abajo del óptimo. Si nos referimos nuevamente a la figura 4, la estructura en el punto E es más orientada que en el punto A; Del lado derecho, la estructura del suelo en el punto D será algo más orientada que en el punto C, aunque el efecto es menos significativo que en el lado izquierdo.

La diferencia de propiedades que el suelo pueda tener con los diversos métodos de compactación que se utilizan, considerando un mismo nivel de energía, al compararlos, se espera que se deban únicamente a una diferencia en las estructuras, la cual sería atribuible sólo a diferencias en la magnitud de las deformaciones angulares inducidas por el método de compactación. En el laboratorio, a mismo peso volumétrico y mismo contenido de agua, el máximo grado de orientación se logra por amasado y el mínimo por compactación estática.

A estructuras muy diferentes en el suelo corresponden propiedades fundamentales también muy diferentes. Por otro lado, casi todos los procesos de compactación de campo más usados, excluyendo la vibración, incluyen en mayor o menor grado efectos de amasado, en tanto que la compactación estática del laboratorio no puede considerarse representativa de ningún método actual de campo y, por ende, el uso de una prueba estática de laboratorio para estudios de suelos con fines de proyectar una estructura de tierra deberá cuestionarse seriamente. En el campo, el rodillo pata de cabra produce mayor orientación de partículas que el neumático.

SOLICITACIONES EN EL MATERIAL COMPACTADO

Al aumentar la energía de compactación, el aumento del peso volumétrico será tanto mayor cuanto menor sea el contenido de agua del suelo; cualquier incremento de energía que se aplica a un suelo con contenido de agua superior al óptimo se utiliza en producir deformación angular, pero no reducción de volumen; esto se debe a que un suelo con contenido de agua alto es más deformable y tiene bajo contenido de aire y por tanto, fase fluida menos compresible.

PREPARACIÓN DEL SUELO

Como se detallará mas adelante, el reuso y ^{no lograr} el logro de una homogénea distribución del contenido de agua influyen en la compactación y, por ende, en el comportamiento mecánico de los suelos compactados.

III.1.2. PERMEABILIDAD

La permeabilidad de un suelo compactado depende de su relación de vacíos, de su estructura y de su grado de saturación. La permeabilidad puede relacionarse con el cuadrado de la relación de vacíos del suelo.

Para una misma energía, la permeabilidad de un suelo compactado disminuye al aumentar el contenido de agua y alcanza un mínimo, próximo al contenido de agua óptimo; si incrementamos la energía utilizada el coeficiente de permeabilidad disminuye porque baja la relación de vacíos del suelo (incrementándose con ello el peso específico seco). El cambio en la permeabilidad, modificando el contenido de agua, se ilustra en la figura 5, donde puede observarse que la permeabilidad tiene un orden de magnitud más alto para contenidos de agua abajo del óptimo, que para contenidos arriba del óptimo.

La estructuración es el factor que más afecta a la permeabilidad de un suelo compactado. A mayor contenido de agua y mayor distorsión producida por la compactación (a lo que corresponde mayor orientación en las partículas) se obtiene menor permeabilidad y las diferencias por este efecto son muy importantes.

La figura 6 muestra las diferencias de permeabilidad que se obtuvieron para un mismo suelo que se compactó en el campo con rodillo pata de cabra y en el laboratorio con un compactador de amasado, llegando siempre al mismo peso volumétrico seco con el mismo contenido de agua.

III.1.3. COMPRESIBILIDAD Y EXPANSIÓN

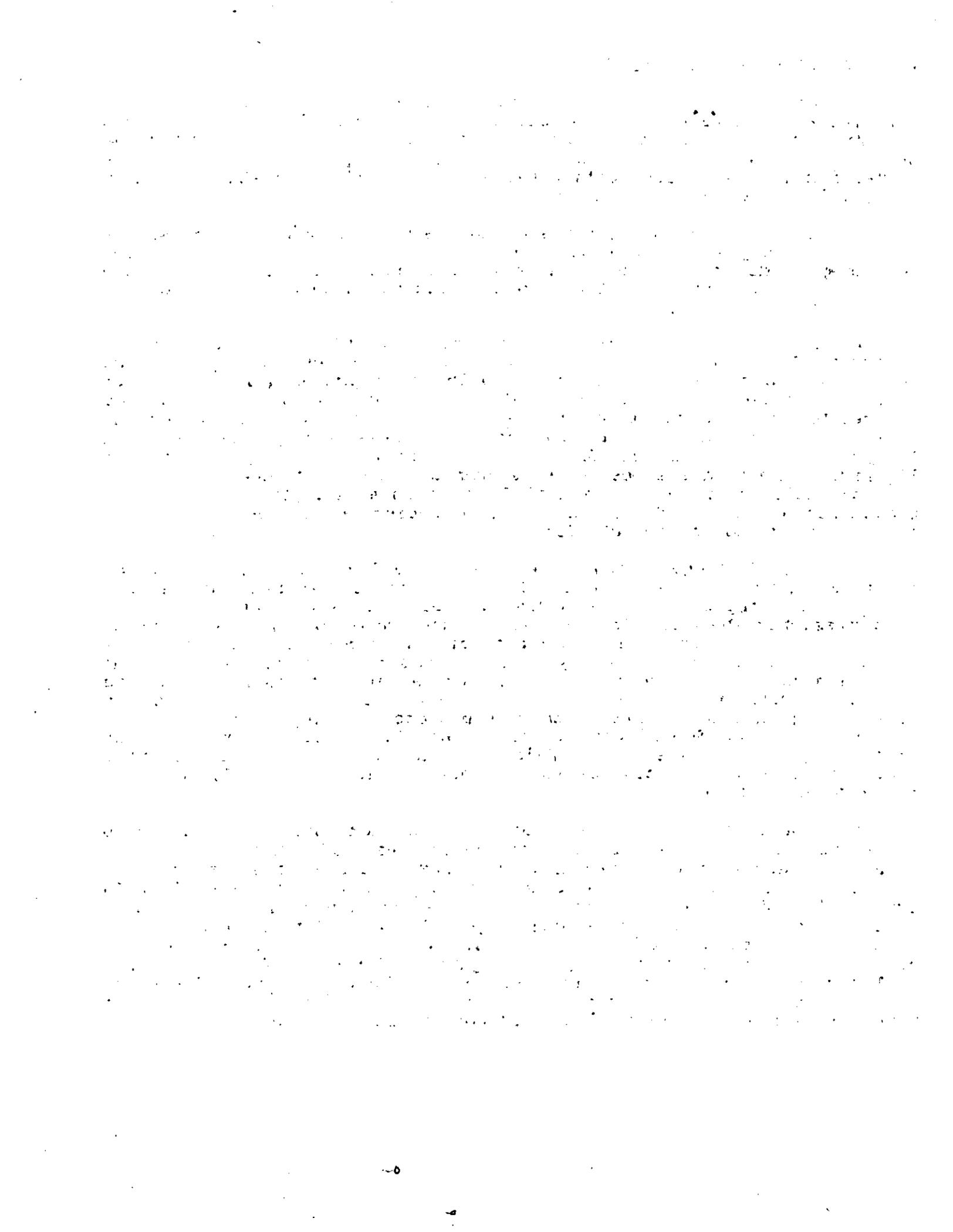
Cuando un suelo arcilloso cambia de volumen existen dos componentes de formación a nivel estructural. En primer lugar, la correspondiente a variaciones de las distancias entre las partículas con grado de orientación constante, y en segundo la que ocurre por reducciones de las distancias medias de las partículas, sin que cambie su distancia mínima por aumento de grado de orientación.

Si se compactan dos muestras de un suelo arcilloso con los mismos métodos y energías de compactación y al mismo peso volumétrico seco, pero empleando en un caso una humedad menor que la óptima y en el otro mayor, se obtiene un comportamiento en procesos de carga como la que se muestra en la figura 8.

En primer lugar, la muestra que se compactó en el lado húmedo (muestra 2) exhibe una curva de compresibilidad con la forma típica regular que corresponde al tipo de suelo de la prueba (arcilloso), en tanto que la muestra 1, compactada del lado seco, presenta una curva de compresibilidad que se diría compuesta de dos curvas convencionales. En suelos que se compactaron por amasado, se ha observado que la presión a la que aparece la transición, con variación brusca de pendiente, es ligeramente menor que el esfuerzo de compactación. Al parecer el aumento del coeficiente de compresibilidad (pendiente abrupta) se debe al predominio de la tendencia a la aproximación de las partículas con aumento del grado de compactación.

En segundo lugar, bajo presiones pequeñas, el coeficiente de compresibilidad del suelo compactado en el lado seco es menor que el del que se compactó en el lado húmedo, pero esta situación se invierte bajo presiones grandes. Esto se debe a que bajo poca presión ocurren cambios insignificantes en el grado de orientación de las partículas de las dos muestras, y al ser mayor en la muestra 2 la distancia mínima entre partículas, la resistencia que oponen para aproximarse es más grande en esta muestra que en la 1; bajo grandes presiones, en la muestra 1 (del lado seco) ocurren deformaciones volumétricas debidas al aumento del grado de orientación de las partículas por colapso, que no tienen lugar en la muestra 2. Bajo presiones muy altas ambas muestras llegan a la misma relación de vacíos, pues en las dos se llega a una estructuración similar.

La expansión de arcillas compactadas con contenidos de agua abajo de la humedad óptima, es grande; cuentan con una deficiencia relativa de agua y por eso tienen la tendencia de absorber agua y a expandirse más que las compactadas con contenidos de agua por arriba de la óptimo. La expansibilidad crece con la energía de compactación. Los suelos compactados con contenidos de agua abajo del óptimo son, en general, más sensibles a los cambios de ambiente. Lo contrario sucede para la contracción, como se muestra en la figura 9, donde se observa que los suelos compactados con contenidos de agua arriba del óptimo, tienen una contracción más alta. También se observa en la figura 8 el efecto que tiene el método de compactación en la contracción del suelo.



III.1.4. RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

La resistencia al desplazamiento relativo de las partículas de un suelo arcilloso depende del esfuerzo normal efectivo y del valor medio de la distancia mínima entre partículas; la resistencia aumenta cuando dicho valor medio disminuye.

En los suelos finos compactados suelen desarrollarse presiones neutrales negativas, una vez que la compactación a sido terminada. Estas presiones negativas dependen fundamentalmente del grado de saturación del suelo. Las presiones negativas desarrolladas en el agua son mayores a menor grado de saturación inicial y hacen que sea también mayor la resistencia del suelo compactado y menor su deformabilidad.

COMPORTAMIENTO EN PRUEBA RÁPIDA (SIN CONSOLIDACION Y SIN DRENAJE)

Puesto que el grado de saturación influye mucho en las propiedades de los suelos compactados, la respuesta de una misma muestra en prueba triaxial rápida dependerá de si se la ensaya con el grado de saturación que adquiere cuando se compacta, o de si se la satura a volumen constante antes de probarla. En el primer caso, la resistencia es función de la presión de confinamiento en la cámara, pues la compresibilidad del aire hace que la relación de vacíos varíe con tal presión; en el segundo caso, el comportamiento del suelo es independiente de la presión en la cámara.

Las muestras compactadas con contenidos de agua abajo del óptimo tienen más resistencia que las compactadas con contenidos de agua arriba de la humedad óptima. La resistencia de un suelo con contenido de agua arriba de la humedad óptima también depende un tanto del tipo de compactación, debido a diferencias en la estructura del suelo. Si se humedecen las muestras el cuadro cambia debido a la expansión, especialmente para contenidos de agua abajo de la humedad óptima. La figura 10 muestra las curvas de resistencia para una arcilla compactada por amasado, para tres diferentes energías de compactación. Las curvas muestran la resistencias definidas como el esfuerzo requerido para provocar 5 y 25% de deformación.

COMPORTAMIENTO EN PRUEBA RÁPIDA CONSOLIDADA

Algunas investigaciones indican que para una misma humedad de compactación la resistencia aumenta con el peso volumétrico; a mayor peso volumétrico en la compactación, resultará mayor la resistencia después de la consolidación, al comenzar la aplicación del esfuerzo desviador, resultando así menores presiones neutrales.

A mismo peso volumétrico de compactación, la resistencia crece con la humedad de compactación; cuanto más alta es la humedad de compactación, más compresible es el suelo y mayor el peso volumétrico que se obtiene después de la consolidación, inmediatamente antes de aplicar el esfuerzo desviador, lo que conduce a mayores resistencias.

COMPORTAMIENTO EN PRUEBA LENTA

A un contenido de agua de compactación, constante, la resistencia a prueba lenta crece con el peso volumétrico seco, por el menor espaciamiento que logran las partículas. A peso volumétrico seco constante, la compresibilidad del suelo crece con el contenido de agua de compactación y por esta razón disminuye el espaciamiento de las partículas en el instante de la falla.

RESISTENCIA A LA EROSIÓN INTERNA

La resistencia de los suelos finos compactados a la tubificación y otros efectos de las fuerzas de filtración, depende de la trabazón entre sus partículas, determinada por la geometría de la estructura y por la magnitud de las fuerzas electromagnéticas entre partícula y partícula. La compactación de suelos del lado seco del óptimo produce bajo grado de orientación y alta permeabilidad. Si en tal caso ocurre flujo y se lava el suelo con agua con baja concentración de sales, aumentarán las fuerzas de repulsión entre partículas, favoreciéndose en arrastre de las mismas. Si la compactación se hace del lado de las humedades mayores que la óptima se tiene, por efectos contrarios, menor susceptibilidad a la tubificación.

VALOR RELATIVO DE SOPORTE (V.R.S.)

La figura 11 muestra la variación del valor relativo de soporte de una arcilla limosa con las condiciones de compactación; el valor relativo de soporte depende tanto del contenido de agua como del peso volumétrico que se alcance. Para especímenes que se prueban después de ser saturados se obtiene una curva parecida a la de compactación, debido a la absorción de agua y expansión que sufre el espécimen durante la saturación. La figura muestra también la expansión que sufren los especímenes en función del contenido de agua con que se compactaron; se ve la conveniencia de compactar los suelos expansivos en el lado húmedo, independientemente de que en tal caso se llegue a un menor valor relativo de soporte.

EFFECTOS DE TIEMPO

Las investigaciones indican que el paso del tiempo afecta de manera significativa a la resistencia de las arcillas compactadas. La figura 12 muestra un ejemplo de este hecho. Una arcilla limosa con notables propiedades tixotrópicas se probó hasta la falla en compresión simple con velocidades de aplicación de la carga que variaron desde 5 minutos, hasta 10 días, en dos series de pruebas, en un caso realizadas inmediatamente después de la compactación y en el otro tras un período de almacenamiento de 18 días a humedad y peso volumétrico constantes. La resistencia se definió como el esfuerzo desviador requerido para causar al espécimen una deformación unitaria de 10%.

En los especímenes que se probaron inmediatamente después de la compactación se produjo una disminución ligera de la resistencia entre tiempos de carga de 5 y 100 minutos, de manera que la resistencia fué 5% mayor en una prueba de 10 días que en la prueba estándar que dura aproximadamente 10 minutos.

En los especímenes que se probaron después de 18 días de almacenamiento, la resistencia disminuyó algo con el tiempo de carga hasta un día y después aumentó ligeramente hasta 10 días, pero en este caso no se produjeron diferencias de más de 4% de la resistencia estándar.

El considerable aumento de resistencia para los especímenes en que se realizaron pruebas largas inmediatamente después de su compactación se debe sobre todo a efectos normales de tixotropía, que ocurren con rapidez y no se hace notar en las muestras que se almacenen.

En general un suelo compactado gana resistencia con el tiempo.

III.2. SUELOS GRUESOS

ARENAS COMPACTADAS

Si, por ejemplo, en un aparato de corte directo se prueba una arena suelta para obtener su resistencia al esfuerzo cortante, se obtendrá una curva esfuerzo-deformación del tipo plástico, como la que se ilustra en la figura 13. Para producir deformaciones crecientes se necesitan esfuerzos tangenciales crecientes. En la misma prueba una arena muy compacta mostrará la curva esfuerzo-deformación con línea discontinua que aparece en la misma figura; al principio se necesita esfuerzo creciente para aumentar la deformación, pero una vez que se sobrepasa un valor máximo del esfuerzo, éste puede disminuir sin que la deformación deje de crecer (comportamiento frágil). Esta diferencia de comportamiento puede expresarse en términos de comportamiento; en arena compacta no sólo es preciso vencer el rozamiento entre los granos, sino obligarlos a girar y moverse, rodando uno sobre otros; sin embargo, una vez que se ha roto la trabazón estructural compacta inicial, se facilita mucho su movimiento relativo. Por el contrario, en arena suelta, la estructuración inicial es floja e inestable y es fácil iniciar el movimiento relativo, pero éste va produciendo estructuras cada vez más cerradas, y la resistencia de la arena va creciendo en forma paulatina hasta un cierto límite. Esta estructura es prácticamente igual a la que se llega al compactar la arena, por lo que la resistencia final o residual es la misma en el caso suelto y en el compacto.

La parte inferior de la figura 13 muestra las variaciones de volumen que sufre la muestra durante la deformación. El volumen de las arenas sueltas disminuye desde un principio, a causa de la destrucción de las inestables estructuras iniciales. En las arenas compactas hay al principio una ligera disminución de volumen por el aumento del nivel general de esfuerzos, pero en seguida el proceso de deformación produce un aumento de volumen. En la figura se aprecia que la resistencia máxima

que puede desarrollar una arena compacta es mucho mayor que la que puede ofrecer la misma arena, suelta. Naturalmente que no siempre son favorables las características con que se presenta la resistencia en arenas compactas; por ejemplo, en arena suelta se desarrolla siempre resistencia creciente, en tanto que la compacta exhibe una falla frágil, a partir de la cual su resistencia cae mucho, hecho que pudiera tener importancia en las aplicaciones; las arenas compactas son también susceptibles de falla progresiva.

La compresibilidad de las arenas compactadas también disminuye mucho respecto a la de las arenas sueltas.

IV. FACTORES QUE INFLUYEN EN EL PROCESO DE COMPACTACION

IV.1. POR PARTE DEL MATERIAL

NATURALEZA Y ORIGEN

Es claro que la clase de suelo con que se trabaja influye de manera decisiva en el proceso de compactación. Este hecho puede notarse observando las figuras 2 y 3 que muestran la influencia del tipo de material en la compactación.

CONTENIDO NATURAL DE AGUA VS CONTENIDO DE AGUA DE COMPACTACION

Esto se refiere al contenido natural de agua que el suelo poseía antes de añadirle o quitarle humedad para compactarlo, en busca del contenido óptimo o cualquier otro con que se hubiere decidido realizar la prueba.

En los procesos de campo el contenido de agua original no sólo ejerce gran influencia en la respuesta del suelo al equipo de compactación, sino que también gobierna en gran parte el comportamiento ulterior de la masa compactada. Aunque por lo general sólo pueden lograrse cambios relativamente pequeños al humedecer o secar el suelo extendido en la obra, es muy aconsejable buscar siempre condiciones de humedad natural que no se aparten mucho de la óptima para el proceso de compactación que vaya a usarse; lo que significa que el material ha de ser preparado de alguna manera antes de ser compactado.

En los procesos de laboratorio, el contenido natural de agua del suelo tiene especial influencia en las compactaciones que se logren con una cierta energía, a humedades menores que la óptima, sobre todo cuando se procede a compactar el suelo inmediatamente después de la incorporación del agua. En un suelo originalmente bastante seco, el agua que se añada producirá mayor diferencia inmediata entre las condiciones de humedad interna y externa de los grumos, que en otro que originalmente hubiese estado más húmedo.

The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. It emphasizes that every entry should be supported by a valid receipt or invoice. This ensures transparency and allows for easy verification of the data.

Additionally, it is noted that regular audits are essential to identify any discrepancies or errors early on. This proactive approach helps in maintaining the integrity of the financial statements and prevents any potential issues from escalating.

The second section focuses on the role of technology in modern accounting. It highlights how software solutions have revolutionized the way businesses manage their finances. From automated data entry to real-time reporting, these tools significantly reduce the risk of human error and improve efficiency.

However, it also points out that while technology is a powerful asset, it is not a substitute for human oversight. Accountants must still exercise their professional judgment and ensure that the software is configured correctly to meet the specific needs of the business.

In the third part, the document explores the impact of tax regulations on business operations. It explains that staying up-to-date with the latest tax laws is crucial for minimizing the company's tax liability and avoiding penalties. This often requires a close collaboration with tax professionals.

Furthermore, it discusses the importance of proper tax planning. By strategically timing income and expenses, businesses can optimize their financial performance and ensure they are in full compliance with all applicable regulations.

The final section addresses the challenges of financial forecasting. It notes that while forecasting is a key component of strategic planning, it is often difficult to predict the future with absolute certainty due to various external factors.

To mitigate these risks, the document suggests using a combination of historical data and market trends to create realistic scenarios. Regularly reviewing and adjusting these forecasts as new information becomes available is also recommended to ensure the business remains on track.

PORCENTAJE DE AGREGADOS GRUESO O FINO

La figura 2 muestra la influencia de este factor. Se observa que se tiene, en general, una menor eficiencia en la compactación a mayor porcentaje de finos para un suelo dado. También se observa en la figura la influencia de la graduación en la compactación del material. Entre mejor graduación se tenga del suelo más eficiente será la compactación.

COMPETENCIA DEL GRANO VS ENERGÍA DE COMPACTACIÓN

Un efecto que merece especial atención es la degradación estructural que sufren muchos suelos gruesos por el proceso de compactación, lo que se traduce en cambios importantes en la granulometría, de manera que la que se obtiene en el campo no es la misma que se obtuvo en el laboratorio, que se traduciría en diferencias de los resultados de compactación en campo y en el laboratorio.

IV.2. POR PARTE DEL PROCEDIMIENTO DE PREPARACIÓN DEL MATERIAL

SECADO PREVIO Y PROCEDIMIENTO DE SECADO

En los laboratorios, es común presentar los resultados de las pruebas de compactación con base en gráficas $\gamma_d - \omega\%$ (peso volumétrico seco vs contenido de agua). Estas curvas son diferentes si las pruebas se efectúan a partir de un suelo relativamente seco al que se va agregando agua o si se parte de un suelo húmedo, que se va secando según avanza la prueba. Las investigaciones experimentales comprueban que en el primer caso se obtienen pesos específicos secos mayores que en el segundo, para un mismo suelo y con los mismos contenidos de agua; este efecto parece ser particularmente notable en los suelos finos plásticos con contenidos de agua inferiores al óptimo.

TAMAÑO MÁXIMO DE PARTÍCULAS Y SUSTITUCIÓN POR FRACCIÓN EQUIVALENTE

El peso volumétrico aumenta al aumentar el porcentaje de gruesos hasta un cierto límite, arriba del cual disminuye. Si el porcentaje de gruesos es constante, pero se cambia la granulometría de la fracción gruesa el peso volumétrico aumenta al mejorar la distribución granulométrica de dicha fracción gruesa. Por esta razón es inadecuado el procedimiento de compactación de laboratorio en que la fracción retenida en una malla se sustituye por el mismo peso del material que pasa por dicha malla y lo retiene la número 4; si tal método se aplica, se obtienen resultados que pudieran desviarse significativamente de lo que ocurra en el campo.

PROCEDIMIENTO DE INCORPORACIÓN DE AGUA

La forma usual de expresar el contenido de agua, establece solamente la proporción que existe entre el peso de ésta y el del suelo seco, pero no explica la forma como esa agua se encuentra distribuida en las partículas o en los grumos del suelo. Las diferencias en la distribución de la humedad ejercen un efecto muy importante en la curva $\gamma_d - \omega\%$; especialmente en los suelos finos. Algunos suelos tienden a formar grumos cuando se les incorpora agua; para disminuir este efecto se recomienda que, en este tipo de suelos, la incorporación de agua se haga con un aspersor

TIEMPO PARA HOMOGENEIZACIÓN

Cuando el suelo esta seco y se le agrega agua, ésta tiende a quedar en la periferia de los grumos, con propensión a penetrar en ellos sólo después de algún tiempo. Si el lapso que se deja pasar entre la incorporación del agua y el momento en que se aplique la energía de compactación, es largo, se permite la incorporación uniforme del agua a los grumos del suelo, con la consecuente disminución de su humedad superficial y el aumento de las presiones capilares.

En los laboratorios es común que se proceda a partir de un suelo ativamente seco; se incorpora agua según avanza la prueba y se deja pasar el tiempo suficiente tras la incorporación (24 horas), para permitir la distribución uniforme del agua en el suelo y evitar que la humedad superficial de los grumos que pudiese contener el suelo sea diferente a la interna.

RECOMPACTACIÓN O REUTILIZACIÓN DEL MATERIAL

En muchos laboratorios es práctica común usar la misma muestra de suelo para la obtención de puntos sucesivos de las pruebas de compactación; ello implica la continuada recompactación del mismo suelo. Se ha visto que esta práctica es inconveniente en lo absoluto, toda vez que la experimentación ha demostrado, que si se trabaja con suelos recompactados los pesos volumétricos que se obtienen son mayores que los que se logran con muestras vírgenes en igualdad de circunstancias, de modo que con suelos recompactados la prueba puede llegar a dejar de ser representativa.

IV.3. POR EL PROCEDIMIENTO DE COMPACTACIÓN

TAMAÑO DEL MOLDE

El tamaño del molde tiene influencia en el peso específico seco obtenido para energías de compactación comparables. Zeigler reporta los resultados de pruebas de compactación hechas en moldes de 4 y 6 pulgadas en mezclas de gravas. En el molde de 4" se uso el método estandar de

compactación, utilizando un pisón de 5.5 lb y 25 golpes por cada una de las tres capas (altura del molde = 12"), usando un tamaño máximo de partículas de 3/4". En el molde de 6" se utilizó una energía de compactación similar, aplicando 74 golpes por cada una de las tres capas empleadas (altura del molde = 12") y un pisón de 5.5 lb. Se obtuvieron diferencias entre los resultados obtenidos de los dos moldes utilizados, las que variaron aproximadamente con la relación área de fricción-área de la sección transversal; en el caso del molde de 4" esta relación (4.58) fue más grande que para el molde de 6" (3.05). Se llegó a la conclusión de que el molde de 6" fue más representativo de las condiciones de compactación en el campo.

FORMA DEL MOLDE

Se entiende que la energía de compactación deba ser repartida de manera uniforme en todo el volumen del suelo, es por eso que si se utilizan moldes de diferente forma puede haber diferencias en los resultados, debidas a diferencias en la distribución de la energía de compactación.

FRECUENCIA EN LA APLICACIÓN DE CARGAS

Las figuras 15 y 16 muestran la influencia de la frecuencia de operación de un equipo compactador en varios tipos de suelos. Se observa que hay una frecuencia en donde el suelo alcanza su máxima densidad, por tanto la frecuencia en la aplicación de las cargas es un factor importante que hay que tomar en cuenta.

REFERENCIAS:

- 1.- D. Holtz, R, D. Kovacs, W. "An introduction to Geotechnical Engineering". Prentice Hall.
- 2.- Juárez Badillo E., Rico Rodriguez A. "Mecánica de Suelos", tomo I. Ed. LIMUSA.
- 3.- Rico Rodriguez A., Del Castillo Mejia H. "La Ingeniería de Suelos en la Vías Terrestres", Volumen I. Ed. LIMUSA.

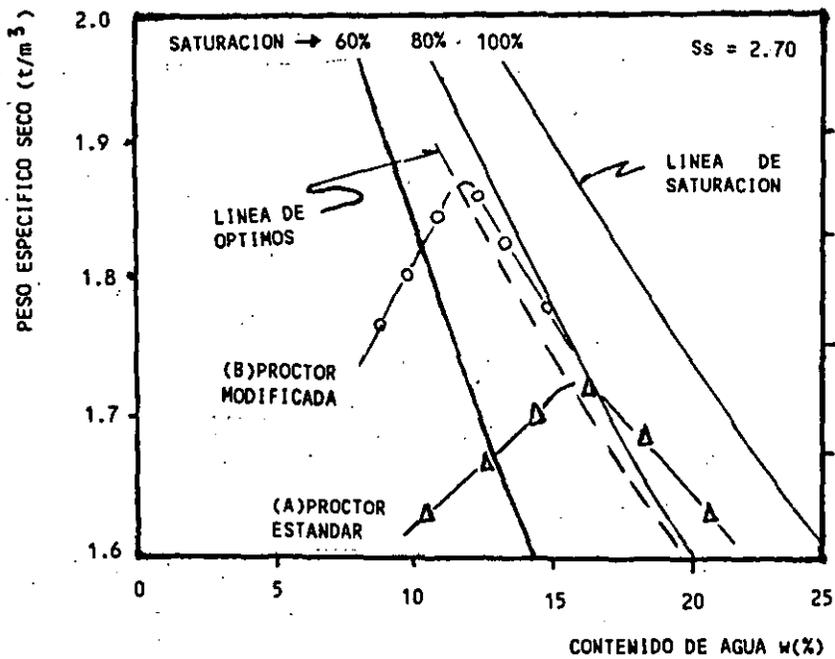


FIG 1 CURVAS DE COMPACTACION PROCTOR ESTANDAR Y PROCTOR MODIFICADA.

ESTRUCTURA Y PLASTICIDAD

#	DESCRIPCION	ARENA	LIMO	ARCILLA	LL	IP
1	ARENA LIMOSA BIEN GRADUADA	88	10	2	16	0
2	ARENA ALUVIAL BIEN GRADUADA	72	15	13	16	0
3	ARENA ALUVIAL MAL GRADUADA	73	9	18	22	4
4	ARCILLA ARENOLIMOSA (INORG.)	32	33	35	28	9
5	ARCILLA LIMOSA (INORGANICA)	5	64	31	36	15
6	LIMO LOESIAL	5	85	10	26	2
7	ARCILLA FIRME	6	22	72	67	40
8	ARENA MAL GRADUADA	94	6	6	0	-

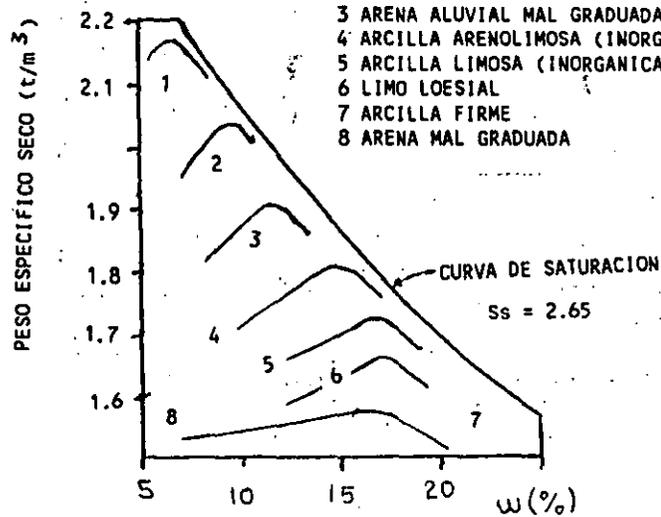


FIG 2 CURVAS CONTENIDO DE AGUA-PESO ESP. SECO, PARA 8 SUELOS COMPACTADOS MEDIANTE LA PRUEBA PROCTOR ESTANDAR.

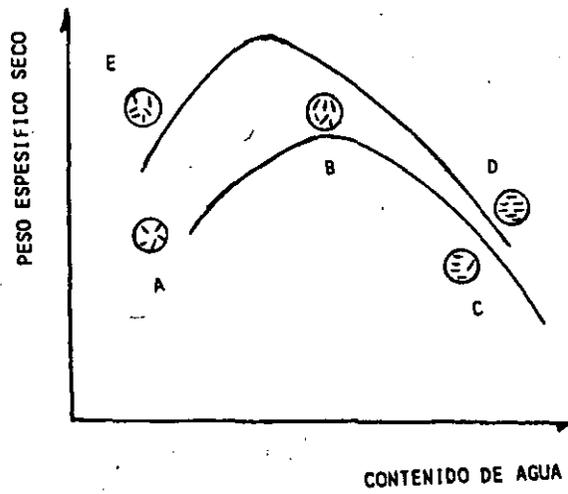


FIG 4 EFECTO DE LA COMPACTACION EN LA ESTRUCTURA DEL SUELO

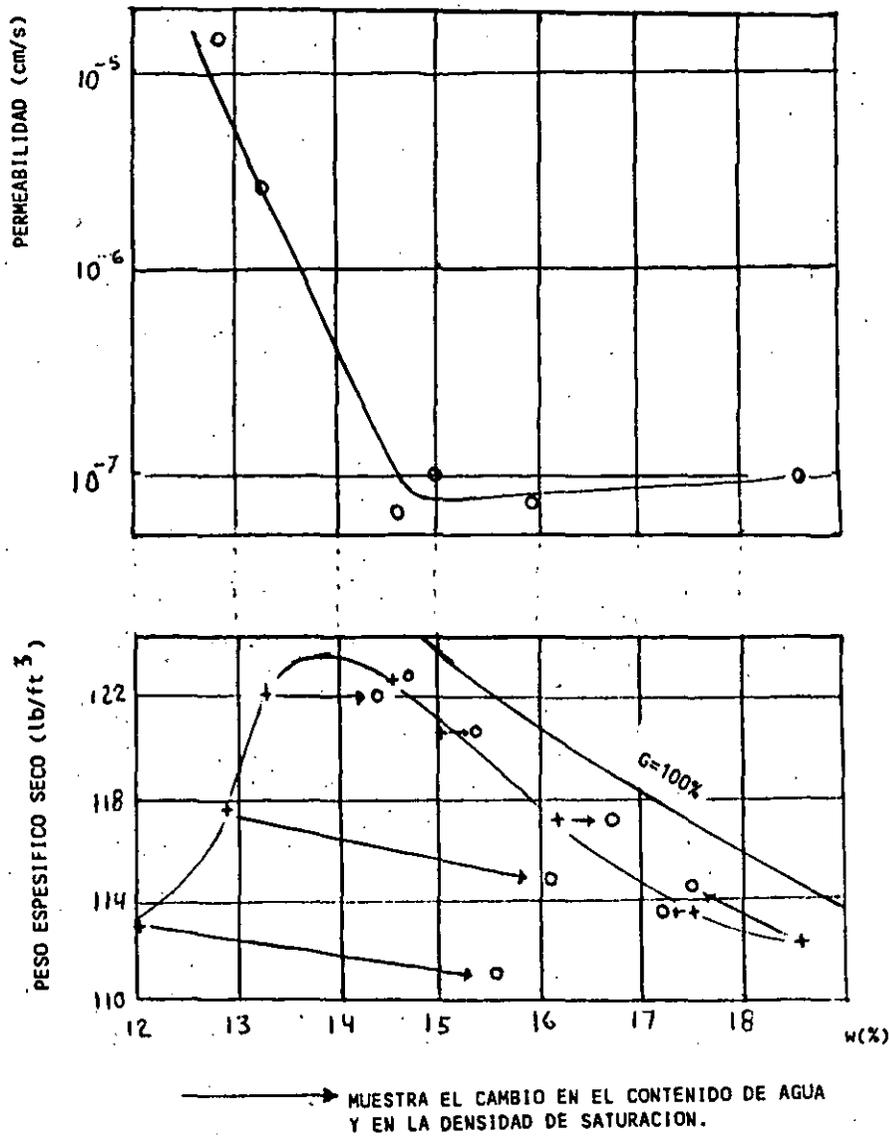
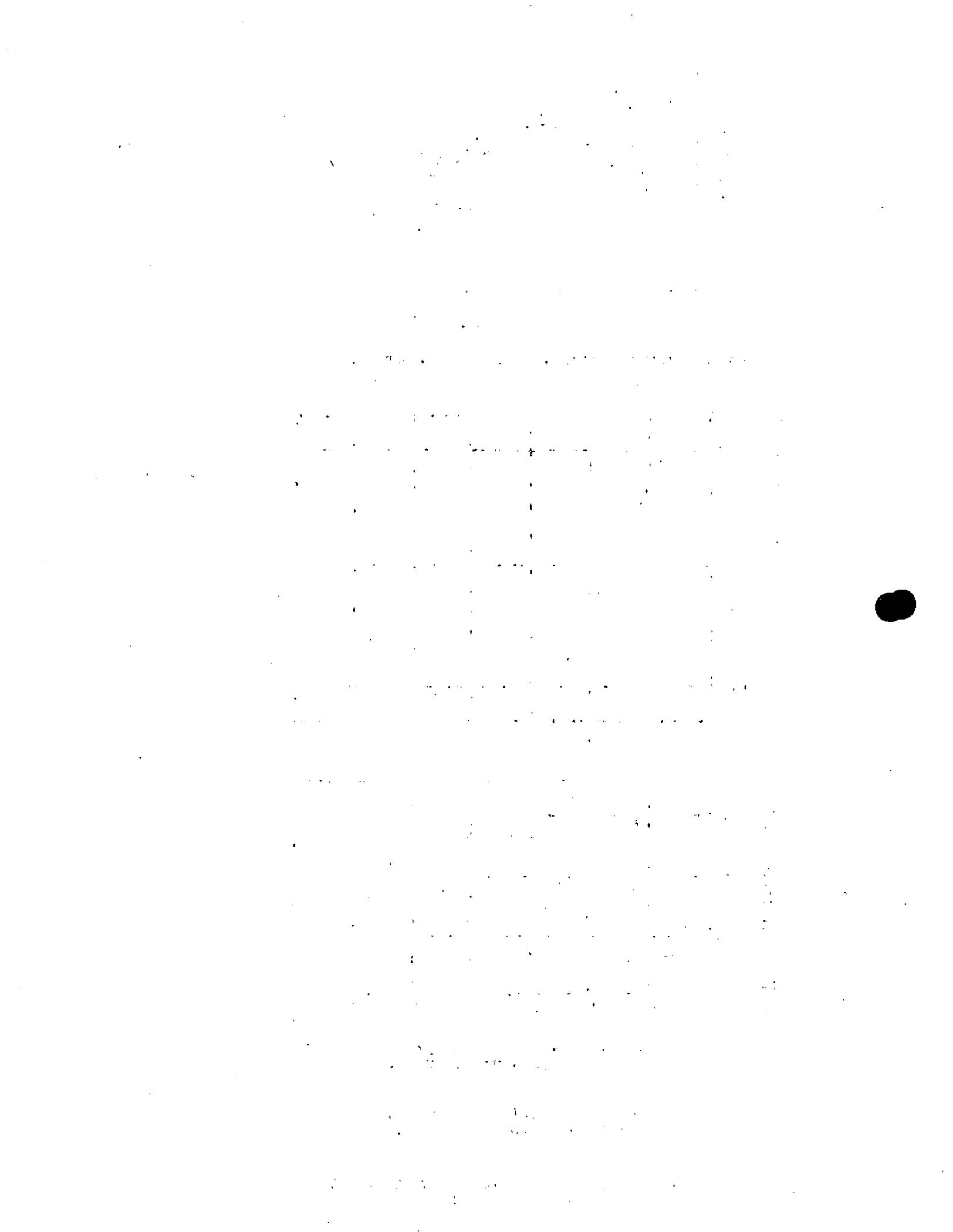
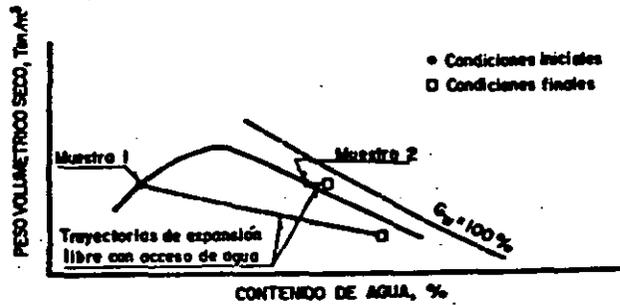
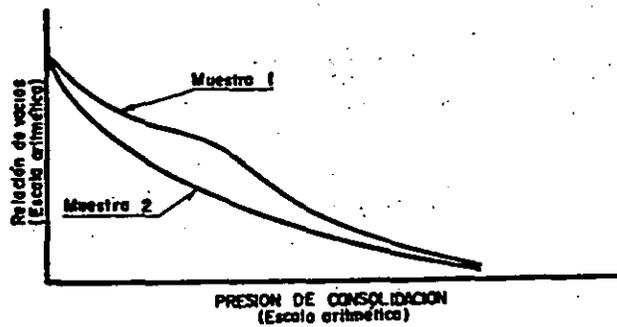


FIG 5 CAMBIO EN LA PERMEABILIDAD AL VARIAR EL CONTENIDO DE AGUA DE LA MUESTRA EN EL MOLDE.





a) Condiciones de compactación y trayectorias de expansión libre



b) Curvas relación de vacíos-presión

Figura 7 Compresibilidad y expansividad de un suelo arcilloso compactado a una misma relación de vacíos con contenidos de agua a ambos lados óptimo

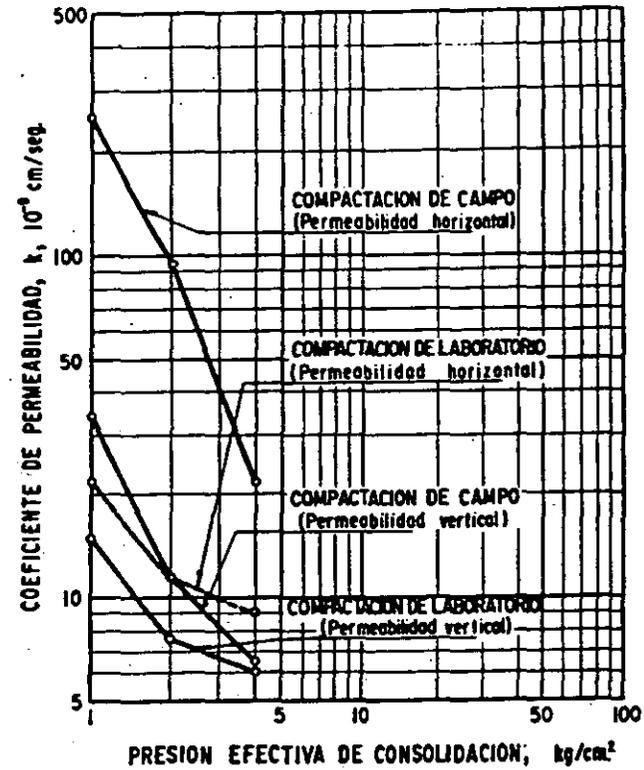


Figura 8 Diferencias de permeabilidad vertical y horizontal en muestras compactadas en el campo y en el laboratorio

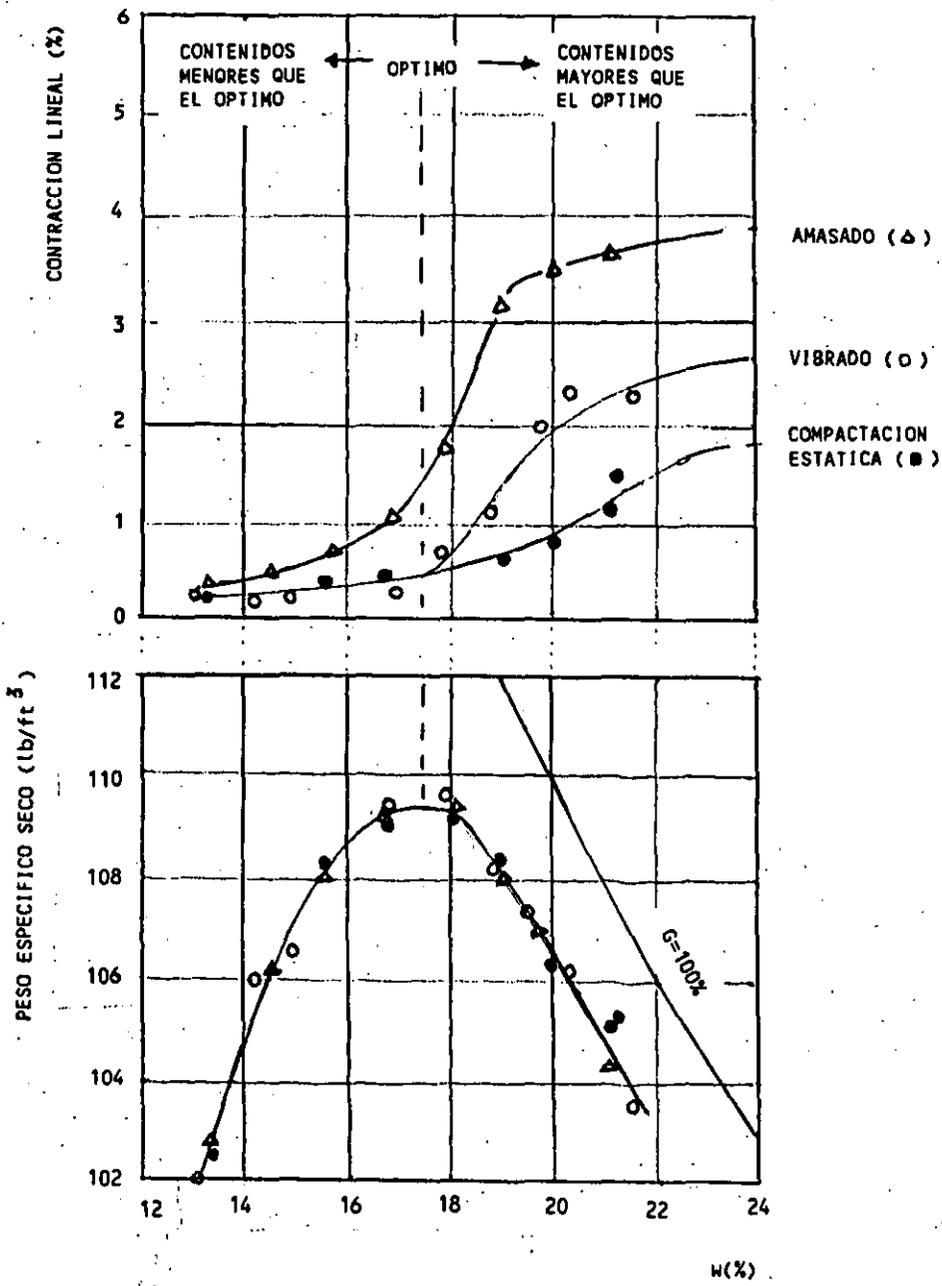
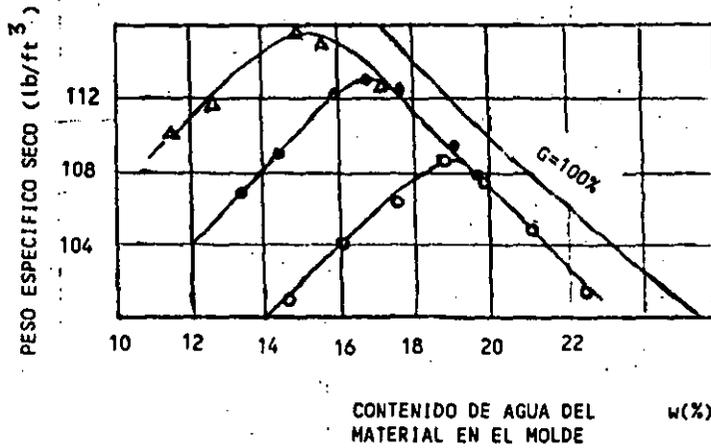
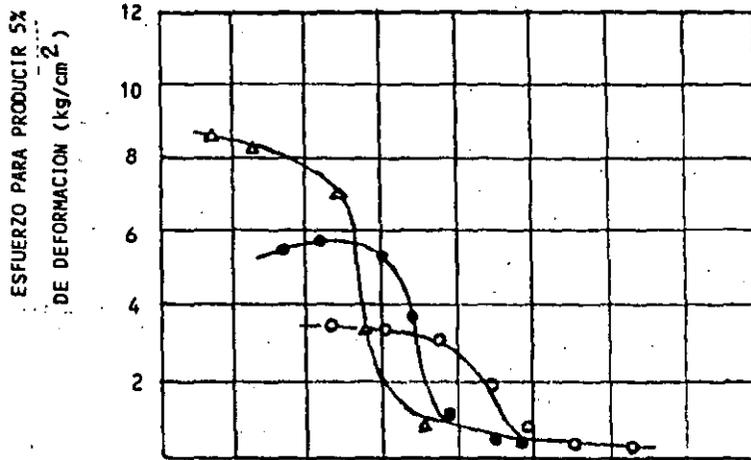
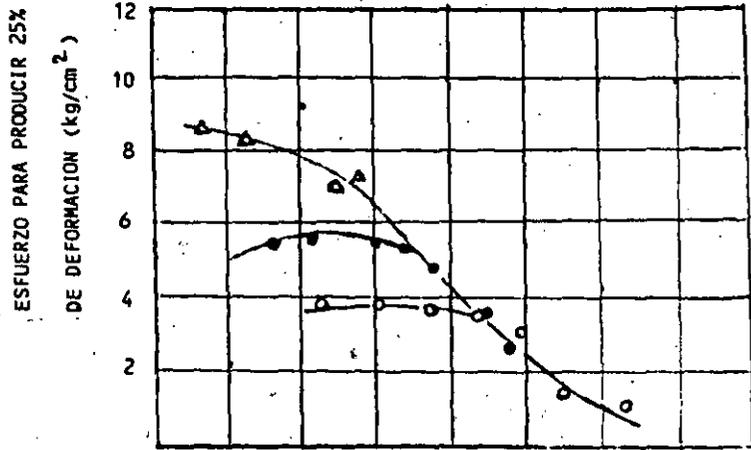


FIG. 9 LA CONTRACCION ES FUNCION DEL CONTENIDO DE AGUA Y EL TIPO DE COMPACTACION.

PRUEBA NO CONSOLIDADA NO DRENADA
 PRESION DE CONFINAMIENTO = 10 kg/cm²



NUM. DE CAPAS	NUM. GOLPES CAPA	ENERGIA ESFUERZO DE COMPACTACION
△ 7	15	276 psi
● 7	15	136 psi
○ 7	15	65 psi

FIG 10 RESISTENCIA EN FUNCION DEL ESFUERZO DE COMPACTACION Y DEL CONTENIDO DE AGUA DEL MATERIAL EN EL MOLDE.

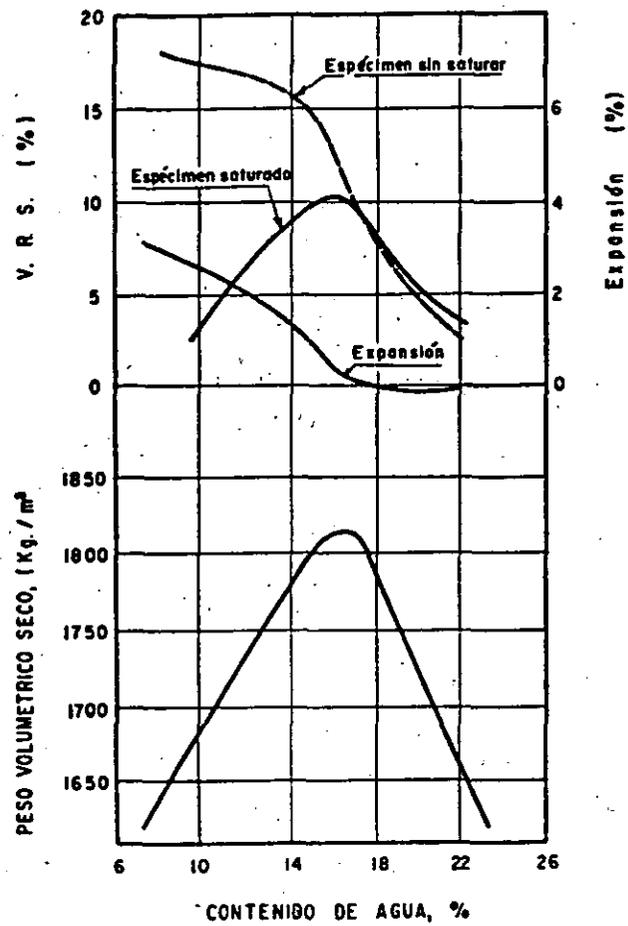


Figura 11 Variación del V. R. S. de una arcilla limosa con la compactación

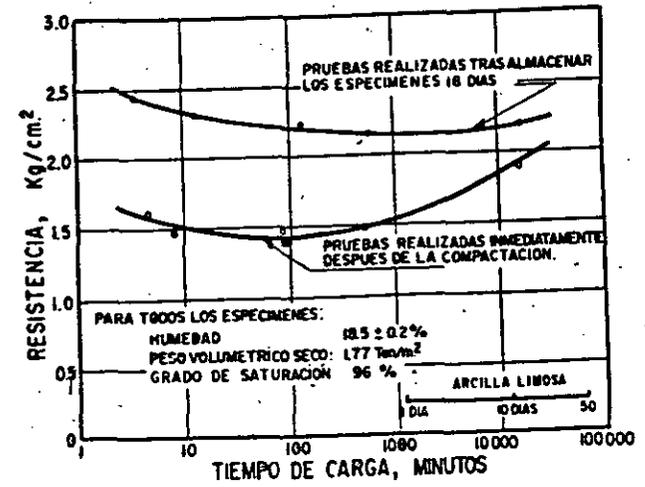


Figura 12 Efectos de tiempo en la resistencia de una arcilla limosa con alto grado de saturación

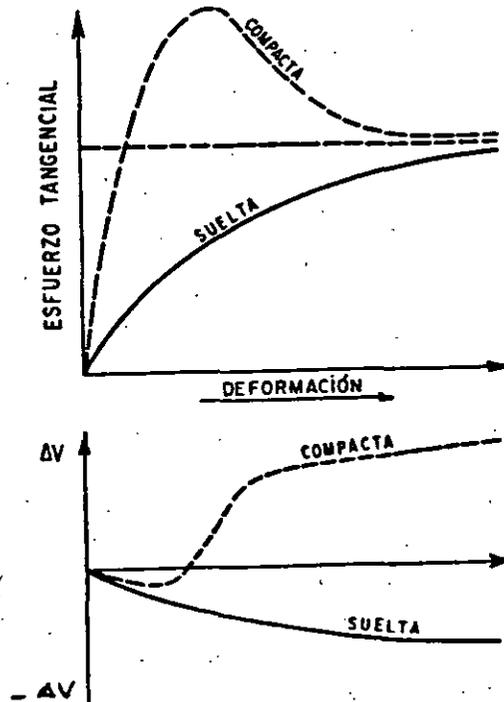


Figura 13 Diferencias de comportamiento entre una suelta y una compacta

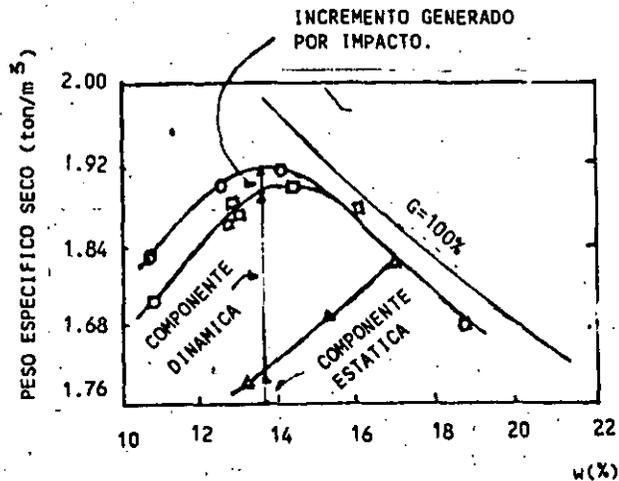


FIG 15 RESULTADOS DE LA COMPACTACION DE ARENA LIMOSA EN CAPAS DE 30 cm, CON Y SIN VIBRACION USANDO UN RODILLO VIBRATORIO REMOLCADO DE 7700 kg.

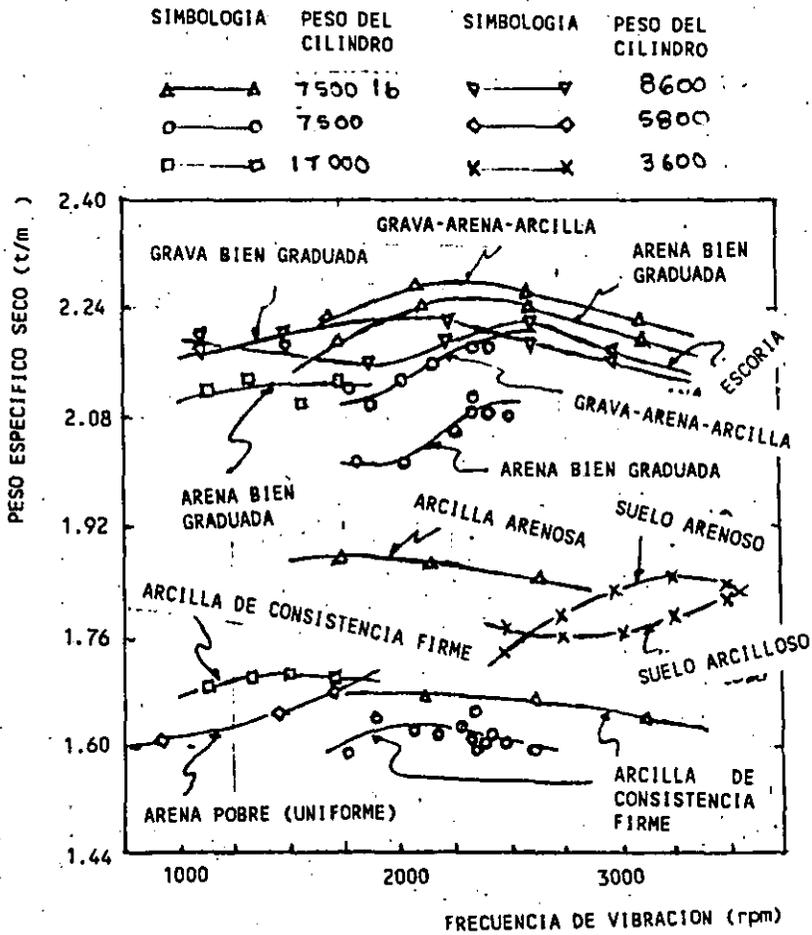
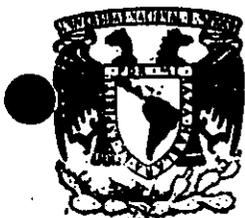


FIG 16 VARIACION DE LA COMPACTACION AL CAMBIAR LA FRECUENCIA DE VIBRACION USANDO UN RODILLO LISO VIBRATORIO.



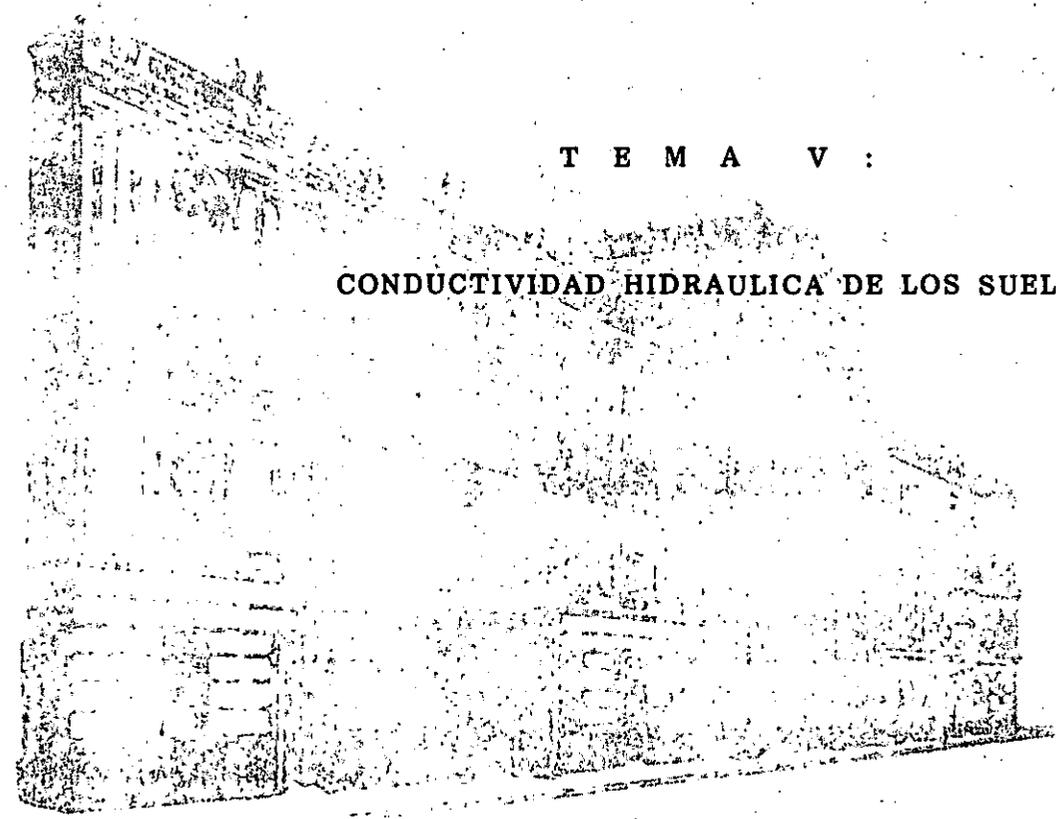
**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**CURSOS ABIERTOS
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS**

6 al 10 de abril de 1992

T E M A V :

CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA DE LOS SUELOS



DR. RIGOBERTO RIVERA C.

PALACIO DE MINERIA

V. DETERMINACION DE LA CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA DE LOS SUELOS.

La determinación de la conductividad hidráulica de los suelos (permeabilidad) es fundamental en todos los problemas relacionados con el flujo de agua en dichos materiales.

Existen varios métodos para determinar la permeabilidad de los suelos, los cuales se pueden clasificar en:

Métodos directos.

Llamados así ya que buscan como objetivo fundamental la determinación del coeficiente de permeabilidad, ellos son :

- Permeámetro de carga constante.
- Permeámetro de carga variable.
- Prueba in situ.

Métodos indirectos.

El coeficiente de permeabilidad se obtiene como un subproducto de una prueba que primariamente persigue otro fin:

- Determinación a partir de la curva granulométrica.
- Determinación a partir de la prueba de consolidación.
- Determinación a partir de la prueba horizontal de capilaridad.

En estas notas solo se describirán los principios fundamentales de los permeámetros de carga constante y de carga variable, que se utilizarán en la práctica de laboratorio.

-Permeámetro de carga constante.

Este dispositivo se utiliza principalmente en suelos relativamente permeables, tales como arenas limpias o mezclas de arena y grava.

La Fig.5.1 muestra esquemáticamente el funcionamiento de un permeámetro de carga constante. De acuerdo con dicha figura, y aceptando como válida la ley de Darcy , el volumen de agua V que atraviesa la muestra de suelo en un tiempo t , una vez que se ha establecido el flujo, es igual a:

$$V = k A i t \quad (5.1)$$

donde:

k = coeficiente de permeabilidad.

A = sección transversal de la muestra de suelo.

$i = h/L$, gradiente hidráulico medio; siendo h la carga hidráulica y L la longitud de la muestra.

De la ecuación (5.1) se puede obtener el coeficiente de permeabilidad, resultando:

$$k = \frac{V L}{h A t} \quad (5.2)$$

Con el objeto de obtener resultados consistentes es indispensable efectuar varias determinaciones del coeficiente de permeabilidad, una vez que se ha establecido el flujo, para llegar así al valor promedio más probable de dicho coeficiente.

Permeámetro de carga variable.

Este tipo de permeámetro se utiliza en suelos menos permeables que los mencionados en el caso del permeámetro de carga constante, pudiendo ser arenas finas y mezclas de arena, limo y aún algo de arcilla. La Fig.5.2 muestra de manera esquemática el funcionamiento de un permeámetro de carga variable. Con referencia a dicha figura, la cantidad de agua que atraviesa la muestra de suelo en un tiempo dt es, de acuerdo con la ley de Darcy:

$$dV = kAidt = kA \frac{h}{L} dt \quad (5.3)$$

donde:

- dV= volumen de agua que atraviesa la muestra de suelo en un tiempo dt.
- k= coeficiente de permeabilidad.
- i= gradiente hidráulico.
- A= área de la muestra.
- L= longitud de la muestra

Al mismo tiempo en el tubo alimentador el agua sufre un descenso dh, que multiplicado por el área de su sección transversal ,a, de dicho tubo, conduce a un volumen de agua igual al que atravesó la muestra de suelo en el tiempo dt. Por lo tanto igualando ambos volúmenes se tiene:

$$kA \frac{h}{L} dt = - a dh \quad (5.4)$$

integrando esta ecuación:

$$-a \int_{h_1}^{h_2} \frac{dh}{h} = \frac{kA}{L} \int_0^t dt \quad (5.5)$$

se obtiene un valor de k igual a:

$$k = \frac{L a}{A t} \ln \frac{h_1}{h_2} \quad (5.6)$$

Mediante esta última expresión se determina el coeficiente de permeabilidad del suelo, efectuando varias determinaciones, hasta lograr resultados consistentes.



Faint, illegible text at the top of the page, possibly a header or title.

Faint, illegible text line.

Faint, illegible text block.

7

Faint, illegible text line.

Faint, illegible text block.

Faint, illegible text block.

Faint, illegible text line.

Faint, illegible text block.

Faint, illegible text block.

Faint, illegible text block.

Faint, illegible text line at the bottom of the page.

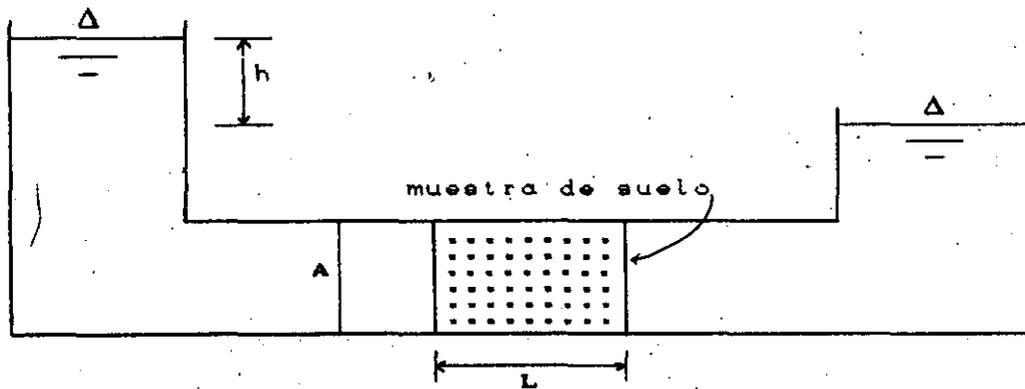


Fig. 5.1 Permeámetro de carga constante.

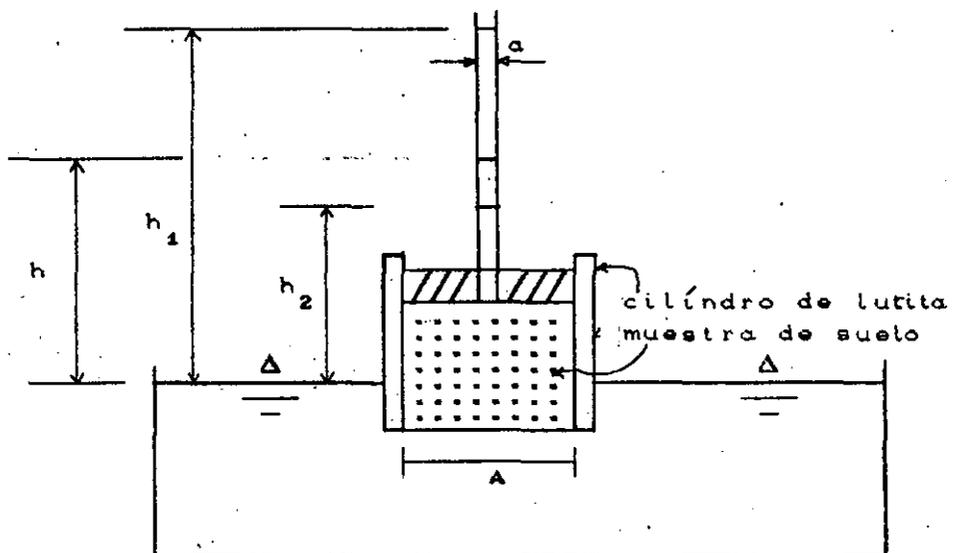
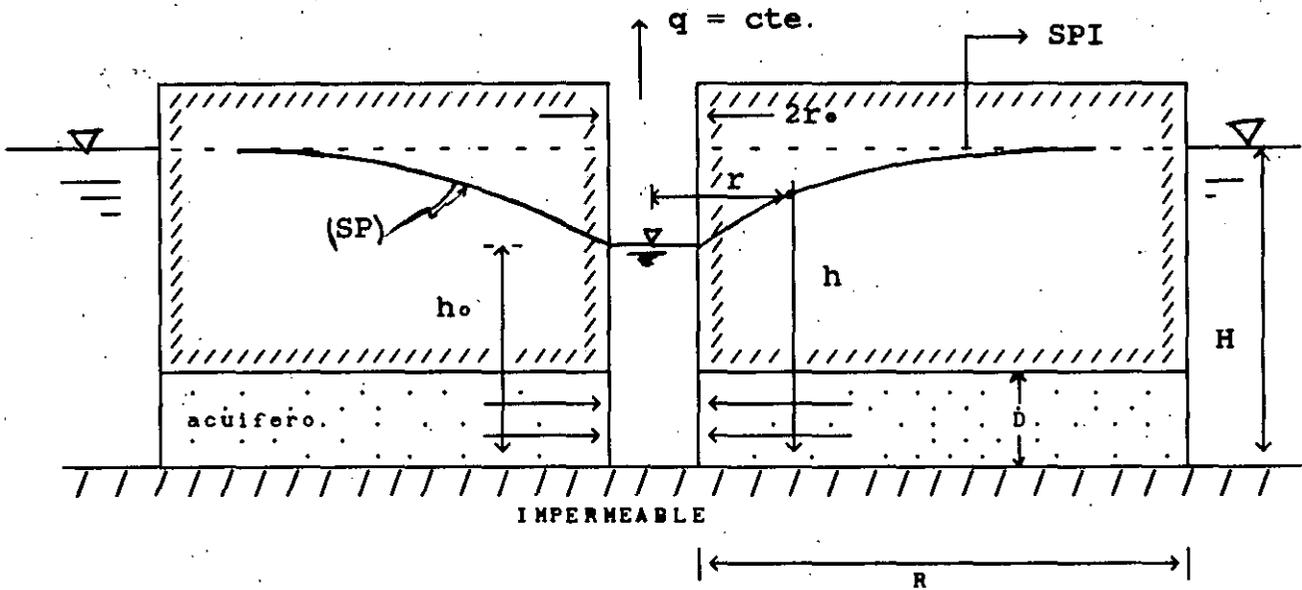


Fig. 5.2 Permeámetro de carga variable.

PRUEBA IN SITU

Flujo establecido radial en pozos con penetración total en acuíferos artesianoos.



SP: Superficie piezométrica

SPI: Superficie piezométrica antes de iniciar el bombeo.

Fig. 5.3

En relación con la Fig. 5.3, el gradiente hidráulico en cualquier punto del acuífero, está dado por la tangente a la superficie piezométrica en la sección vertical de interés. Esto es:

$$i = -\frac{dh}{dr} \quad (5.7)$$

Una vez establecido el flujo es posible calcular el gasto extraído a través de un cilindro de radio r y vale:

$$q = kiA = k \frac{dh}{dr} 2\pi r D \quad (5.8)$$

Reordenando terminos se tiene:

$$dh = \frac{q}{2 \pi k D} \frac{dr}{r} \quad (5.9)$$

la integración de (5.9) conduce a:

$$h = \frac{q}{2 \pi k D} \ln r + C \quad (5.10)$$

donde C es una constante de integración que puede valuarse considerando la condición de frontera siguiente:

para $r = R$; $h = H$, por lo tanto :

$$H = \frac{q}{2 \pi k D} \ln R + C , \text{ de donde :}$$

$$C = H - \frac{q}{2 \pi k D} \ln R \quad (5.11)$$

Sustituyendo (5.11) en (5.10), se llega a:

$$h = H - \frac{q}{2 \pi k D} \ln \frac{R}{r} \quad (5.12)$$

Esta ultima expresi3n permite calcular la depresi3n de la superficie piezom3trica en cualquier punto en torno al pozo y en el pozo mismo (h_0).

La ecuaci3n (5.12) aplicada al nivel del pozo, permite calcular el gasto que puede extraerse para un abatimiento $S = H - h_0$, siempre y cuando se conozcan D , R , r_0 y k . Dicho gasto vale :

$$q = 2 \pi k D \frac{S}{\ln \frac{R}{r_0}} \quad (5.13)$$

La ecuaci3n (5.13) se conoce como ecuaci3n de equilibrio y fue establecida por G.Thiem.

La misma ecuaci3n (5.13) permite calcular el coeficiente de permeabilidad (k) del acuífero, siendo este :

$$k = \frac{q}{2 \pi D S} \ln \frac{R}{r_0} \quad (5.14)$$

Si se cuenta con dos pozos de observaci3n, llevados hasta el acuífero artesiano, separados las distancias r_1 y r_2 , del eje del pozo, es posible calcular el coeficiente de permeabilidad del acuífero, mediante :

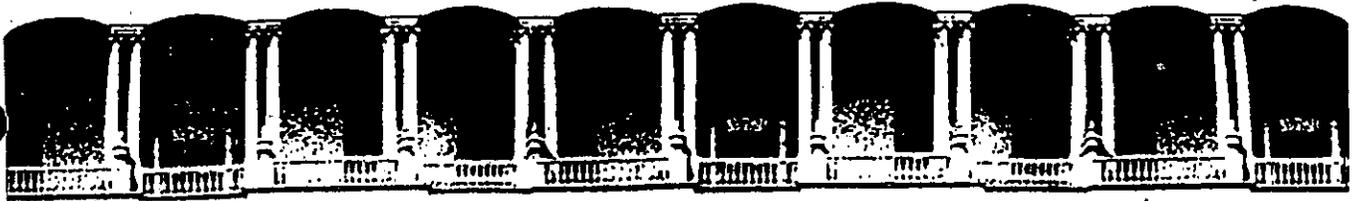
$$k = \frac{q}{2 \pi D (h_1 - h_2)} \ln \frac{r_1}{r_2} \quad (5.15)$$

donde:

h_1 : nivel del agua en el pozo de observación 1.

h_2 : nivel del agua en el pozo de observación 2.

La ecuación (5.15) resulta más comoda de aplicar respecto a la (5.14) ya que no se requiere conocer el radio de influencia del pozo (R), para calcular el coeficiente de permeabilidad del acuífero.

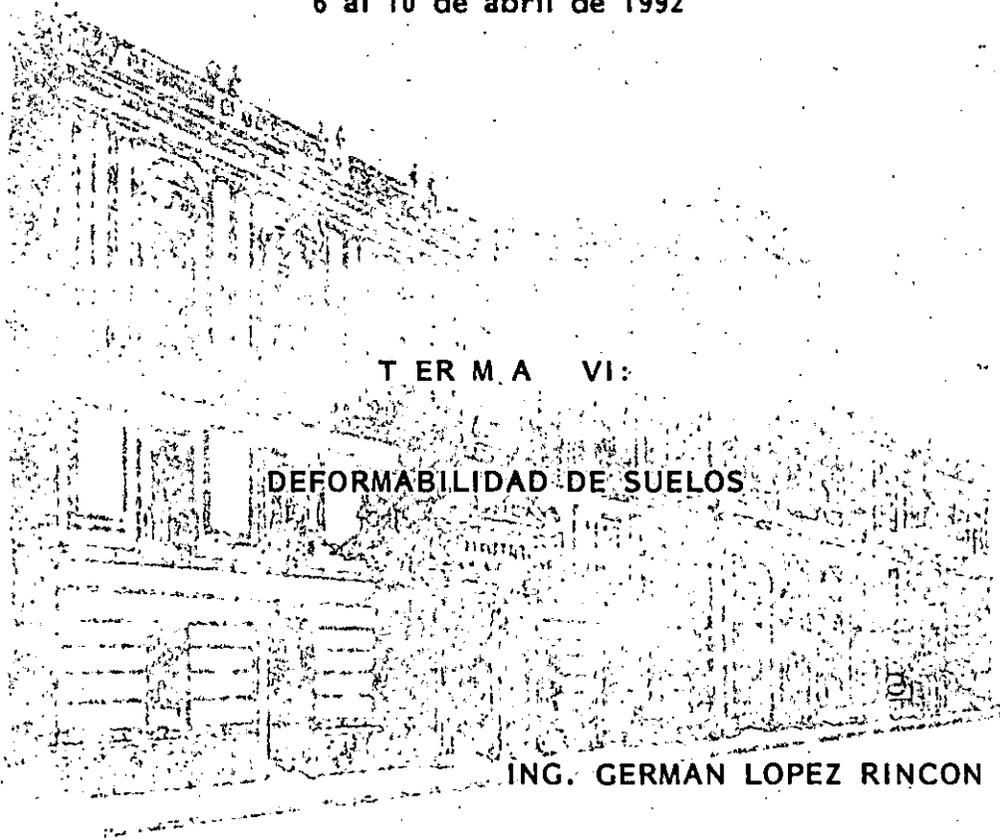


**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

6 al 10 de abril de 1992



T E R M A VI:

DEFORMABILIDAD DE SUELOS

ING. GERMAN LOPEZ RINCON

PALACIO DE MINERIA

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

CURSOS ABIERTOS
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

TEMA VI: DEFORMABILIDAD DE SUELOS

- 6.1 Introducción
- 6.2 Pruebas de compresión en el odómetro
- 6.3 Pruebas de consolidación Unidimensional en suelos finos saturados

ING. GERMAN LOPEZ RINCON
ABRIL 1992

6.1 INTRODUCCION

En el diseño de cualquier tipo de cimentación, el ingeniero de mecánica de suelos debe verificar el comportamiento de la cimentación ante las diferentes condiciones de carga a que estará sujeta la estructura.

Básicamente dicha verificación comprende las siguientes dos situaciones:

- a) estados límite de falla
- b) estados límite de servicio

En esta oportunidad nos vamos a referir a los estados límite de servicio, los cuales se refieren a las diferentes condiciones en que -- trabajará la estructura y su cimentación durante su vida útil, en la que estará sujeta a cargas permanentes como son carga muerta, carga viva, etc., y a cargas transitorias debidas a viento o sismo.

La aplicación de las diferentes condiciones de carga a la cimentación y de ésta al subsuelo provocará cambios en su estado de esfuerzos y consecuentemente deformaciones. Un diseño adecuado de la cimentación será aquél que limite los movimientos de la estructura a valores compatibles con el tipo de estructura y con su entorno.

En resumen, el objetivo del ingeniero de cimentaciones será el de -- mantener los hundimientos totales y diferenciales de la estructura y su cimentación por abajo de los permisibles, establecidos por las autoridades municipales o por necesidades propias de la obra.

Para poder estudiar el comportamiento de la cimentación se requiere conocer, con suficiente precisión, las propiedades esfuerzo-deformación-tiempo de los diferentes estratos que constituyen el subsuelo y que se vean afectados por las cargas que la cimentación les trasmite, sean éstas permanentes o transitorias.

La determinación de las propiedades esfuerzo-deformación-tiempo para

condiciones dinámicas de carga forma parte de otra sesión del curso, por lo que únicamente nos referiremos a la determinación de los parámetros de compresibilidad del subsuelo para condiciones estáticas de carga.

Cuando se pretende determinar la compresibilidad de un suelo se trata de representar las condiciones en que se encuentra en el campo, tales como nivel medio de esfuerzos, compacidad, grado de saturación, etc.

Las propiedades mecánicas de compresibilidad pueden obtenerse mediante pruebas de compresión en la cámara triaxial o en el odómetro. Se llevan a cabo en la cámara triaxial en aquellos materiales tales como arenas limoarcillosas, limos arcillosos o arcillas limoarenosas en las que el efecto del tiempo no es muy significativo. Para estos materiales se obtienen curvas de comportamiento que permiten calcular los módulos de deformación ⁽¹⁾.

Para suelos finos sean éstos saturados o no, la determinación de las propiedades mecánicas de compresibilidad se llevan a cabo mediante pruebas en el odómetro o consolidómetro. En la figura 1 se muestra en forma esquemática un instrumento de este tipo.

6.2 Pruebas de compresión en el odómetro

El comportamiento de suelos finos semisaturados del tipo expansivo o colapsible, puede estudiarse mediante pruebas de compresión en el odómetro.

Este tipo de suelos es muy susceptible a los cambios de humedad, lo que provoca la modificación de su estructura, que se traduce en el caso de los suelos expansivos, en hinchamientos y en suelos edáficos del tipo loessial, en colapsos súbitos, que pueden ser de consecuencias graves para la cimentación y superestructura.

Las figuras 2 y 3, muestran el comportamiento típico de estos materiales.

(1) Ver referencia 1 pags. 62-70

En ambos casos la potencia de expansión o colapso queda definida por la expresión:

$$\Delta E = t \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

donde:

ΔE : cambio en deformación debido a la saturación del material para un nivel de esfuerzos dado

Δe : cambio en la relación de vacíos

e_0 : relación de vacíos para un nivel de esfuerzos en el material en estado natural

6.2 Pruebas de consolidación unidimensional en suelos finos saturados

Cuando se somete un espécimen de suelo fino saturado como las arcillas, arcillas limosas y limos arcillosos a un esfuerzo de compresión en donde la deformación lateral está restringida, el cambio de volumen no ocurre inmediatamente, ya que primero debe ser expulsada el agua de poro. Por tanto, debe transcurrir tiempo para que se verifique la deformación. A este fenómeno se le conoce como proceso de consolidación.

Durante el proceso de consolidación ocurren dos fenómenos simultáneamente, el retardamiento hidrodinámico provocado por la expulsión del agua libre o gravitacional, contenida en los poros del material y la deformación viscosa intergranular producida por el movimiento relativo entre los granos del material⁽²⁾.

La teoría de consolidación descubierta por K. Terzaghi (1925) explica exclusivamente el comportamiento hidrodinámico. La teoría de viscosidad intergranular descubierta por L. Zeevaert explica el incremento en la deformación cuando el efecto hidrodinámico se ha disipado.

Al ingeniero de mecánica de suelos le interesa encontrar una fórmula que permita el cálculo del cambio volumétrico de un suelo a través -

(2) Ver referencia 2. Art. III.8 pags. 1 a 3

del tiempo sometido a un incremento de presión. Esto ha llevado a la determinación de leyes fenomenológicas que explican el comportamiento de un determinado tipo de suelo saturado.

Al final de estas notas se incluye el procedimiento completo para ejecutar una prueba de consolidación según la ASTM. En dicho procedimiento se explica con detalle el proceso de consolidación y se establecen fórmulas de interpretación para la consolidación secundaria, las cuales se aceptan ampliamente.

Se considera sin embargo, que una interpretación más precisa del comportamiento del suelo es la que establece el profesor L. Zeevaert -- con su teoría de viscosidad intergranular⁽³⁾.

De acuerdo con dicha teoría la ley fenomenológica que controla la de formación volumétrica unitaria de un material fino saturado, que presenta una curva de consolidación como la que se muestra en la figura 4, es como sigue⁽⁴⁾:

$$\Delta E_v = m_v \cdot \Delta p \left\{ F(T_v) + \beta \log (1 + \xi \cdot T_v) \right\}$$

donde:

m_v : coeficiente de compresibilidad volumétrica unitario para la compresión primaria

Δp : incremento de presión

$F(T_v)$: función de Terzaghi

β : factor que mide la magnitud relativa del fenómeno viscoso intergranular

T_v : factor tiempo de la teoría de consolidación de Terzaghi

ξ : factor adimensional que modifica el valor de T_v

(3) Ver referencia 2 Art. III.9

(4) Ver referencia 3

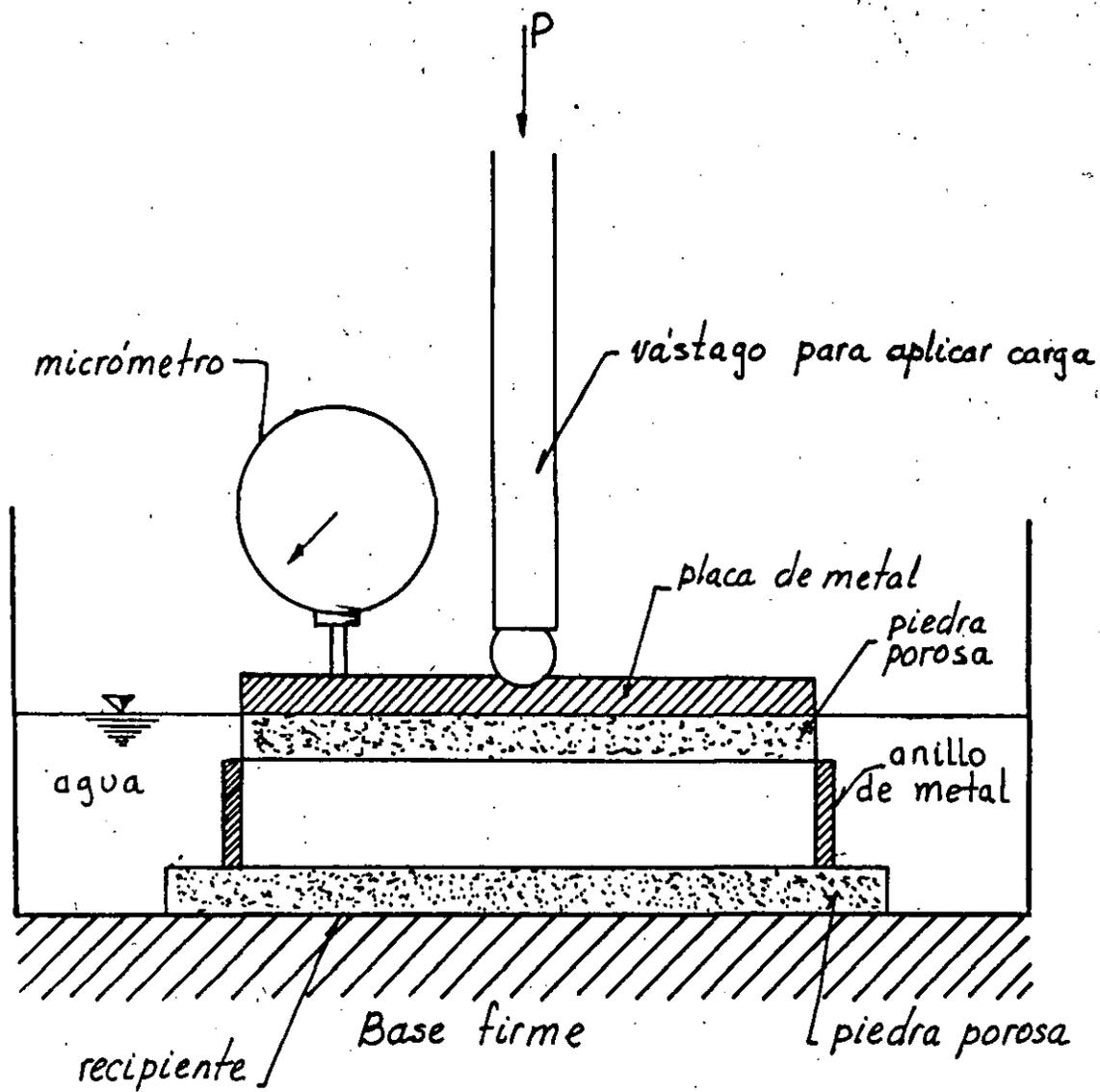
La determinación de los parámetros en el laboratorio se obtiene -- transformado la ecuación anterior a la forma:

$$S_t = S_v \cdot F(T_v) + C_t \log \left(1 + \frac{t}{t_c} \right)$$

En la figura 4 se explica el significado de los términos no conoci-- dos.

REFERENCIAS

- 1.- Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions. L. Zeevaert
Van Nostrand Reinhold 1973
- 2.- Propiedades Cuantitativas de los Materiales del Subsuelo, Tomo II
Apuntes de Mecánica de Suelos por L. Zeevaert 1966
- 3.- Viscosidad Intergranular en Suelos Finos Saturados. L. Zeevaert
División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería
UNAM 1984



ODOMETRO

tomado de ref. 2

FIG. 1

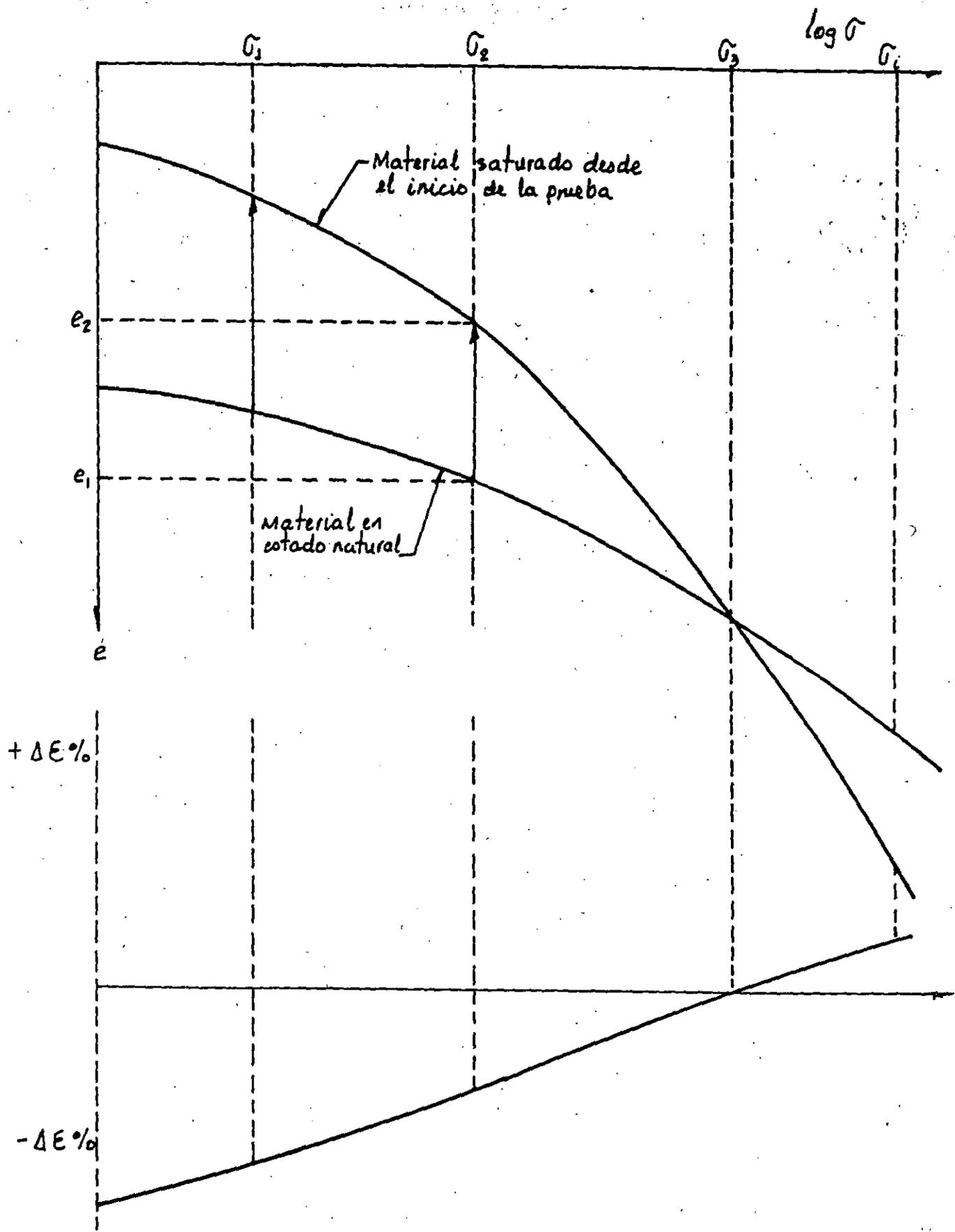


FIG. 2

Tomado de ref. 2

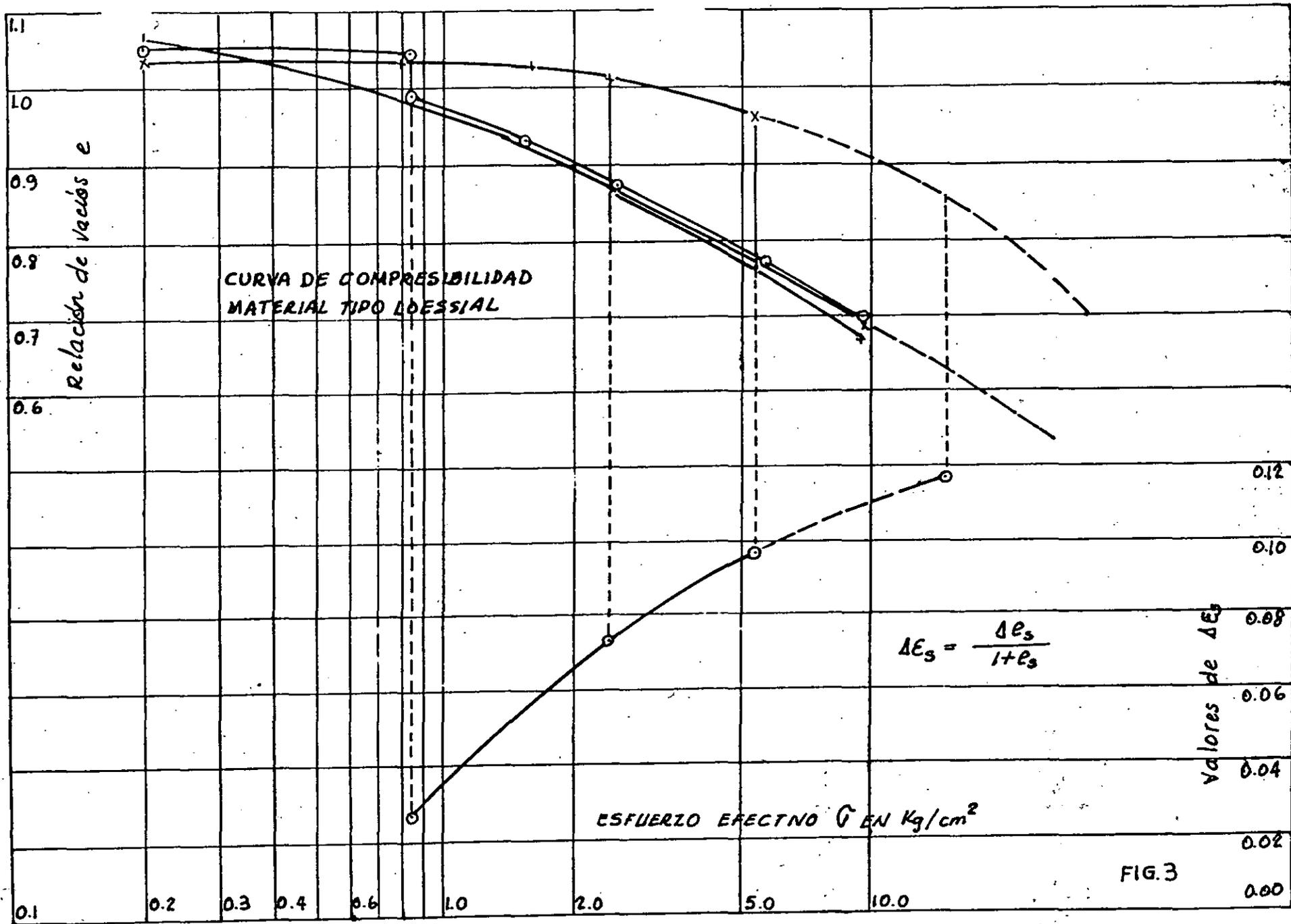
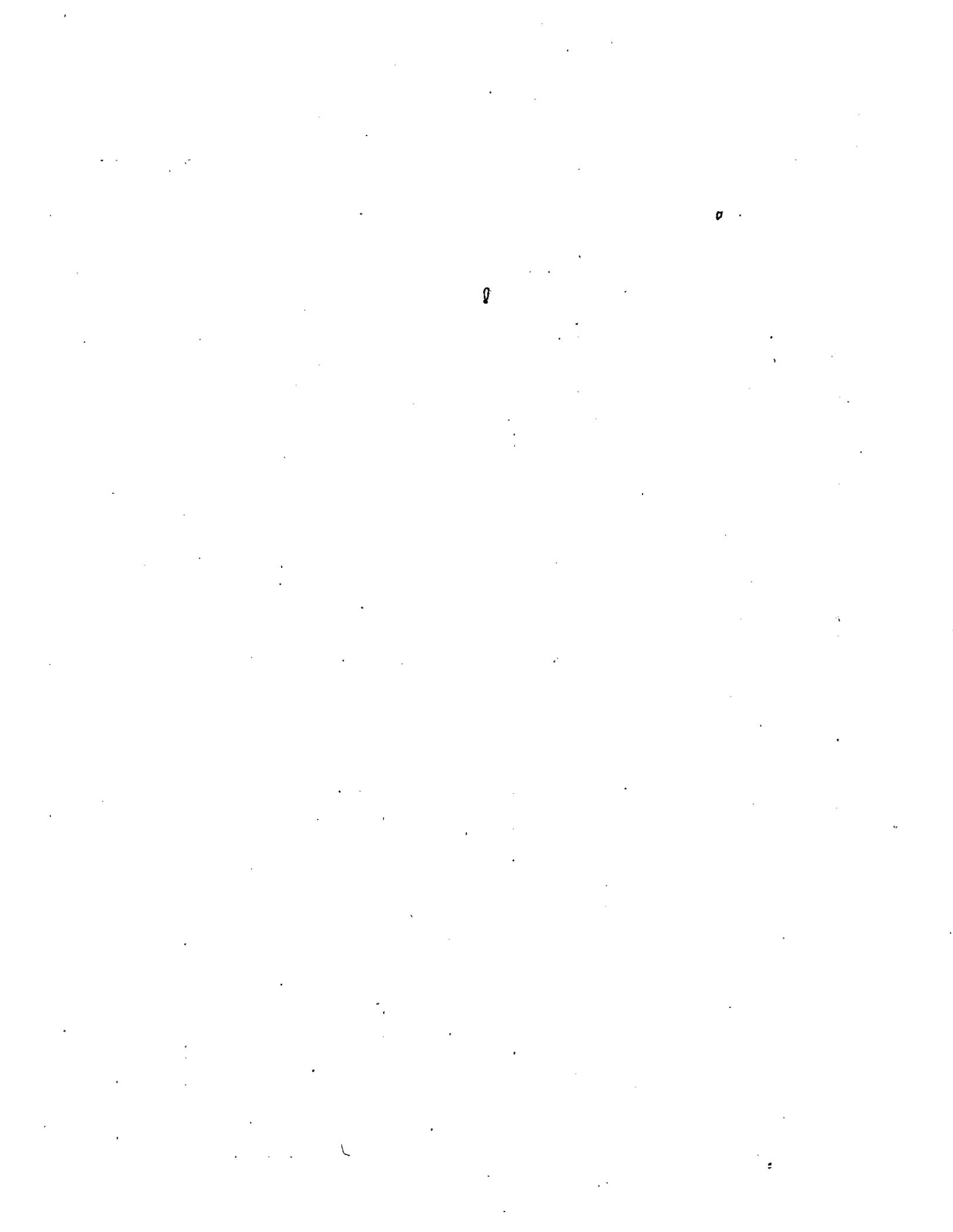
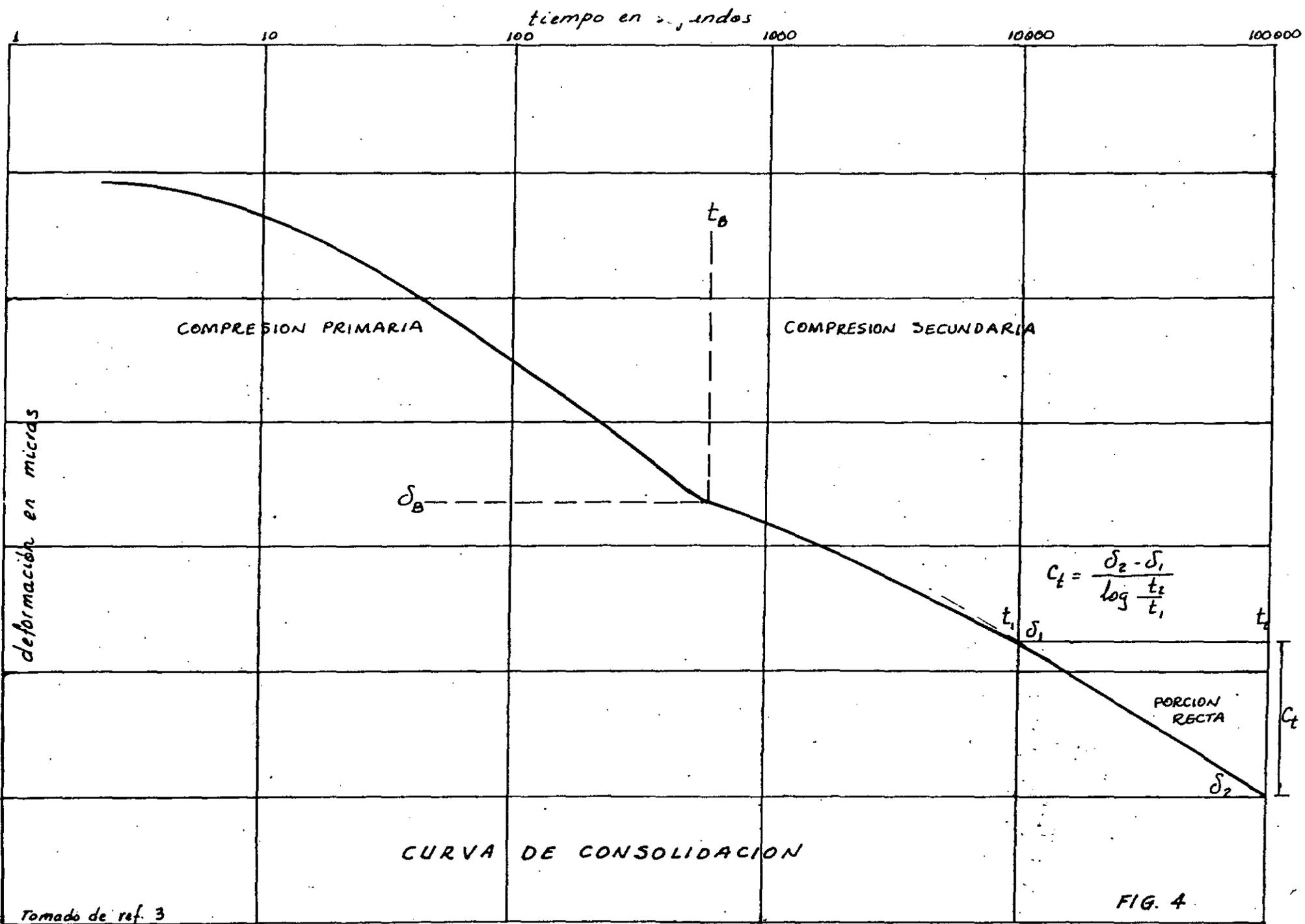


FIG.3

Tomada de ref. 2
car





Tomado de ref. 3

FIG. 4

Experimento N° 13 EXPERIMENTO DE CONSOLIDACION

Referencias

AASHTO T216-66

ASTM D2435-70

AASHTO (1976), Estimación de Asentamiento por Consolidación, *Transportation Research Board, Special Report No. 163* (con varias referencias).

Casagrande, A. (1936), La Determinación del Esfuerzo de Preconsolidación y su Significado Práctico, *Proc. 1 st Conf. Soil Mech. Found. Eng. Harvard*, Vol. 3, pp. 60-64.

Crawford, C. B. (1964), Interpretación del Ensayo de Consolidación, *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, SM 5*, Septiembre, pp. 87-102.

Leonards, G. W. y A. G., Altschaeffl (1964), Compresibilidad de las Arcillas, *J. Soil Mech Found Div., ASCE, SM 5*, septiembre, pp. 133-156.

Lo, K. Y. (1961) Compresión Secundaria de Arcillas, *J. Soil Mech. Found. Div. ASCE, SM 4*, Agosto, pp. 61-87.

Equipo

Consolidómetro¹ (véase Fig. 13-1).

Deformímetro de carátula² con lectura de 0.01 mm de precisión (ó 0.0001").

Equipo de cargas

Cronómetro de bolsillo o de pared

Equipo necesario o disponible para moldeo de la muestra

Exposición general

Cuando se somete un suelo a un incremento en presión (o carga), ocurre un reajuste de la estructura de suelo que podría considerarse primeramente como una *deformación plástica* correspondiente a una *reducción en la relación de vacíos*. Puede producirse también una pequeña cantidad de *deformación elástica* pero considerando la magnitud de las cargas (o presiones de contacto) involucradas y el hecho de que el módulo de elasticidad de los granos de suelo sea del orden de 20 MPa la deformación elástica (la cual es recuperable cuando la carga se remueva) es despreciable.

¹ El consolidómetro patrón de 2.5" puede convertirse al sistema SI [para usar el sistema de carga $\frac{1}{4}$ de tonelada por pie cuadrado ($t/ft^2 = 25$ kilopascales (kPa); $\frac{1}{2} t/ft^2 = 50$ kPa; $1 t/ft^2 = 100$ kPa etc.] de la siguiente forma: (a) comprar un pedazo de tubería de bronce de diámetro externo e interno apropiado para tornearse un nuevo diámetro externo de 62.14 mm (contra 63.5 mm del anillo de $2 \frac{1}{2}$ "), con una altura de 24 mm; (b) tornearse adecuadamente una pieza de bronce o aluminio para producir un disco de moldeo con pistones de 2 mm y 4 mm para reducir la muestra a un tamaño final de 20 mm (véase Fig. 13-1). (c) Utilizar un disco de esmeril para limar cuidadosamente las piedras porosas hasta el nuevo diámetro (d) Tornearse un nuevo pistón para la aplicación de carga (o disminuir en el torno las dimensiones de la existente).

² Los deformímetros de carátula utilizados generalmente tienen una precisión de 0.0001" lo cual es excesivo si se considera la forma como se obtiene la altura inicial de la muestra. El deformímetro de carátula de 0.01 mm de división tiene una precisión de 0.0004" suficiente ciertamente para el experimento.

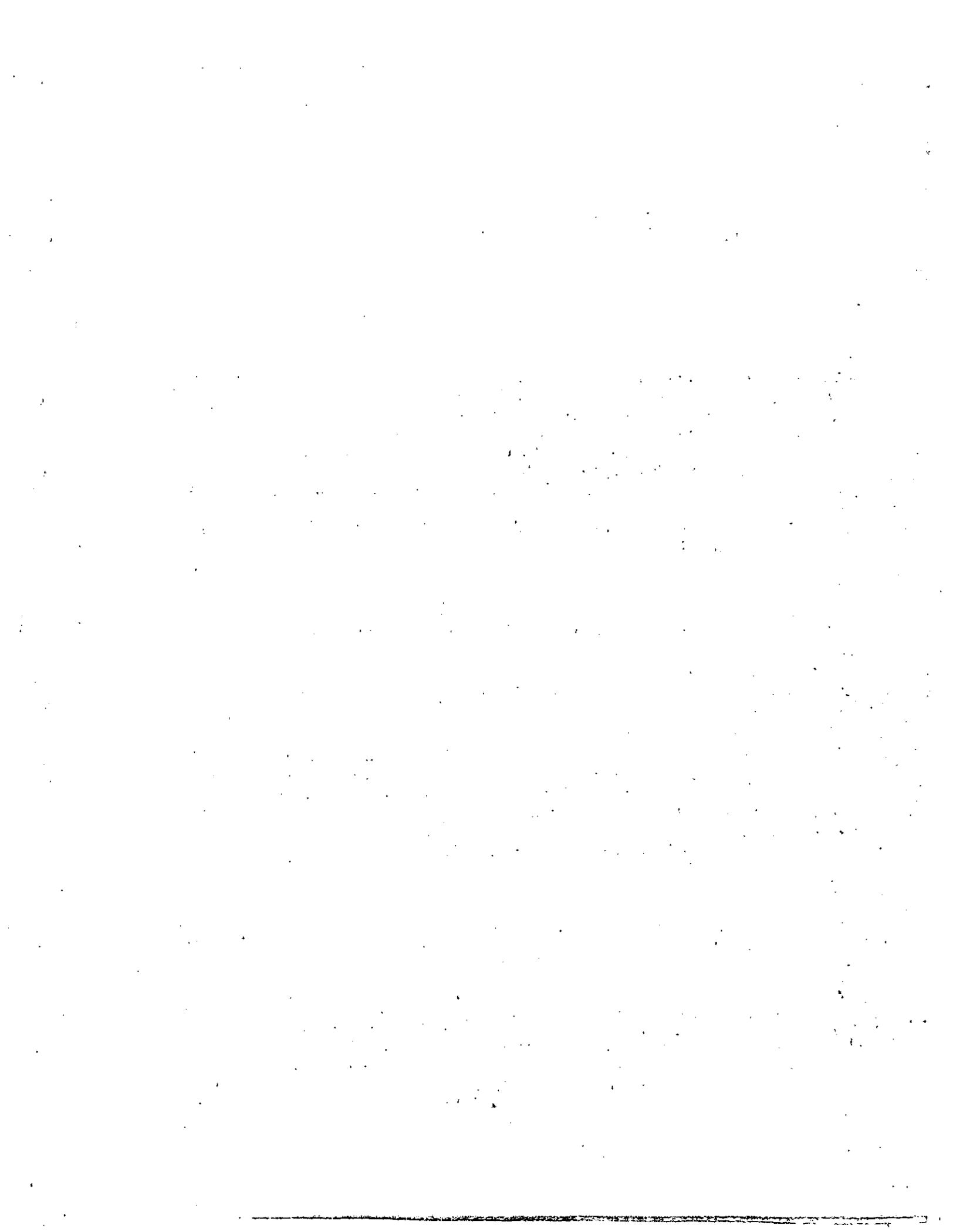


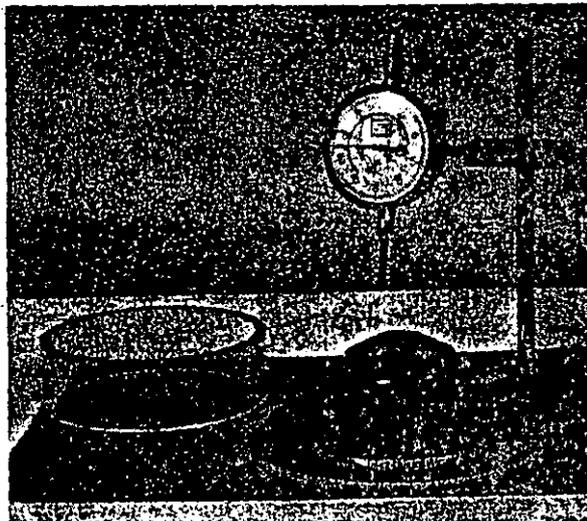
Figura 13-1

Equipo para el experimento de consolidación con anillo frotante.

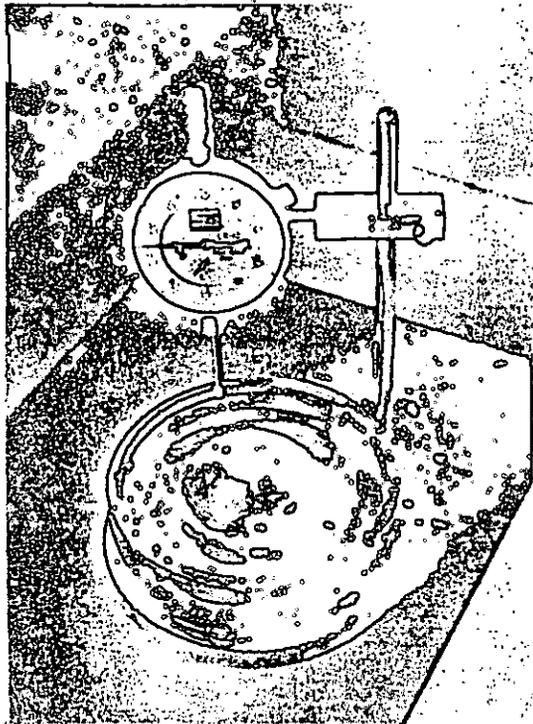
(a) Equipo de consolidómetro: anillo de bronce (62.14 X 24.0 mm), anillo con borde cortante para tallar la muestra al diámetro necesario para montarla en el ensayo de consolidación; dos piedras porosas, bloque o pistón de carga de bronce y disco de moldeo para recortar la muestra 2 y 4 mm (la profundidad de 4 mm debe orientarse hacia arriba). La muestra debe ajustarse arriba y abajo con las piedras porosas en la base del consolidómetro la cual a su vez ha sido retrocedida para permitir el alineamiento correcto. El anillo de plástico que rodea la muestra y ajusta en el surco torneado en la base (engrasar con grasa de silicona) tiene como fin permitir la saturación de la muestra (añadir agua a medida que se evapora para mantener siempre el nivel de agua por encima de la piedra porosa superior). Un consolidómetro de anillo fijo es muy similar, y si el peso del consolidómetro es igual (añadir metal o usar un taladro para remover metales en caso de necesidad), puede usarse el mismo sistema de carga para ambos.



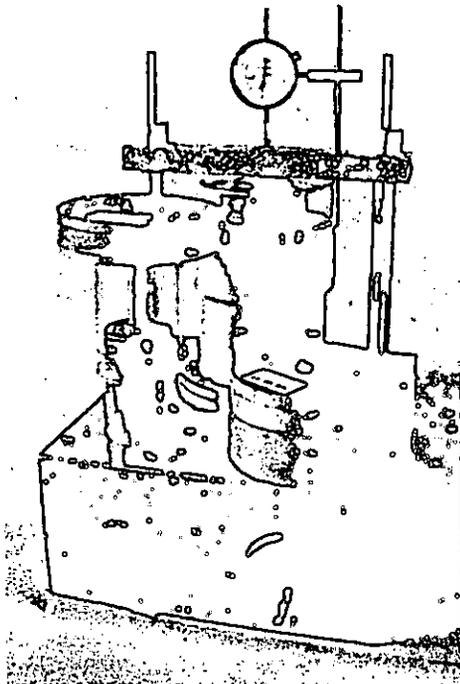
(b) Después de colocar la muestra en el anillo, usar el disco de moldeo para extruir 2 mm, cortar este sobrante y colocar un disco de papel de filtro para evitar la adherencia. A continuación, sacar el disco de moldeo, pasarlo al otro extremo, usar el lado de 4 mm para empujar la muestra a través del anillo, recortar el sobrante (lo cual produce el espesor adecuado en la muestra) y colocar un segundo papel de filtro. Finalmente, remover el disco de moldeo, colocar las piedras porosas y centrar la muestra en el anillo.



(c) Colocar el anillo con la muestra en la base del consolidómetro y añadir el pistón de carga.



(d) Ajustar el anillo plástico externo después de engrasar cuidadosamente el surco y llenar parcialmente de agua para verificar que no haya fugas. Si existen fugas es necesario remover anillo y volver a engrasar. Si no hay fugas, ajustar el sistema de carga y comenzar el ensayo.



(e) Ensayo en curso utilizando un sistema de carga en el laboratorio del autor. Nótese el deformímetro en su lugar y una carga aplicada de 200 kPa (4 placas de carga).

Cuando se aplica una carga a un suelo de grano grueso completamente seco, parcial o completamente saturado, o cuando la carga se aplica a suelo seco, el proceso de deformación plástica con reducción en la relación de vacíos tiene lugar en un período de tiempo tan corto que es posible considerar instantáneo todo el proceso. Esto puede explicarse en suelos secos por el hecho de que el aire encerrado en los poros tiene muy poca viscosidad y es muy fácilmente comprimido; de esa forma los sólidos no presentan ninguna resistencia al flujo hacia afuera del fluido de los poros (aire, en este caso) a medida que los vacíos del suelo se reducen. En el caso de un suelo de grano saturado o parcialmente saturado, el coeficiente de permeabilidad k es suficientemente grande para que el agua de los poros pueda también salir casi instantáneamente.

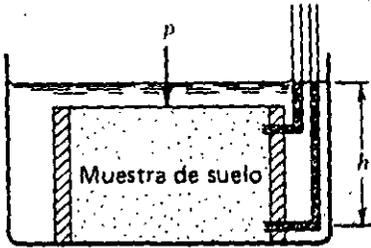
Cuando se aplica una carga a un suelo de grano fino saturado parcial o totalmente, el tiempo para lograr la deformación plástica y la reducción en la relación de vacíos es mucho mayor, y para este proceso dependerá de varios factores, entre los cuales los principales son:

1. El grado de saturación
2. El coeficiente de permeabilidad del suelo
3. Las propiedades del fluido de los poros
4. La longitud de la trayectoria que debe recorrer el fluido expulsado de la muestra para encontrar equilibrio.

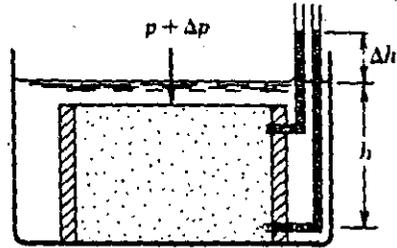
Se define a continuación consolidación como la deformación plástica debida a reducción en la relación de vacíos (generalmente llamada *asentamiento*) la cual es función del tiempo, o:

$$S = f(t)$$

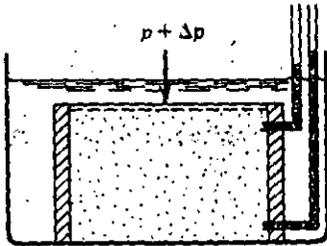
Piezómetros



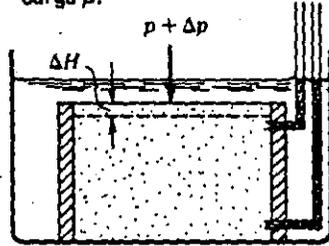
(a) Los piezómetros han logrado adquirir equilibrio estático bajo la carga de compresión p .



(b) La presión de agua en los piezómetros registra un incremento Δh cuando se incrementa en Δp la carga p .



(c) Después de un tiempo los piezómetros adquieren las posiciones relativas mostradas. El piezómetro más cercano a la cara superior de drenaje registra una presión de agua inferior a la del piezómetro localizado a mayor profundidad en la masa de suelo, ya que su camino de drenaje es más corto.



(d) Al final de la consolidación primaria los piezómetros vuelven a asumir la posición de equilibrio de (a). El asentamiento se incrementará en una cantidad ligeramente superior al ΔH mostrado, debido a que la consolidación secundaria continúa actuando algún tiempo.

Figura 13-2
Consolidación primaria.

El estado del arte en este momento permite formular un modelo matemático para proceso de consolidación (cuya aplicación permite éxito razonable) solo en el caso de suelos totalmente saturados.

Cuando se aplica una carga a un suelo fino saturado confinado en un anillo metálico con piezómetros insertados dentro de la muestra (como se muestra en la Fig. 13-2a) el nivel de agua en todos los piezómetros se moverá hasta una altura $h + \Delta h$ inmediatamente después de aplicar la carga como se muestra en la Figura 13-2b.¹ La razón para esto es que cuando existe un bajo coeficiente de permeabilidad (como es característico en los suelos finos tales como arcillas), el agua no puede subir instantáneamente fuera de los poros. Es lógico que la carga produzca en la masa de suelo una necesidad de reducir sus vacíos (cambiar volumen) para lo cual es necesario expulsar parte del agua que se encuentra en los poros; sin embargo, se requiere tiempo para causar el flujo del agua pues ese es un proceso retardado. Como el agua no fluye instantáneamente, la carga se traduce en un incremento en la presión de poros — a partir del salto repentino de la altura del piezómetro. A medida que el agua fluye gradualmente fuera de los poros del suelo, la cabeza del piezómetro decae, tal como se muestra en la Fig. 13-2c. Como el agua fluye de un estado de alto potencial (presión elevada) a un estado de bajo potencial y obviamente la superficie libre del agua constituye el nivel de potencial menor en este sistema, el agua que se encuentre en la masa de suelo fluye hacia la superficie del agua que rodea la masa de suelo. La longitud

¹ Esto es ficticio ya que cualquier cantidad de flujo suficiente para movilizar este Δh de forma que pueda ser visualizado, deshidrataría la muestra. El concepto es correcto esencialmente y ayuda al lector a comprender el proceso.

de nino de flujo es menor para el agua que se encuentra dentro de los poros cercanos a la superficie de la muestra (Fig. 13-2c) donde el agua puede fluir rápidamente hacia afuera, causando una reducción en cabeza más rápida en la parte superior del piezómetro que en la parte inferior localizada en una zona mucho más distante de la superficie libre del agua. Esto es también evidente a partir de la ec. de Darcy:

$$v = ki$$

En la muestra de suelo el agua debe movilizarse Δy . Para desplazarse esta distancia a la velocidad establecida por la ec. de Darcy se requiere un intervalo de tiempo, Δt tal que:

$$\Delta y = \frac{k}{L} \left(\frac{dh}{dt} \right) \Delta t$$

La consolidación (también llamada *consolidación primaria*) se considera completa cuando el nivel de agua en todos los piezómetros regresa a su nivel estático inicial, como se muestra en la Fig. 13-2d. Realmente, después de este momento se produce deformación adicional del suelo; ésta se denomina *consolidación secundaria*. No existe ningún modelo matemático confiable para describir el comportamiento del suelo en consolidación secundaria aunque se conoce que existe y que consiste en un reajuste continuado de la estructura granular por la aplicación de la carga.

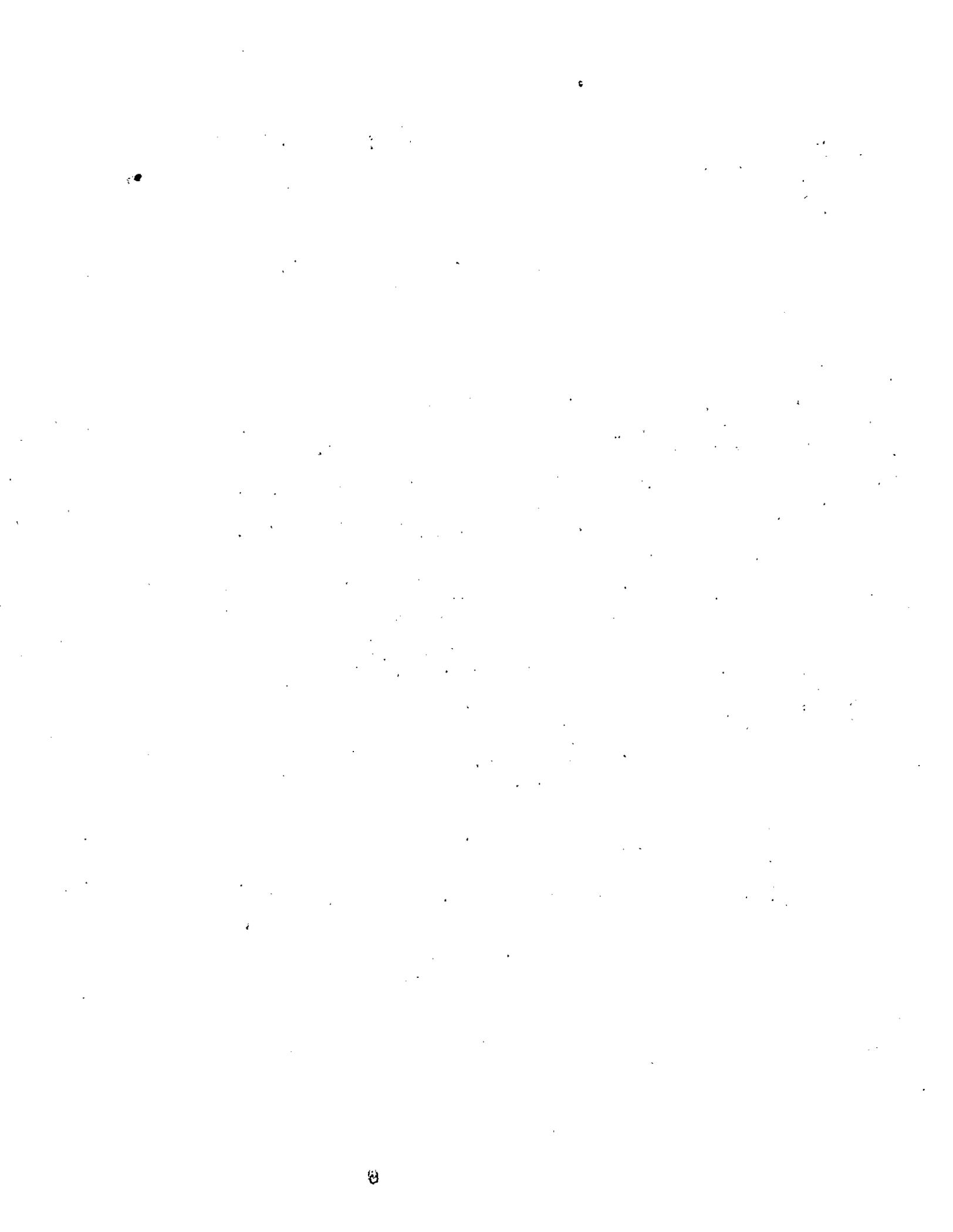
Es posible ahora redefinir la consolidación como *la deformación plástica/reducción en relación de vacíos de una masa de suelos que es función del tiempo y del exceso en presión de poros*.

El ensayo de laboratorio es *unidimensional* por el hecho de que con un anillo metálico para confinar la muestra, no se permite flujo o movimiento de agua en un sentido lateral. Todo el flujo de agua y el movimiento del suelo sucede en la dirección vertical. En el terreno ocurre algo de movimiento lateral de agua, igualmente algo de movimiento lateral de suelo. Ninguno de estos efectos es probablemente tan importante cuando se considera el asentamiento global, debido a la consolidación basada en la extrapolación de resultados de laboratorio a la situación de terreno.

El ensayo de consolidación en el laboratorio se hace sobre una muestra que tiene entre 20 y 40 mm de espesor colocada en un anillo de metal confinante de diámetro entre 45 y 113 mm (100 cm²). Más comúnmente se utilizan diámetros de 63 y 113 mm. El aparato puede tener anillos de tipo *fijo o flotante*. El *anillo fijo* puede utilizarse para medir el coeficiente de permeabilidad¹ de la muestra a medida que se hace el ensayo de consolidación. La ventaja del *anillo fijo* consiste en que reduce la pérdida por fricción a lo largo de las paredes de la muestra entre el suelo y el anillo (Fig. 13-3c) y la velocidad del ensayo es casi cuatro veces mayor. Si se mantienen todas las variables iguales, y en vista de que los defectos de la preparación de la muestra son iguales independientemente del tamaño de la muestra, es posible esperar que las muestras más grandes den porcentajes mayores de confiabilidad. De cualquier forma, el diámetro interno del anillo debería ser por lo menos 6 mm menor que el diámetro de la muestra de tubo respectiva y la relación diámetro/altura > 2.5.

El consolidómetro Anteus se introdujo (ca. 1964) para intentar producir un ensayo de consolidación en el cual la presión de poros dentro de la muestra pudiera controlarse.

¹ Este no es un procedimiento trivial y requiere establecer un montaje de ensayo de permeabilidad con cabeza variable similar al experimento No. 12. Utilizar una bureta de 100 mm con un balón de caucho para controlar la evaporación y hacer un ensayo de cabeza variable entre cada incremento de carga para obtener la relación k vs. e .



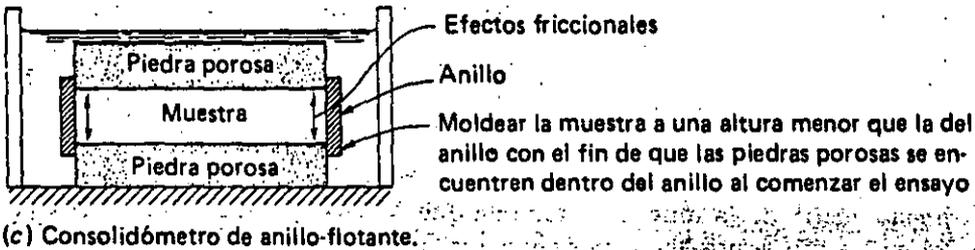
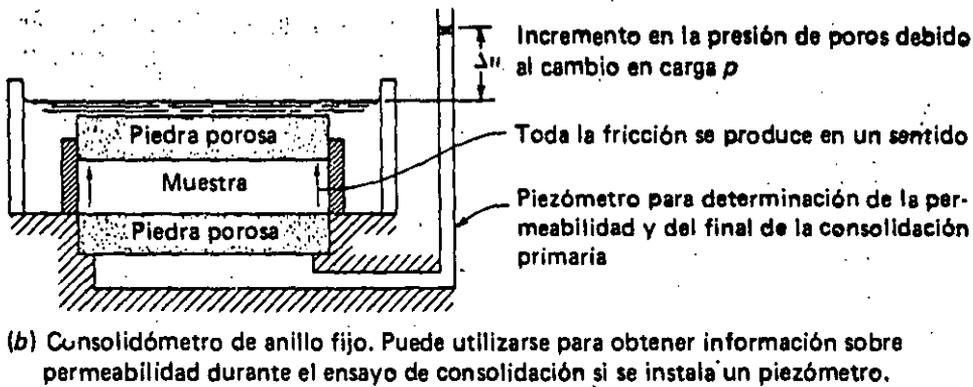
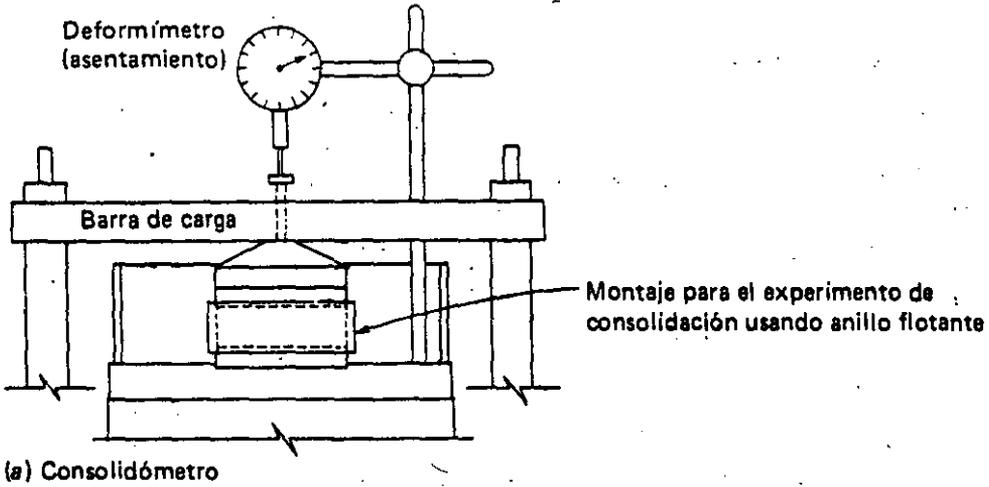


Figura 13-3
 Detalles del montaje de un ensayo de consolidación típico.

Si una muestra proviene de una profundidad de 3 m, por debajo del nivel freático, durante su consolidación debe existir una presión estática de $3 \times 9.807 = 29.42$ kPa y este aparato es capaz de producir esta presión llamada *contrapresión* (o cualquier otro valor de presión).

El ensayo de consolidación se avanza aplicando cargas en una progresión geométrica con una relación incremental, $\Delta p/p = 1$ con una secuencia típica como sigue:

25, 50, 100, 200, 400, 800, 1600 (y algunas veces 3200) kPa.

Una secuencia alternativa de carga, dependiendo del equipo disponible, podría ser:

5, 10, 20, 40, 80, 160, ... etc., kPa

Otras relaciones incrementales de carga pueden utilizarse, pero parece que si dicha relación no es suficientemente grande, el suelo tiende a desarrollar una resistencia interna a la carga y la deformación total de la muestra será menor que la obtenida con una relación incremental de $\Delta p/p = 1$ (como las ilustradas).

Los datos del experimento de consolidación (referirse a la Fig. 13-5) se obtienen del ensayo y se utilizan de la siguiente forma:

1. Peso, dimensiones (altura y diámetro), y contenido de humedad natural inicial del espécimen utilizado en el ensayo, de forma que se pueda calcular la relación de vacíos inicial e_0 y la sección transversal del anillo A , y la altura inicial H_i de la muestra pueda establecerse.

El volumen total de la muestra puede determinarse a partir de H_i y A , pero puede también calcularse como:

$$V_t = V_s + V_w \quad (13-2)$$

donde V_s y V_w son los volúmenes de sólidos y agua respectivamente. El volumen de agua puede calcularse a partir del contenido de humedad si la determinación es confiable, al comienzo del experimento como:

$$V_w = \frac{wW_s}{G_w \gamma_w} = wW_s \quad (13-3)$$

como la gravedad específica y el peso unitario del agua pueden tomarse como 1.00 sin error apreciable.

El volumen de agua final del ensayo V_{wf} puede conocerse al determinar la cantidad de agua que se evapora en el proceso de secado al horno de la muestra al final del ensayo. En ese momento la saturación S debe ser 100% (aunque podría ser ligeramente menor al comienzo)¹. Este procedimiento de obtención del volumen de agua, y conjuntamente con las dimensiones iniciales de la muestra, el volumen inicial de agua V_w de la ec. (13-3), es preferido por el autor.

La altura equivalente de los sólidos (altura de la masa de sólidos en el diagrama de fases) puede calcularse fácilmente después de secar al horno la pastilla de suelo resultante y conociendo el cambio total en altura ΔH durante el ensayo, de la siguiente forma:

$$H_f = H_{\text{inicial}} - \Delta H \quad (\text{altura inicial de la muestra y utilizar las lecturas del deformímetro})$$

$$V_{\text{final}} = H_f \times A = H_s \times A + V_{wf} \quad (\text{volumen} = \text{sólidos} + \text{agua}).$$

de lo cual se puede obtener la altura de los sólidos H_s , como:

$$H_s = H_f - \frac{V_{wf}}{A} \quad (13-4)$$

y A = área del anillo de consolidación.

La altura inicial de vacíos puede calcularse como:

$$H_v = H_{\text{inicial}} - H_s \quad (13-5)$$

y la relación de vacíos inicial e_i , es:

$$e_i = \frac{H_v}{H_s} \quad (13-6)$$

Un control adicional del valor calculado de H_s se obtiene si se conoce la gravedad específica de los suelos; a manera de alternativa, se puede calcular G_s de H_s y el peso de sólidos W_s y si el valor no es razonable, es posible intentar algún método de reconciliación entre los diferentes ítems de información del ensayo para obtener valores razonables tanto de H_s como de G_s .

2. La cantidad de deformación producida a la muestra bajo una carga dada se registra como parte de los datos del ensayo a diferentes intervalos de tiempo. Esta información se obtiene ajustando un deformímetro de carátula (con precisión de 0.01 mm/división-recomendación del autor; la ASTM sugiere 0.0025 mm/división, pero esto puede ser demasiado preciso, como se comentó antes) para tomar mediciones de la deformación de la muestra

¹ Debido a que tanto la expansión debida a la descarga de los esfuerzos naturales en el campo como la descarga consecuente en la presión del agua, permiten la expansión del aire en solución al agua de los poros.

a ciertos intervalos de tiempo. El intervalo de tiempo total para consolidar la muestra bajo un incremento de carga dado puede ser entre 24 y 48 horas o más y para poder dar a todas las lecturas la misma importancia los gráficos se presentan usualmente en una gráfica semilogarítmica de lectura del deformímetro (DR) contra tiempo (tiempo en la escala logarítmica) en minutos para cada incremento de carga. La mayor parte de la compresión total de la muestra ocurre en los primeros instantes después de la aplicación de la carga, por consiguiente es necesario dar a esta parte de la curva tanta importancia como la que se da a la parte final de la curva.

Algunas veces los datos tiempo-asentamiento se presentan como una gráfica de lectura del deformímetro contra $\sqrt{\text{tiempo}}$ (nuevamente en minutos). Este método de presentación de la información se debe a D.W. Taylor, quien encontró que producía resultados razonablemente confiables para las arcillas del área de Boston, Massachusetts.

Es importante observar que una gráfica de la deformación del dial contra el tiempo es igual a una gráfica de compresión de la muestra contra el tiempo, ya que las diferencias entre dos lecturas consecutivas del deformímetro determina la compresión de la muestra en el intervalo de tiempo correspondiente.

A partir de una gráfica de lecturas del deformímetro contra logaritmo del tiempo (o $\sqrt{\text{tiempo}}$), como se muestra en las Figs. 13-6a y 13-6b, se puede obtener D_{100} (la lectura correspondiente al 100% de consolidación, o $U = 100\%$), D_0 , D_{50} , y los tiempos correspondientes t_{100} , t_{50} , etc. para que esto ocurra, y para cada incremento de carga.

a. Para obtener D_{100} (el cual se define arbitrariamente) a partir de la lectura de deformación contra logaritmo del tiempo, es necesario dibujar tangentes en la parte central y final de la curva como se muestra en la Fig. 13-6a. En la intersección de las tangentes, proyectar horizontalmente hasta el eje de las ordenadas para leer D_{100} . Para obtener t_{100} (el tiempo al cual ocurre esta cantidad de compresión), se debe proyectar horizontalmente desde la intersección de las tangentes hasta la curva, luego verticalmente hacia abajo hasta el eje de las abscisas para registrar el valor de tiempo correspondiente. Este método es bastante arbitrario pero es ampliamente, si no universalmente utilizado. Se basa en la suposición de que la parte final de la curva que define la compresión secundaria del material es lineal como lo es la parte interior de la curva de consolidación primaria, de forma que la discontinuidad en la curva se presenta a D_{100} .

b. Para obtener D_0 (la lectura teórica del deformímetro en $t = 0$ ya que es imposible en un gráfico semilogarítmico localizar el punto para $t = 0$) en el gráfico semilogarítmico, si la parte inicial de la curva es parabólica, seleccionar un tiempo t_1 y un tiempo $t_2 = 4 t_1$. Medir la ordenada y , desde t_1 hasta t_2 sobre la curva y desplazar este mismo valor y , verticalmente encima de t_1 . Dibujar una línea horizontal sobre este punto y llamar el intercepto de esta línea con el eje de las lecturas de deformímetro D_0 (Fig. 13-6a). Resultados ligeramente más refinadas pueden obtenerse utilizando otros puntos a lo largo de la curva para t_1 y t_2 y determinar la línea horizontal a través del promedio de los valores obtenidos de esa forma. Si este valor de D_0 es considerablemente diferente de la lectura obtenida a t_0 (la cual supuestamente D_0 debe representar) o si la parte inicial de la curva no es parabólica, se debe utilizar la lectura real del deformímetro en $t = 0$ como D_0 . Con D_0 y D_{100} establecidas es posible obtener la lectura de deformímetro correspondiente al 50% de consolidación D_{50} como:

$$D_{50} = \frac{D_0 + D_{100}}{2} \quad (13-7)$$

c. Para hacer una gráfica de lectura del deformímetro contra $\sqrt{\text{tiempo}}$, se debe obtener el tiempo correspondiente a cada lectura del deformímetro; es decir, si $t = 25$ minutos, $\sqrt{\text{tiempo}} = \sqrt{25} = 5$, valor éste que debe dibujarse contra la correspondiente lectura de deformímetro para los 25 minutos. Esto debe hacerse para las restantes lecturas de tiempo y las correspondientes lecturas de deformímetro. Para encontrar D_0 , Taylor recomendó dibujar una línea recta a través de los primeros puntos dibujados (por ejemplo, 6 a 8) y extender esta línea hasta que intercepte el eje de la lectura de deformímetro, como se muestra en la Fig. 13-6b (línea A). Esta intersección con el eje de las ordenadas establece D_0 .

A continuación, tomar una abscisa cuyo valor sea 15% mayor que el valor obtenido al interceptar la continuación del tramo recto de la parte inicial de la curva de lectura de deformación contra $\sqrt{\text{tiempo}}$ y el eje del tiempo, y a partir del punto D_0 dibujar una línea recta que pase por este punto (como la línea B de la Fig. 13-6b). Continuar colocando sobre el gráfico los valores de la lectura de deformación contra $\sqrt{\text{tiempo}}$ y dibujar una curva suave utilizando un curvígrafo para la parte final de la gráfica. Cuando la curva dibujada cruce la línea B (la línea 1.15 desplazada), el valor de la ordenada se toma arbitrariamente como D_{90} . Es posible a continuación calcular D_{100} como:

$$D_{100} = D_0 - \frac{10}{9}(D_0 - D_{90}) \tag{13-8}$$

Con D_{100} conocido, puede obtenerse el valor de D_{50} utilizando la ec. (13-7).

d. El valor de t_{50} o $\sqrt{\text{tiempo}}_{50}$ puede obtenerse a partir de la curva de lectura de deformación contra tiempo entrando con el valor D_{50} encontrado a partir de la ec. (13-7). Otros valores para D y sus correspondientes valores de tiempo pueden encontrarse de una forma similar para cada curva (para cada incremento de carga). La única razón para encontrar D_0 es la de determinar el valor de tiempo para varios porcentajes de consolidación (a menudo se utiliza el símbolo U).

El tiempo para el 50% de la consolidación, t_{50} (usualmente) o cualquier otro tiempo podrá utilizarse para encontrar el coeficiente de consolidación c_v :

$$c_v = \frac{TH^2}{t} \tag{13-9}$$

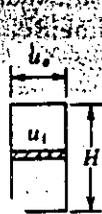
donde T = factor de tiempo (0.197 para $U = 50\%$), dado en la Tabla 13-1 para dos casos de presión de poros

t = tiempo para el correspondiente factor de tiempo T (si $T = 0.197$, utilizar el tiempo transcurrido correspondiente a $t = t_{50}$)

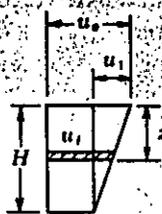
H = longitud promedio para el máximo camino de drenaje durante el incremento de carga dado (y la muestra es doblemente drenada, H será igual a la mitad de la altura promedio de la muestra durante la aplicación del incremento de carga dado).

Tabla 13-1 Factores de tiempo para las distribuidores de presión indicadas

U(%)	Caso I	Caso II
0	0.000	0.000
10	0.008	0.048
20	0.031	0.090
30	0.071	0.116
40	0.128	0.207
50	0.197	0.281
60	0.287	0.371
70	0.403	0.488
80	0.567	0.652
90	0.848	0.933
100		



Caso I



Caso Ia



Caso II

La distribución de presión de poros para el caso I usualmente se supone para el caso Ia.



El coeficiente de consolidación se presenta usualmente en una gráfica como c_v contra logaritmo de la presión p , generalmente en la misma gráfica de relación de vacíos contra logaritmo de la presión a una diferente escala de ordenada (natural). Algunas personas la dibujan como un promedio para los incrementos de carga; sin embargo, la curva es usualmente muy errática debido a las limitaciones en la teoría, y debido al método de obtención de H en la ec. (13-9), parece razonable dibujar c_v contra el correspondiente incremento de carga tal como se muestra en la Fig. 13-9.

- e. La pendiente de la rama secundaria de la curva de asentamiento contra logaritmo del tiempo está relacionada con la fluencia o *consolidación secundaria*. Esta pendiente es aproximadamente constante para un suelo dado y este hecho se puede considerar para obtener D_{100} para incrementos de carga cuya aplicación se suspendió mientras la muestra se encontraba solamente al final de la consolidación primaria. La pendiente de la rama secundaria de la curva puede utilizarse para calcular el coeficiente de compresión secundaria C_α para estimativos de compresión secundaria como: (ver Fig. 13-6a).

$$C_\alpha = \frac{\Delta H}{\log t_2/t_1} \quad (13-10)$$

3. Es posible hacer relaciones graficadas entre:

Relación de vacíos contra presión
Deformación unitaria contra presión

- a. *Gráfica de la relación de vacíos e contra la presión.* Esta gráfica puede hacerse bien utilizando el logaritmo de la presión (Fig. 13-9) o bien como una representación aritmética (Fig. 13-8).

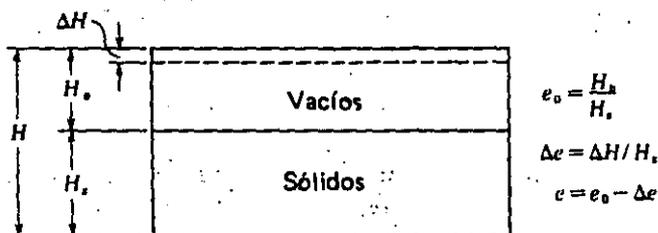


Figura 13-4
Relaciones entre el cambio en relación de vacíos y la altura.

De la Fig. 13-4 es evidente que mientras el esqueleto del suelo se deforma, como resultado de una disminución de los vacíos, la cantidad total de sólidos permanece constante. Por consiguiente, la relación de vacíos inicial, e_1 , es:

$$e_1 = \frac{H_v A}{H_s A} = \frac{H_v}{H_s}$$

En cualquier otro incremento de carga, la relación instantánea de vacíos e es:

$$e = \frac{(H_v - \Delta H)A}{H_s A} = e_1 - \frac{\Delta H}{H_s}$$

$$\text{ó } e = e_1 - \Delta e$$

El cambio de altura ΔH se obtiene a partir de las lecturas de deformímetro para cada incremento de carga; así, el cambio en relación de vacíos se puede calcular fácilmente.

De una gráfica aritmética de e contra presión es posible obtener el *coeficiente de compresibilidad* a_r como (Fig. 13-8):

$$a_r = \frac{\Delta e}{\Delta p} \quad (\text{usualmente se desprecia el signo negativo}) \quad (13-11)$$

y el *coeficiente de compresibilidad volumétrica* m_r como:

$$m_r = \frac{a_r}{1 + e_0} \quad (13-12)$$

Nótese que la unidad de m_v es recíproco del módulo de elasticidad y la inspección de a_v y m_v indican que si se interpretan:

$$\frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{\Delta L}{L} = \epsilon \quad (\text{deformación unitaria})$$

y p = presión

$$E = \frac{\Delta p}{\epsilon} \quad \text{ó} \quad \frac{1}{E} = \frac{\epsilon}{\Delta p} = m_r$$

De la gráfica semilog (el método más común de representación de los datos) de la relación de vacíos contra log presión (como en la Fig. 13-9), se obtiene de la parte recta el índice de compresión C_c como:

$$C_c = \frac{\Delta e}{\log p_2/p_1} \quad (\text{despreciar el signo negativo}) \quad (13-13)$$

y de la rama de descarga de la curva se obtiene el índice de expansión C_e como:

$$C_e = \frac{\Delta e_s}{\log p_2/p_1} \quad (13-14)$$

El índice de recompresión C_r se obtiene de la rama de recompresión como:

$$C_r = \frac{\Delta e_s}{\log p_2/p_1} \quad (13-15)$$

Nótese que en las tres ecuaciones si la pendiente se extiende sobre un ciclo del papel logarítmico, la relación $\log p_2/p_1 = \log 10 = 1$ y por consiguiente solo es necesario obtener el valor de Δe para un ciclo de la gráfica como valor numérico del coeficiente.

- b. *Gráfica de la deformación unitaria ϵ contra log presión.* Este método de presentar la información es relativamente reciente y tiene la ventaja particular de dibujar la información a medida que el ensayo avanza. El gráfico típico se muestra en la Fig. 13-10 y es idéntico en forma a la curva e contra $\log p$ de la Fig. 13-9. La pendiente de la parte recta de la curva se denomina *relación de compresión C'_c* y se define como:

$$C'_c = \frac{\Delta \epsilon}{\log p_2/p_1} \quad (13-16)$$

La pendiente de la rama de recompresión puede llamarse *relación de recompresión C'_r* y la pendiente de la rama de expansión puede llamarse *relación de expansión C'_e* con valores análogos a C_r y C_e .

- En general, utilizar las lecturas inicial y final del deformímetro en cada incremento de carga para calcular o la deformación unitaria o el cambio en relación de vacíos. Utilizar D_0 y D_{100} para obtener t_{50} para los cálculos del coeficiente de consolidación.
- Cuando la curva de relación de vacíos contra log presión o de deformación unitaria contra log presión se ha dibujado, se encontrará que si el ensayo fue hecho sobre una muestra inalterada traída del terreno, tendrá una curva característica como la del punto 0 de la Fig. 13-10. Esta forma característica se atribuye a la descarga de la muestra de su presión geostática o sobre carga natural debido al peso propio cuando se le remueve del terreno. Esta conclusión se ha obtenido al observar la forma similar de la curva en procesos de descompresión y recompresión de muestras durante el ensayo de consolidación en el laboratorio tal como se ilustra en la Fig. 13-9.

De esta observación, Casagrande (1936) propuso que la presión de preconsolidación podría estimarse como sigue (ver Fig. 13-9):

- En el punto de mayor curvatura, estimado al ojo, dibujar una tangente a la curva.
- Por este punto de tangencia, dibujar una línea horizontal tal como la línea $O-C$ de la Fig. 13-10.
- Bisectar el ángulo formado en los pasos a y b anteriores.
- Extender la parte recta de la línea e contra $\log p$ (o ϵ contra $\log p$) hasta que intercepte la línea bisectriz del ángulo.

- e. Trazar una línea vertical hasta el eje de las abscisas, y leer el valor de la presión p correspondiente. Si $p = p_0$, la presión geostática calculada, el suelo se encuentra *normalmente consolidado*. Si $p > p_0$, el suelo está *preconsolidado* y este valor de p debería identificarse como p_c , o sea la presión de consolidación.
- f. Sobre la curva e - $\log p$ puede estimarse la relación de vacío in-situ e_0 como:
- (1) Suelo normalmente consolidado: sobre la curva e - $\log p$ en p_0 .
 - (2) Suelo preconsolidado: en la intersección de las líneas que definen p_c (como el punto B de la Fig. 13-10 utilizada para ilustración de la localización) como se muestra en la Fig. 13-9. Nótese cuidadosamente que el valor de la relación de vacíos inicial de la muestra del experimento e_i es generalmente mayor que la relación de vacíos in-situ e_0 , aunque en la mayoría de la literatura no existe una distinción clara entre éstos dos valores.

Procedimiento *Esta es una práctica de clase*

1. Moldee cuidadosamente una muestra dentro de un anillo de consolidación (use la muestra dada por el instructor).¹

Opcional: De la raspadura obtenida en el proceso de moldeo tomar una muestra representativa y utilizarla para determinación del contenido de humedad. Determinar la gravedad específica G_s .

Pesar la muestra y determinar la altura H_i y el diámetro de la muestra. *Nota:* después de moldear la muestra a las dimensiones nominales (y/o utilizar el disco espaciador), registrar su espesor con una precisión de 0.01 mm (0.0001"), es decir, 20.00 mm (0.8000") u otra dimensión.

2. Colocar cuidadosamente la muestra de suelo en el consolidómetro con una piedra porosa saturada colocada sobre cada cara. Asegurarse de que las piedras porosas entren en el anillo de forma que el ensayo pueda avanzar satisfactoriamente.

Colocar el consolidómetro en el aparato de carga y ajustar el deformímetro de carátula; recordar que debe permitirse una posible compresión de la muestra de 4 a 12 mm.

Aplicar una carga de inicialización de 5 (para suelos blandos), a 10 (para suelos firmes) kPa. Verificar nuevamente que las piedras porosas no se apoyen sobre el anillo. Colocar el deformímetro de carátula en 0 (dejar esta carga de inicialización sobre el suelo).

3. En el momento conveniente, aplicar el primer incremento de carga (carga adicional suficiente para desarrollar el primer incremento de carga) y simultáneamente tomar lecturas de deformación a tiempos transcurridos de

0.25, 0.50, 1, 2, 4, 8, 15, 39, 60, 120 min, a continuación por ejemplo, 4, 8, 16, horas, etc.

y hasta que haya muy poco cambio en la curva (lectura de deformación contra $\log t$).

En laboratorios para estudiantes y si se utiliza una muestra de consolidación rápida, se puede modificar la secuencia de lecturas para cambiar las cargas a 30, 60 ó 90 min, o tan pronto como el gráfico de los datos indique que la muestra se encuentra dentro de la rama secundaria de su curva de consolidación.

4. Después de 24 horas o como se haya establecido, o cuando el ΔH entre dos lecturas sea suficientemente pequeño, cambiar la carga al siguiente valor y nuevamente tomar lecturas a intervalos de tiempo controlados como en el paso 3 anterior.

Si se utiliza el experimento de laboratorio "rápido" en el tercero y cuarto incremento de carga, tomar suficiente tiempo en lecturas para establecer una pendiente adecuada para la consolidación secundaria que puede ser utilizada en los otros incrementos.

¹ El autor recomienda preparar una muestra de arena fina limosa, la cual se consolidará entre 30 minutos y una hora de manera que el ensayo puede ser hecho durante un día. La muestra no tendrá una presión de preconsolidación, pero todos los demás aspectos del ensayo de consolidación podrán ser apreciados. Los cursos avanzados pueden hacer el ensayo en una forma real.

5. Continuar cambiando cargas tomando lecturas de deformación contra tiempo discurrido a través de todo el rango de cargas del consolidómetro (o hasta que arbitrariamente se determine).
6. Colocar la muestra (incluyendo todas las partículas que se hayan exprimido fuera del anillo) en el horno al final del experimento para encontrar el peso de los sólidos W_s y lograr el cálculo del volumen final de agua V_{wf} . Comparar W_s con el valor calculado en el paso 1 (si se hizo la determinación del contenido de humedad).
7. Dibujar las curvas de lectura de deformación contra log tiempo. Encontrar D_0 , D_{100} y D_{50} y los correspondientes t_{50} para cada incremento de carga y mostrar los valores sobre todas las curvas. Dibujar en papel semilogarítmico de cinco ciclos más de un incremento de carga en cada hoja, cuidándose de no sobrecargar excesivamente la gráfica. Referirse a las Figs. 13-5 a 13-10 para los cálculos y el método de presentar la información.
8. *Opcional:* Dibujar la curva de lectura del deformímetro contra $\sqrt{\text{tiempo}}$ para dos incrementos de carga cualesquiera y encontrar D_0 , D_{100} , D_{50} y el correspondiente t_{50} . Comparar t_{50} con el obtenido en el paso 7 y hacer los comentarios que considere apropiados en el informe si hay una gran discrepancia.
9. Utilizando los formatos para lecturas de deformación contra tiempo, los cálculos para e_0 , H_s , completar el formato titulado "Hoja de cálculos para e y c_v " (referirse a la Fig. 13-7).
10. Dibujar bien a , b o ambos según lo decida el instructor.
 - a. Calcular la deformación unitaria para cada incremento de carga como:

$$\epsilon = \frac{\Sigma \Delta H}{H_i}$$

donde $\Sigma \Delta H$ es la deformación acumulada a través de cualquier incremento de carga. Dibujar la deformación unitaria contra log P y obtener la relación de compresión C_c , y calcular el índice de compresión como:

$$C_c = C'_c(1 + e_0)$$

y mostrar ambos valores sobre el gráfico ϵ contra log P .

- b. Calcular e_0 , e_i y hacer la gráfica de e contra log P y calcular el índice de compresión, C_c . Mostrar este cálculo sobre la gráfica junto con la forma de obtención de los valores para el cálculo (coordenadas de la curva).
11. Sobre la curva del paso 10, seleccionar una buena escala de ordenadas y dibujar c_v contra log P utilizando la parte derecha de la hoja del gráfico para definir la escala de c_v . No utilizar una escala demasiado grande de forma que se disminuya la importancia de la curva e (o ϵ) contra log P . Asegurarse de utilizar una escala que indique razonablemente $c_v = \text{constante}$ (lo cual es una suposición esencial en la teoría de consolidación).
12. De la curva e (o ϵ) contra log P encontrar la presión de consolidación (si es aplicable).
13. Demostrar que $C'_c = \frac{C_c}{1 + e_0}$.

EXPERIMENTO DE CONSOLIDACION

Formato 14

Proyecto DATOS PARA EL MANUAL DE LAB. Trabajo No. _____

Localización del Proyecto UNIV. DE BRADLEY Perforación No. _____ Muestra No. _____

Descripción del Suelo ARCILLA AZUL CON ARENA MUY FINA Profundidad de la Muestra _____

Realizado por J. E. B Fecha de la práctica 11/23-29/76

Consolidómetro Tipo ANILLO FLOTANTE Anillo No. S1-1

Relación de amplificación del sistema de Carga 27:1 (TIPO HIDRAULICO)

Dimensiones del anillo: Diám. ions: Diam. 62.14 mm Area, A 30.33 cm² Altura 24 mm

Altura inicial del Suelo, H_i 20.00 mm

Gravedad específica del suelo, $G_s =$ _____

Peso del anillo + muestra al comienzo del experimento = 292.02 g

Peso del anillo = 164.90

Peso del suelo húmedo, $W_t =$ 127.12

Peso de suelo seco calculado, $W'_s =$ _____

Peso de suelo seco al horno, $W_s =$ 99.70 g

Determinación del Contenido de Humedad	
Peso de lata + suelo húmedo =	_____
Peso de lata + suelo seco =	_____
Peso de la lata =	_____
Peso del agua =	_____
Peso del suelo seco =	_____
Contenido de humedad inicial, $w_i =$	_____

Altura de sólidos calculada^b, $H_s =$ $[2(30.33) - (0.364 \times 30.33 + 16.75)] / 30.33 = 1.084 \text{ cm}$

Altura inicial de vacíos, $H_v = H_i - H_s =$ $2.000 - 1.084 = 0.916 \text{ cm}$

Grado de saturación inicial, $S_r = (W_t - W_s) / (H_v A) =$ $(127.12 - 99.70) / [0.916 \times 30.33] = 0.987$

Relación de vacíos inicial, $e_i = H_v / H_s =$ $0.916 / 1.084 = 0.845$

Datos finales del experimento (obtejidos al final del experimento)

Lectura inicial del deformímetro 0.00

Lectura final del deformímetro $364 \times 0.01 = 3.64 \text{ mm}$

Cambio en altura de la muestra 0.364 cm

Altura final de vacíos, $H_{vf} =$ $\frac{16.75}{30.33} = 0.552 \text{ cm}$

Relación de vacíos final, $e_f = H_{vf} / H_s =$ 0.509

Determinación del Contenido de Humedad Final	
Peso final de anillo + suelo húmedo ^a	<u>281.35 g</u>
Peso final de anillo + suelo seco	<u>264.60</u>
Peso de suelo seco al horno, W_s	<u>164.90</u>
Contenido de humedad final, W_f	<u>$\frac{99.70}{164.90} \times 100 = 60.52\%$</u>
Grado de saturación final, S	<u>100 (assumed) %</u>

^aObtenido de los datos finales sobre contenido de humedad

^bUsar G_s o los datos finales de contenido de humedad para $S = 100\%$

^cAsegurarse de incluir cualquier cantidad de suelo que se haya podido extruir del anillo al consolidómetro.

Figura 13-5

Datos del ensayo de consolidación.

(a) Datos preliminares del ensayo de consolidómetro.

EXPERIMENTO DE CONSOLIDACION (Datos de Compresión-Tiempo)

Formato 15

Proyecto DATOS PARA EL MANUAL DE LAB. Trabajo No.

Localización del Proyecto UNIV. DE BRADLEY Perforación No. Muestra No.

Descripción del Suelo ARCILLA AZUL CON ARENA MUY FINA Profundidad de la Muestra

Realizado por K. M. & M. C. Fecha de la práctica NOV. 23-29/76

Datos del Ensayo de Carga

Carga 100 kPa

Carga 200 kPa

Fecha de aplicación 11/25/76

Fecha de aplicación 11/26/76

Aplicada por K.M.

Aplicada por M.C.

Fecha y hora en el reloj	Tiempo transcurrido min.	Lecturas del deformímetro $\times 10^{-2}$ mm/div	
		Original	Ajustado
11-25			
8:27	0	59	0.59 mm
	0.1	66	
	0.25	67.5	
	0.5	69.5	
	1	70	
	2	72	
	4	73	
	8	75	
	15	78	
	30	80	
	60	83.5	
10:27	120	88.5	
12:43	256	94.0	
3:27	420	97	
11-26			
8:04	1417	98	0.98 mm

Fecha y hora en el reloj	Tiempo transcurrido min.	Lecturas de deformímetro $\times 10^{-2}$	
		Original	Ajustado
11-26			
8:04	0	98	
	0.1	109.5	0.11 mm
	0.25	112	
	0.5	113.5	
	1	116	
	2	117.5	
	4	120	
	8	123.5	
	15	127	
	30	132.5	
	60	138	
10:04	120	143.5	
12:00	256	148	
5:43	579	151	
11-27			
7:34	1410	152	1.52 mm

*Poner aquí las subdivisiones del deformímetro, 0.01 mm/div., etc.

(b) Datos para dibujar la curva de lectura del deformímetro vs. tiempo mostrada en la Fig. 13-6.

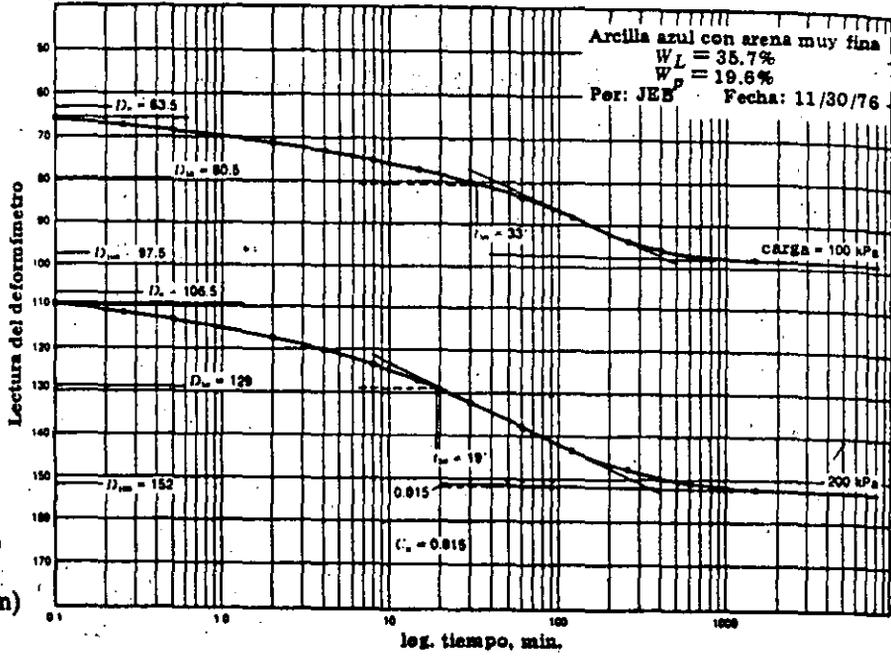
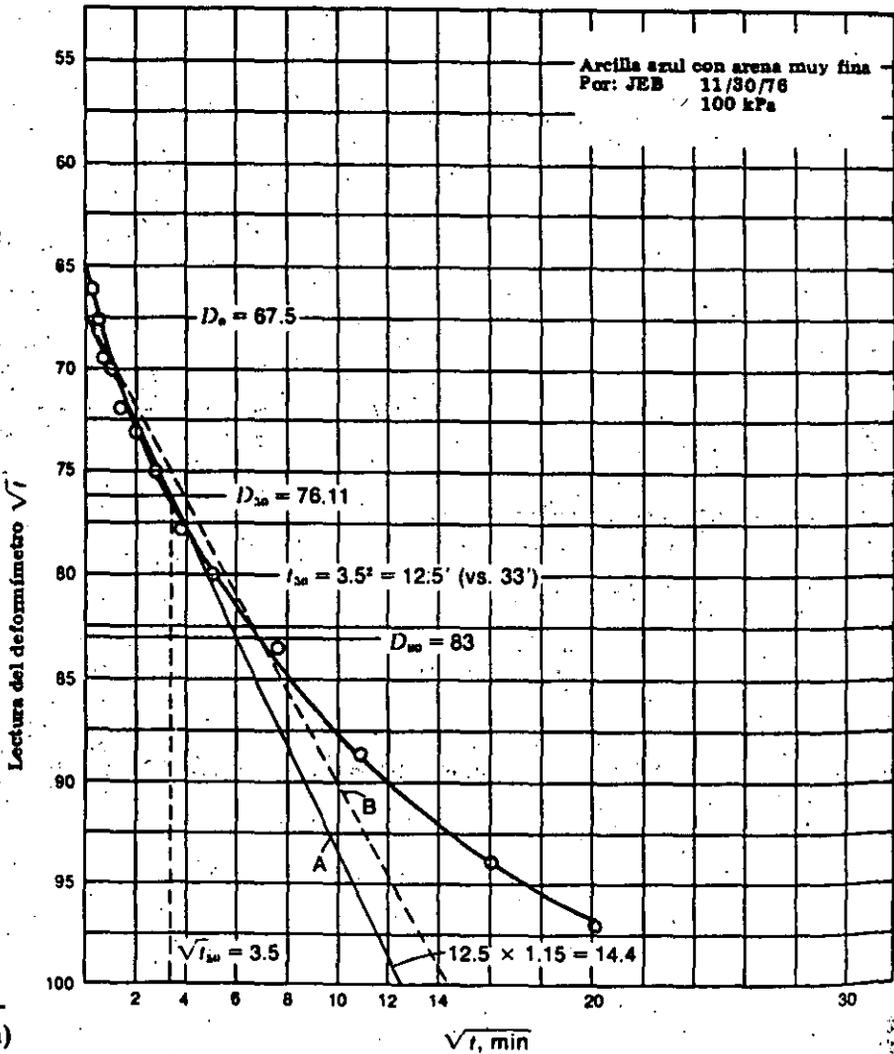


Figura 13-6
 Curvas de lectura del deformímetro vs. tiempo
 (a) Lectura del deformímetro vs. log tiempo (min)



(b) Lectura del deformímetro vs. $\sqrt{\text{tiempo}}$ (min)

Teoría de Cálculos

De la línea 2 de la Fig. 13-9 (carga = 25 kPa)

Lectura inicial del deformímetro = 0.00 cm

Lectura final del deformímetro = 0.032 cm ($32 \times 0.01 \times 0.1$)

$$\Delta H = 0.032 \text{ cm}$$

$$\Delta e = \frac{H}{H_s} = \frac{0.032}{1.084} = 0.0296 \rightarrow 0.030 \quad (\text{exactitud de la gráfica})$$

$$e = e_i - \Delta e = 0.845 - 0.030 = 0.815$$

$$\epsilon = \frac{\Delta H}{H_i} = \frac{0.032}{2.00} = 1.6 \times 10^{-2}$$

$$\begin{aligned} \text{Altura promedio} &= H_i - \frac{(\Delta H_{i-1} + \Delta H)}{2} \\ &= 2.00 - \frac{0.00 + 0.032}{2} = 1.984 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$c_r = \frac{0.197H^2}{t_{50}} = \frac{0.197(1.984/2)^2}{10.0} = 0.0194 \text{ cm}^2/\text{min} \quad (\text{drenaje en dos sentidos})$$

De la línea 4 (carga = 100 kPa)

Lectura inicial del deformímetro

Lectura final del deformímetro = 59 = 0.059 cm

$$= 98 = 0.098 \text{ cm}$$

$$\Delta H = 0.098 \text{ cm}$$

$$\Delta e = \frac{0.098}{1.084} = 0.090$$

$$e = 0.845 - 0.090 = 0.755$$

$$\epsilon = \frac{0.098}{2.00} = 4.9 \times 10^{-2}$$

$$\text{Altura promedio} = 2.00 - \frac{0.059 + 0.098}{2} = 1.922 \text{ cm}$$

$$c_r = \frac{0.197(1.922/2)^2}{33.0} = 0.0055 \text{ cm}^2/\text{min}$$

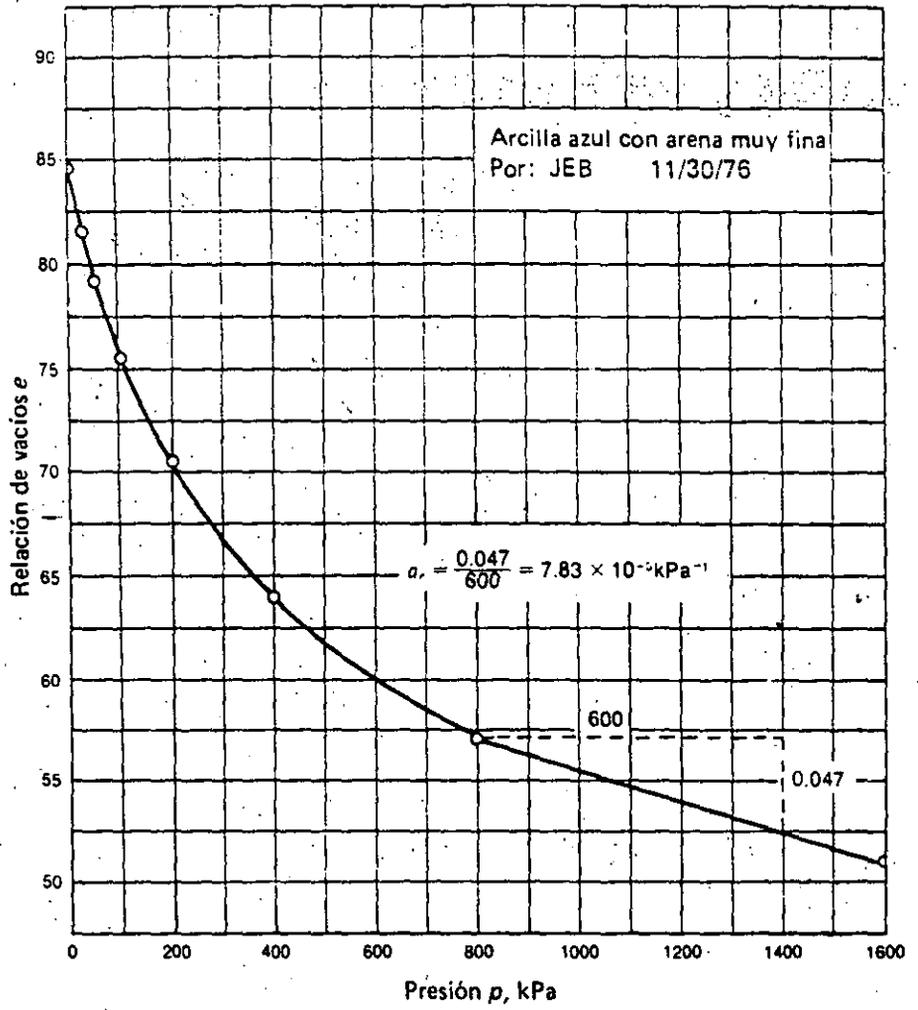


Figura 13-8
Gráfica de e vs. p (kPa) de los datos de la Fig. 13-7

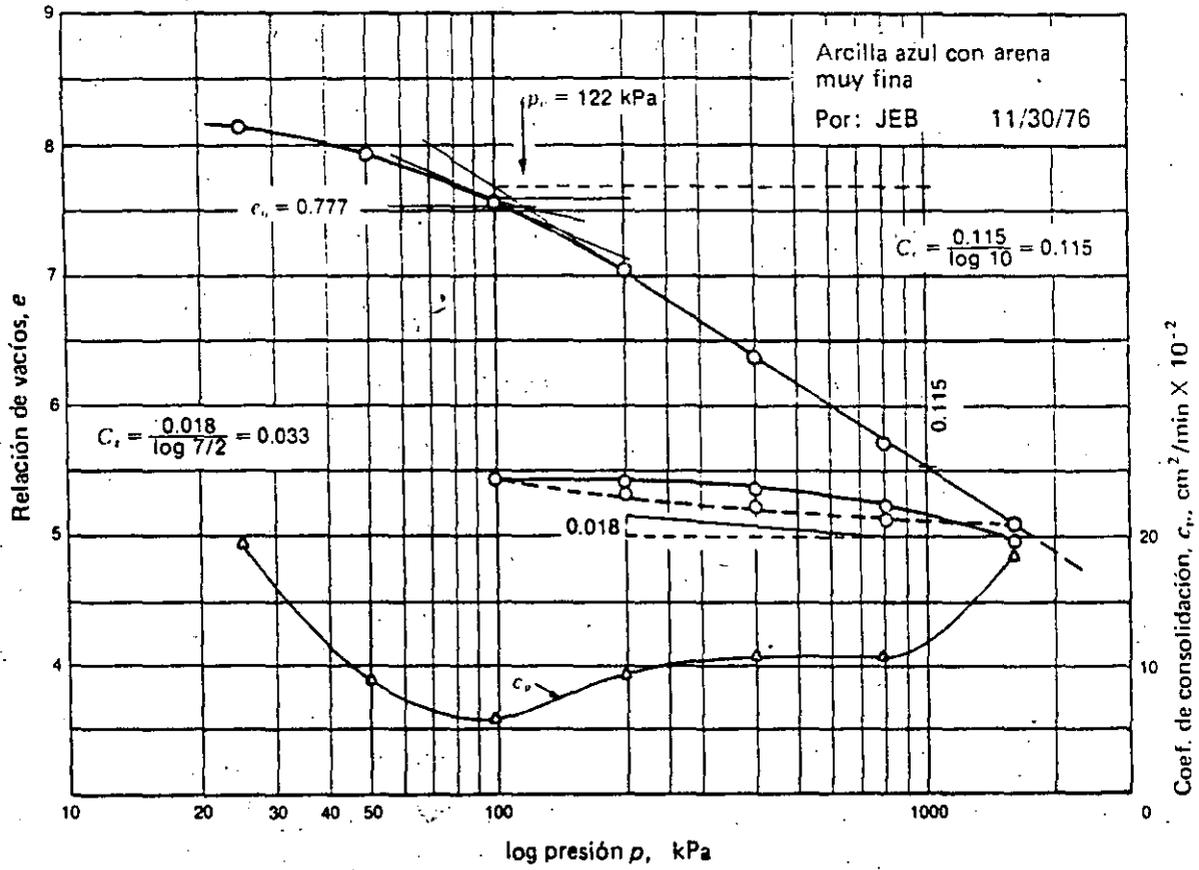


Figura 13-9

Gráfica de e vs. $\log p$ y c_v vs. $\log p$ usando los datos de la Fig. 13-7.

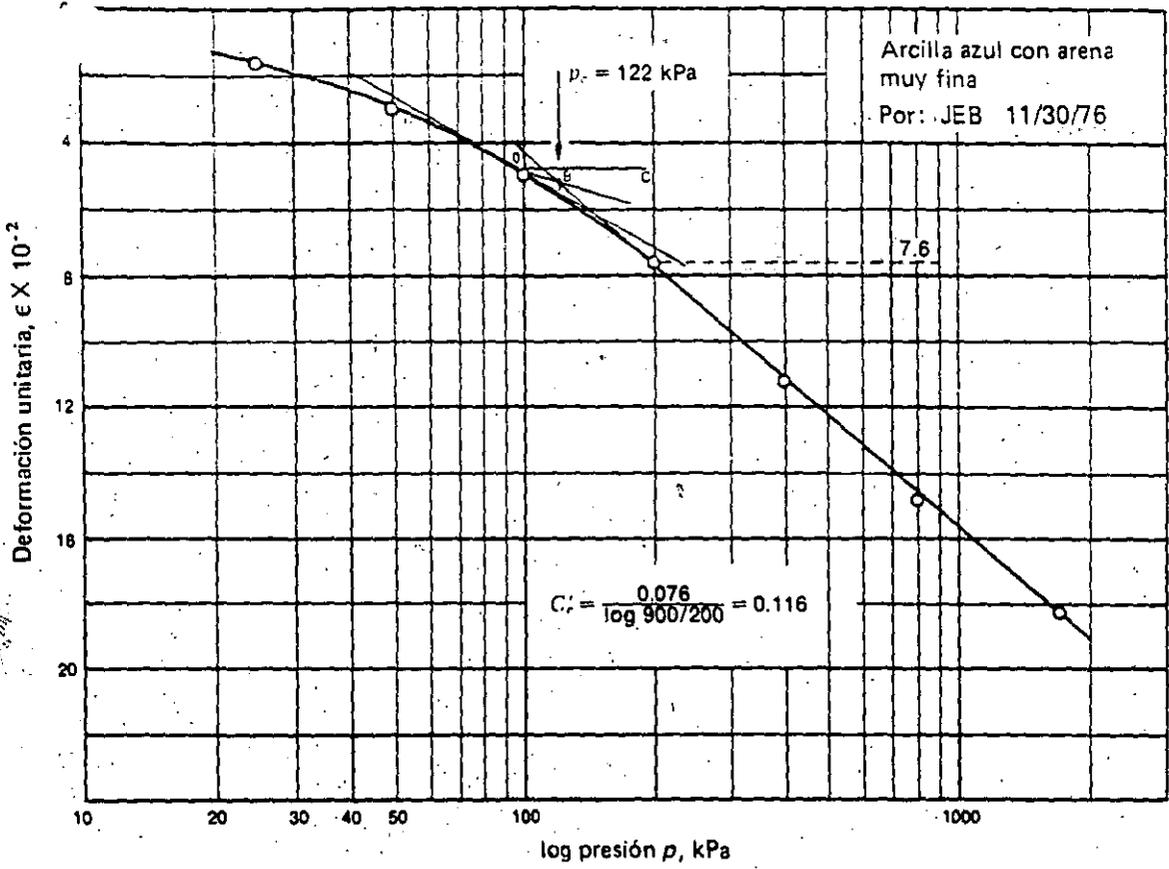


Figura 13-10
Gráfica de la deformación unitaria ϵ vs. $\log p$ usando los datos de la Fig. 13-7



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

**CURSOS ABIERTOS
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS**

6 al 10 de abril de 1992

T E M A V I I :

ELEMENTOS TEORICOS DE ESTADOS DE ESFUERZO Y DEFORMACION

**ING. RICARDO R. PADILLA
VELAZQUEZ
P.I. MARTIN MEJIA RAMOS**

PALACIO DE MINERIA

7.1 ELEMENTOS TEORICOS DE ESTADOS DE ESFUERZO Y DEFORMACION

7.1.1 ESTADO DE ESFUERZO

El estado de esfuerzo en un punto de un medio continuo, se puede representar, por medio de un cubo diferencial (en el caso de análisis tridimensional), o por medio de un cuadrado diferencial (en el caso de análisis plano). En este tipo de representaciones, se ha descompuesto al vector esfuerzo (en sus componentes normal y cortante(s)), que actúa en dirección de cada uno de los ejes del sistema de referencia.

Al vector esfuerzo se le define como:

$$\vec{S} = \lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\Delta \vec{F}}{\Delta A} = \frac{d \vec{F}}{d A}$$

Otra forma de definirlo, pero ahora orientado, respecto a un sistema de referencia cartesiano, y actuando en un plano normal a un eje del sistema de referencia, es:

para el plano en dirección X

$$\vec{S}_x = \sigma_x \mathbf{i} + \tau_{xy} \mathbf{j} + \tau_{xz} \mathbf{k}$$

para el plano en dirección Y

$$\vec{S}_y = \tau_{yx} \mathbf{i} + \sigma_y \mathbf{j} + \tau_{yz} \mathbf{k}$$

para el plano en dirección Z

$$\vec{S}_z = \tau_{zx} \mathbf{i} + \tau_{zy} \mathbf{j} + \sigma_z \mathbf{k}$$

Observe que las componentes de los vectores son los esfuerzos orientados, para cada una de las caras del cubo diferencial mostrado (la figura 7.1.2.

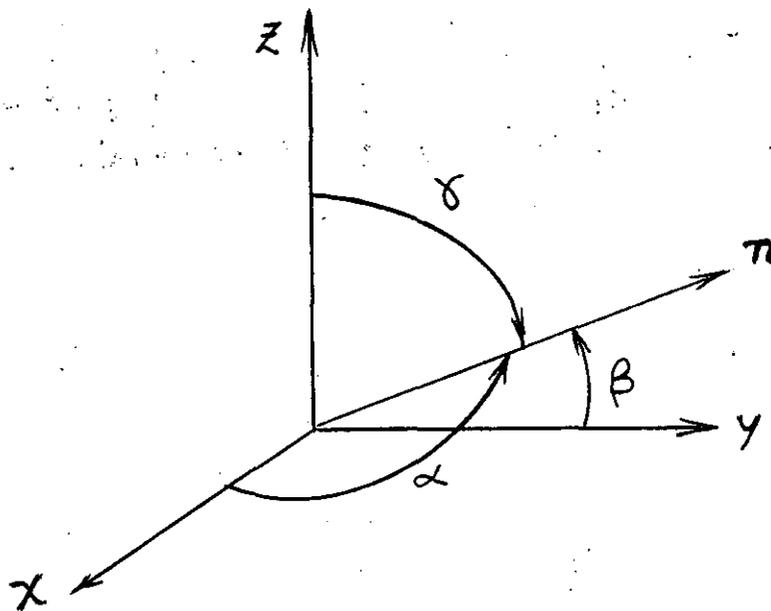
La convención de signos de los esfuerzos representados en un cubo diferencial o un cuadrado diferencial, que representen a los esfuerzos actuantes en un punto, es diferente para ingeniería estructural, que para Mecánica de Suelos. La convención que se usará en este curso, será la de Mecánica de Suelos.

CONVENCION DE SIGNOS DE ESFUERZOS

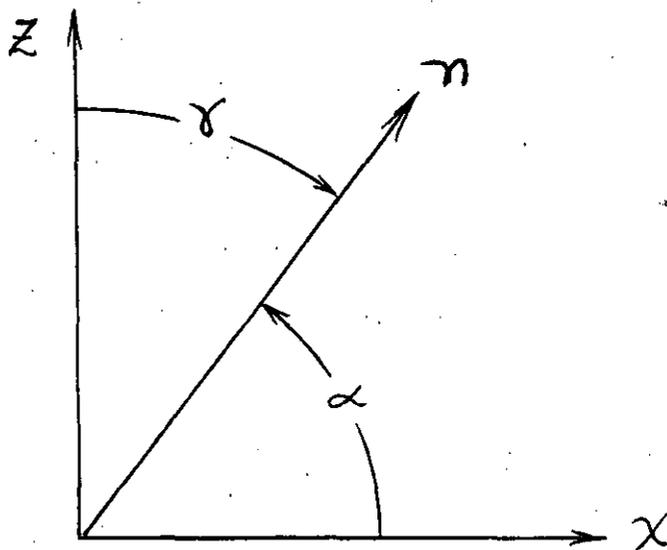
Antes de definir la convención de signos de los esfuerzos, se debe definir a que se le llama cara positiva.

DEFINICION: Se define como caras positivas, a aquellas por donde saldrían los ejes del sistema de referencia, si se sitúa el origen de éste en el centro del elemento diferencial. Observe la figura 7.1.1.

Se conviene considerar como esfuerzos con signo positivo, a aquellos que actuando en cara positiva, se representen en el elemento diferencial, con sentido opuesto al sentido de su eje paralelo del sistema de referencia. Vea la figura 7.1.2.

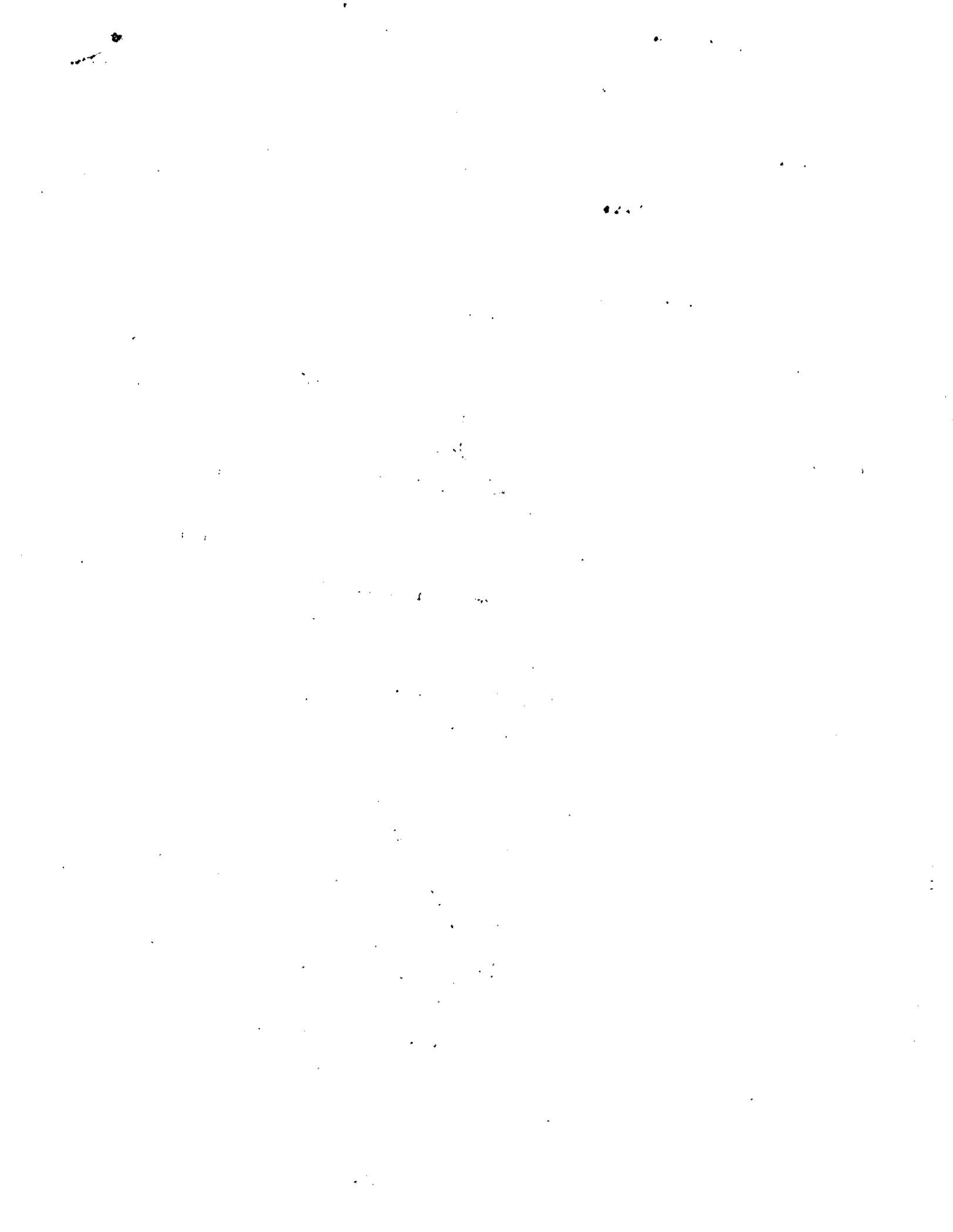


Versor en el espacio.



Versor en el plano

Fig. 7.1.5 Versores



b) Asociado a σ_z , se ubica el valor del cortante, con el mismo signo que tiene en el tensor.

4. Definidos los puntos $[\sigma_x, -(\tau_{xz})]$ y (σ_z, τ_{xz}) , se unen por medio de una línea recta. Al punto donde esta línea corta al eje de los esfuerzos normales, se toma como centro del círculo, y como diámetro a la distancia entre los dos puntos antes definidos. Los valores de los esfuerzos principales, se pueden leer directamente donde el círculo corta al eje de los esfuerzos normales.

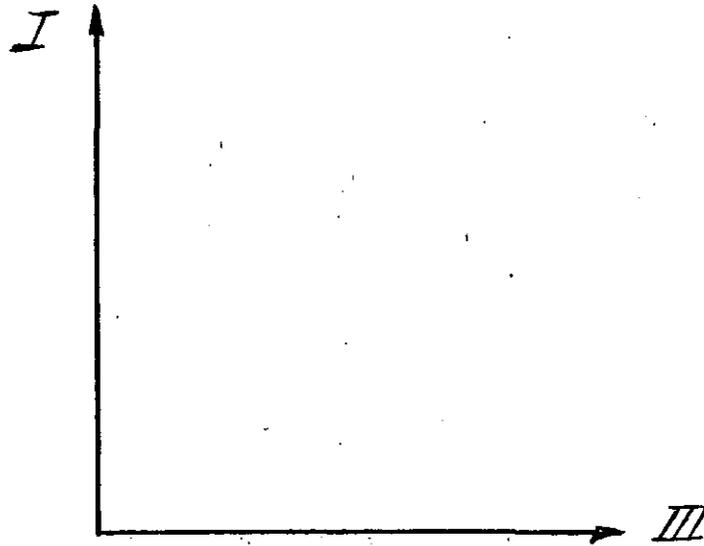
5. En este método, el polo siempre se localiza en el punto que representa a σ_3 (esfuerzo principal menor). Este punto será en el plano de Mohr, el origen de todos los sistemas de referencia.

6. Sobre el eje de los esfuerzos normales, siempre se alojará la dirección del esfuerzo principal mayor (σ_1), y con el mismo sentido. A este eje se le denominará con un uno romano (I).

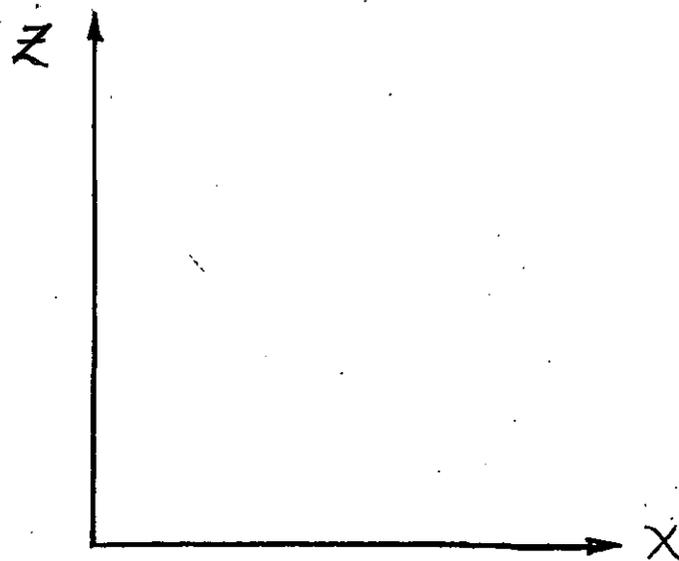
7. Perpendicular al eje de los esfuerzos normales y teniendo como origen al polo, se ubica a la dirección de esfuerzo principal menor (σ_3), y con sentido contrario al eje de los esfuerzos cortantes, con el fin de formar un sistema de referencia derecho. A este eje se le denominará con un tres romano (III). Vea la figura 7.1.6.

8. Se une con una línea recta al polo y al punto $[\sigma_x, -(\tau_{xz})]$. Esta línea nos marca la dirección de eje X, aunque todavía no





Sistema de referencia principal



Sistema de referencia en uso

Fig. 7.1.6 Sistemas de referencia derechos (en análisis plano)

definimos su sentido. Se une con otra línea recta al polo y al punto (σ_z, τ_{xz}) . Esta línea nos indica la dirección del eje Z, aunque todavía no definimos su sentido. Para proponer los sentidos correctos del sistema de referencia XZ, se debe tener en cuenta que debe ser derecho, y como recomendación especial que se asignen de tal modo, que queden centrados los dos primeros cuadrantes, de los dos sistemas de referencia. Vea la figura 7.1.6.

9. Para obtener los valores correctos de σ y τ , en cualquier plano que se quiera, basta con orientar una línea que parta del polo y que represente a n , en la misma forma que se tiene respecto al sistema de referencia en uso XZ, y con la única condición de que apunte hacia el círculo (recordemos que todo plano denominado por δ , tiene dos versores).

10 El punto resultante de la intersección del versor y el círculo, nos indicará gráficamente los valores (módulo y signo) correctos de los esfuerzos σ y τ en el plano δ propuesto.

Se hará un ejercicio en el curso, para practicar este método.

7.1.2 ELEMENTOS DE ESTADO DE DEFORMACION

En esta parte se verá en forma muy simple la forma en que se miden las deformaciones en mecánica de Suelos.

Se define como deformación a la diferencia de longitud que se tiene cuando se pasa de una longitud inicial a una longitud final (en este concepto no importan condiciones intermedias, ni el tiempo en que se da la deformación). En Mecánica de Suelos las deformaciones son positivas cuando la longitud final es menor que la inicial. Vea la figura 7.1.7. En esta figura se presenta una deformación positiva vertical.

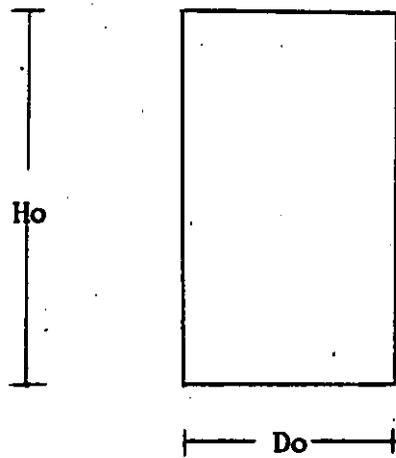
$$\delta = \Delta H = -(H_f - H_o) = H_o - H_f$$

Se define como deformación unitaria a la relación entre la deformación y la longitud inicial. Se define con la letra griega "ε".

$$\epsilon = \frac{\delta}{H_o}$$

En las pruebas de compresión a probetas cilíndricas en suelos, se tiene que en ocasiones se tienen grandes deformaciones antes de la falla. En este caso se debe hacer una corrección del área transversal de la probeta. Si se acepta que la deformación se da para un volumen de probeta constante, se puede decir que el área que se va teniendo conforme avanza la deformación es:





Dimensiones iniciales

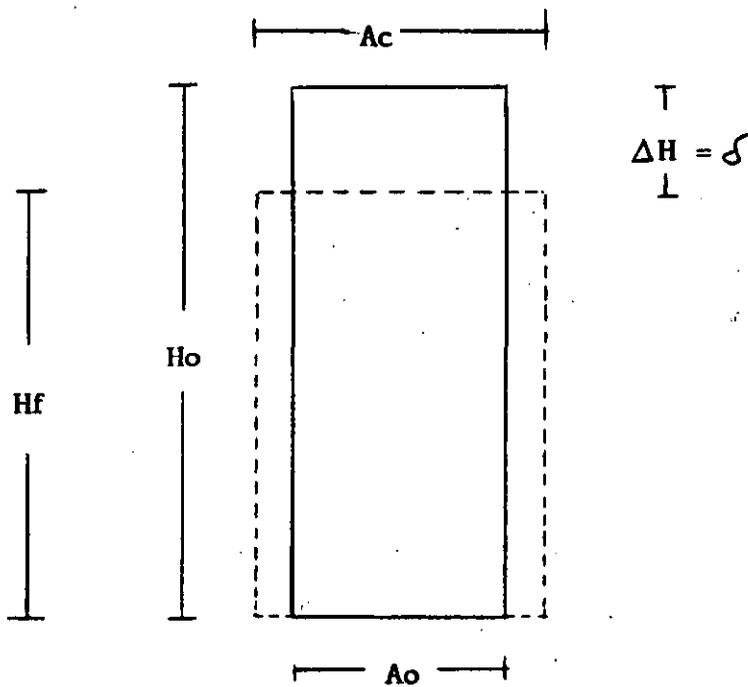


Fig. 7.1.7 Análisis de deformaciones en compresión

11a

$$A_c = \frac{A_o}{1 - \epsilon}$$

Observe de nuevo la figura 7.1.7. Aquí también se supone que el área transversal crece igual a todo lo largo de la probeta. Lo anterior no es cierto por problemas de esfuerzos que se tienen en los extremos de la probeta durante la prueba.



7.1.3. RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS

En los suelos, se acepta que la resistencia se tiene siempre por una combinación de esfuerzo normal y cortante. Esta es la razón por la que estudiamos anteriormente como evaluar esfuerzos normal y cortante en forma gráfica. Esta combinación de esfuerzos es un punto en el plano de Mohr.

Las fallas reales en suelos, se acepta que nunca se dan por esfuerzo cortante puro (sin esfuerzo normal actuante). Tampoco se acepta que tengan resistencia a la tensión (la tensión la puede resistir el agua trabajando a tensión, o un mineral cementante en el suelo), ya que esta no es una condición confiable ni permanente. Esta es la razón por la que se estudia en suelos la resistencia al esfuerzo cortante (siempre combinado con un esfuerzo normal).

La propuesta clásica para analizar la resistencia de los suelos, es la de analizar la fricción en el plano de contacto de un bloque rugoso sobre un plano rugoso. Vea la figura 7.1.8. El esfuerzo normal se puede definir como:

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

y el esfuerzo cortante como:

$$\tau = \frac{T}{A}$$

El ángulo ϕ' es el ángulo que se desplaza la resultante R de la línea de acción del esfuerzo normal. Vea la figura 7.1.8. En Física



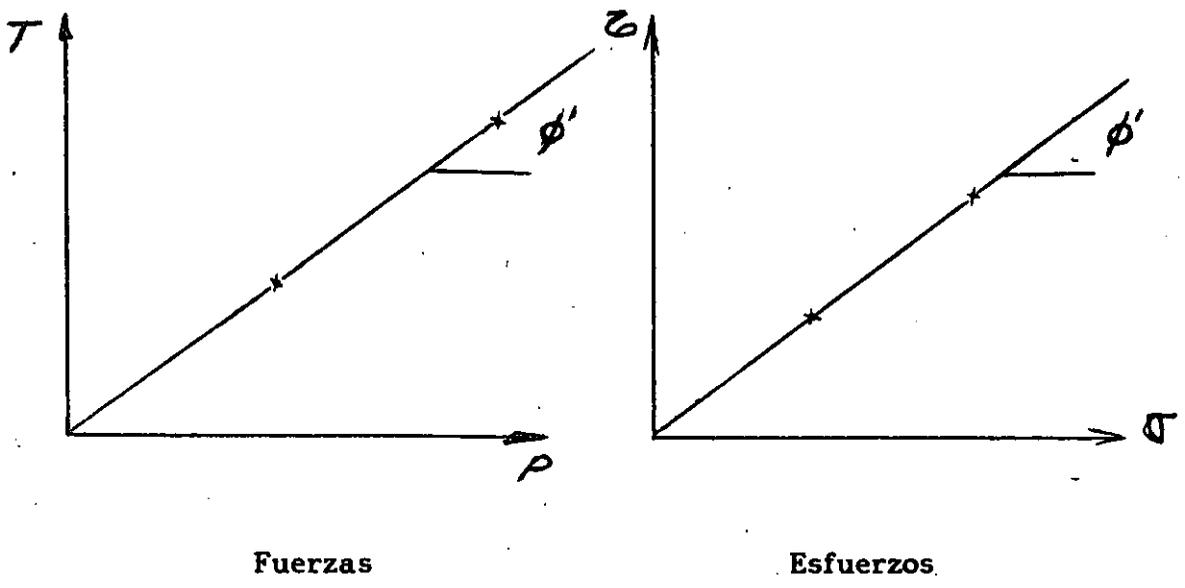
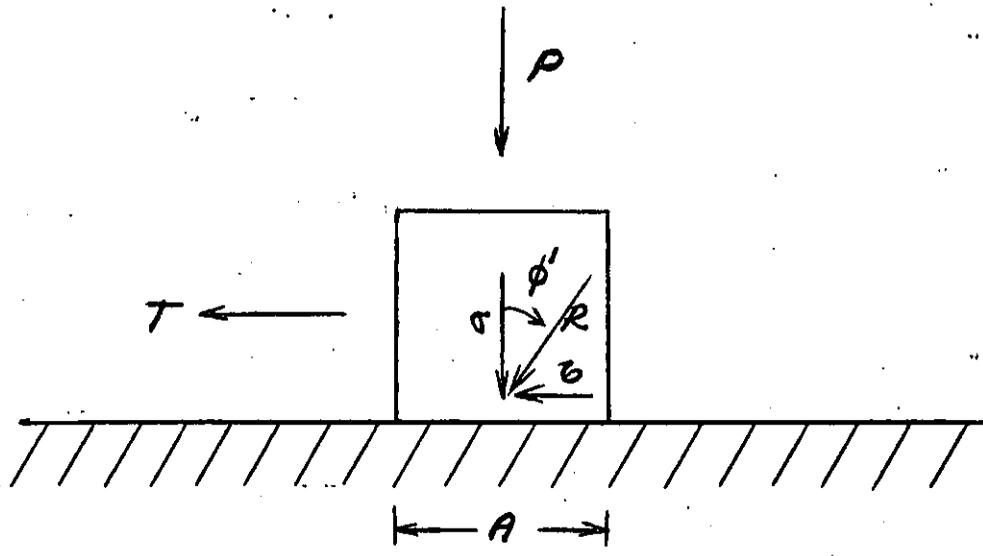
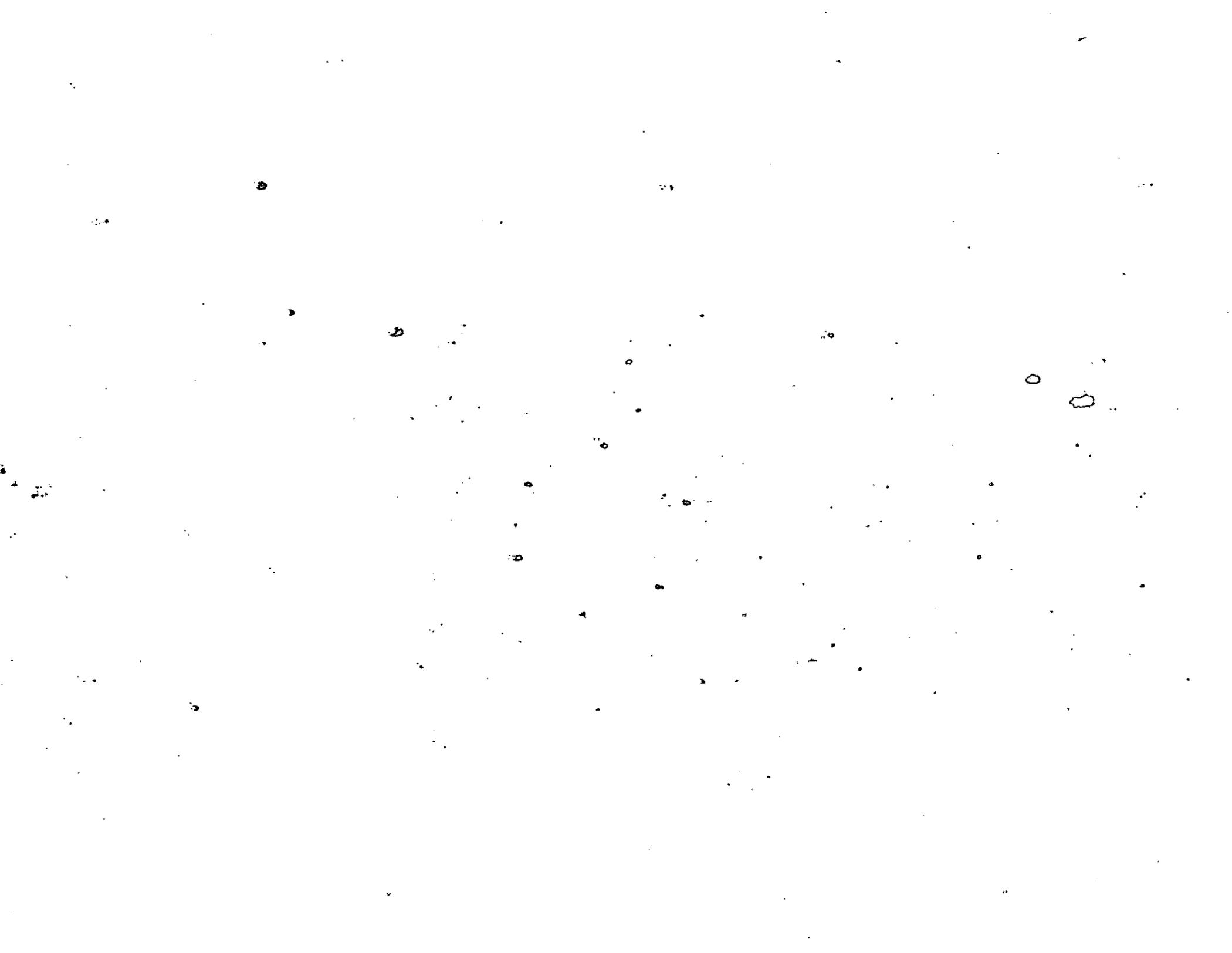


Fig. 7.1.8 Análisis de fricción



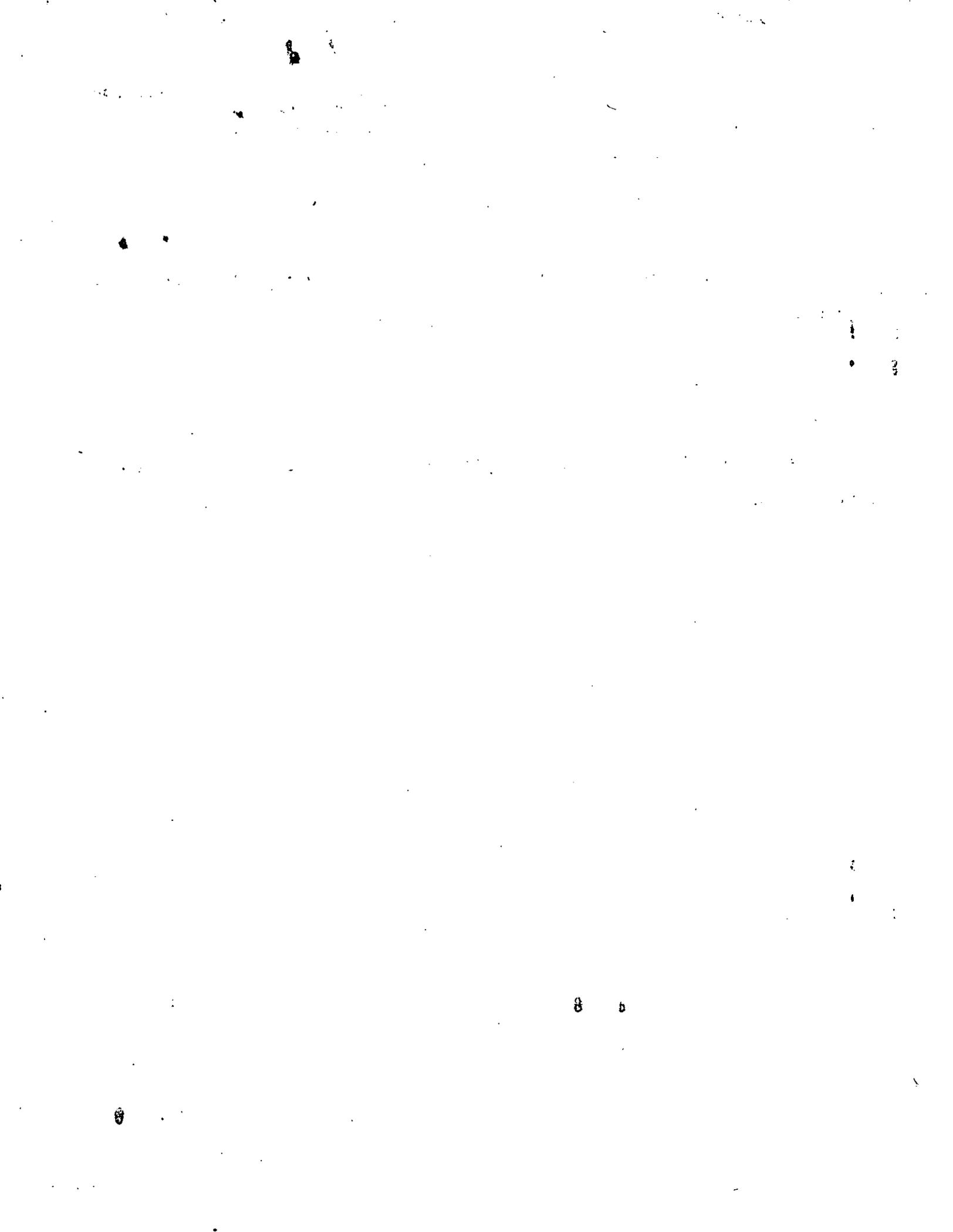
clásica se define como coeficiente de fricción estática a la relación entre T y P o entre τ y σ , y se define como μ , de modo que:

$$\mu = \frac{T}{P} = \frac{\tau}{\sigma} = \tan \phi'$$

Es por esto que la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo granular (a esfuerzos efectivos), se expresa como:

$$s = \tau_{\max} = \sigma \tan \phi'$$

Más adelante se verán aplicaciones de esto en pruebas específicas de laboratorio.

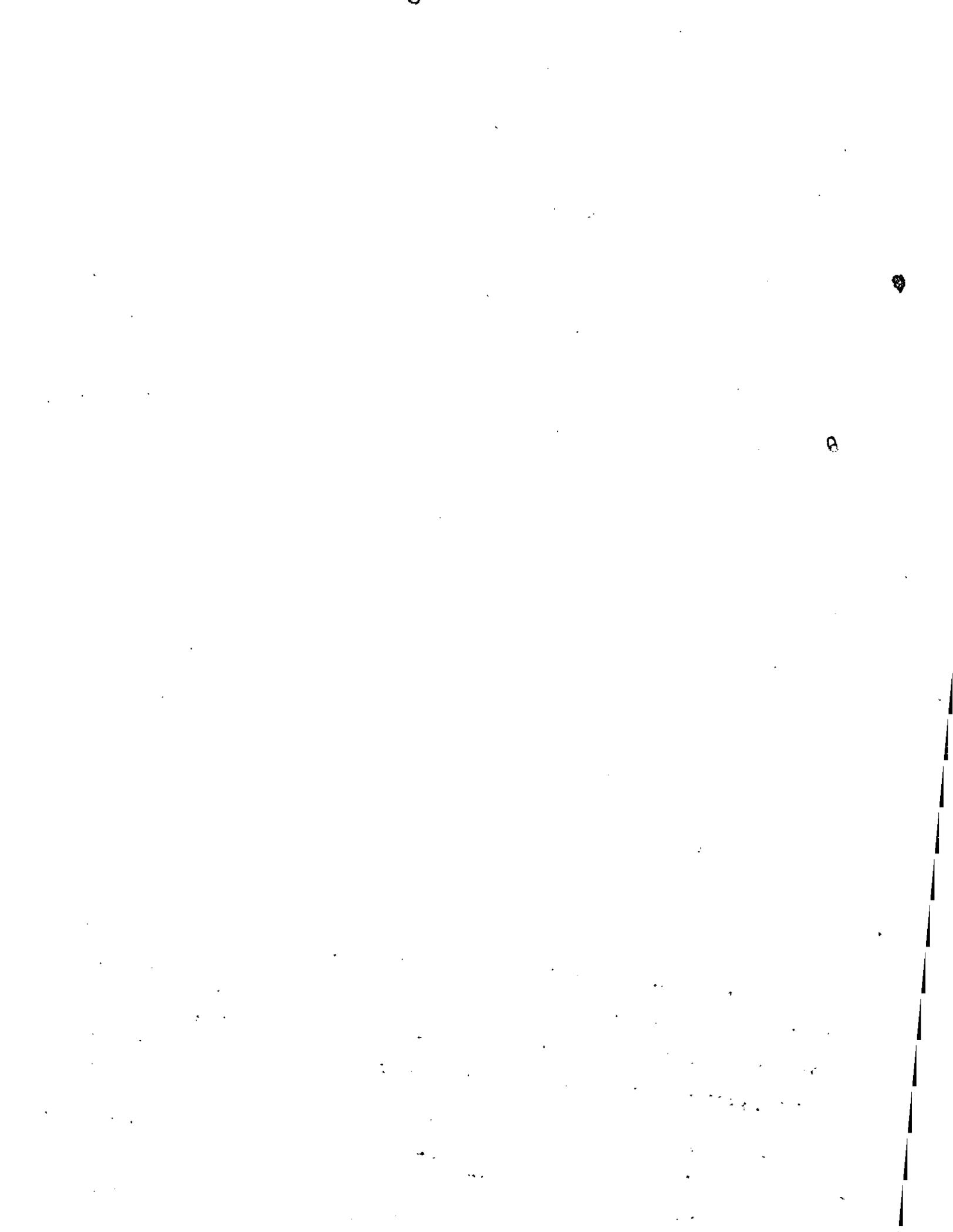


7.2 PRUEBAS DE CAMPO



PRUEBAS DE CAMPO

Existen intentos que pretenden correlacionar datos obtenidos con pruebas de sondeo del suelo en campo, con la resistencia de los suelos. Hay que aclarar que hasta el día de hoy no se ha logrado un éxito tal en este sentido, de tal forma que se pudiesen sustituir las pruebas de laboratorio.



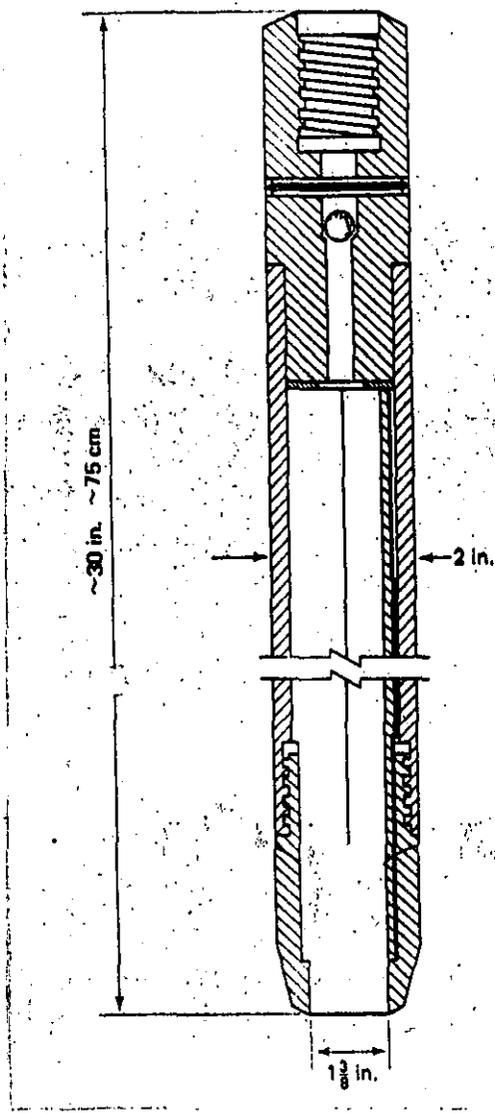
7.2.1 PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR

Esta prueba se usa para sondear al suelo, hincando por medio de golpes de un martillo, una punta recuperadora de muestras alteradas, llamada penetrómetro estándar. Este penetrómetro consiste en una punta cortadora, de acero endurecido, seguida por un tubo de recuperación de dos cañas. Un diagrama de este equipo se muestra en la figura 7.2.1. En esta prueba se hace un conteo de golpes para penetrar tramos de 15 cm, en una secuencia total de 45 cm. De los resultados de este proceso, se suman el número de golpes que se obtienen en los dos últimos tramos de 15 cm, de tal modo que se tiene el número para penetrar 30 cm. A este dato final, se le llama número de golpes (N).

Se han hecho correlaciones, que como se dijo antes se deben usar con sumo cuidado, para relacionar el valor del número de golpes con la resistencia de arcillas y arenas.

En la figura 7.2.1, se muestra una propuesta para arcillas en base a la resistencia de éstas en pruebas de compresión simple (q_u).

En la figura 7.2.2, se muestra el caso para arenas, donde en las dos primeras gráficas intentan poder obtener, ya sea por porcentajes de grava, arena y limo y datos de penetración la compacidad relativa del suelo granular; o ya sea en función del esfuerzo vertical y datos de penetración, también obtener la compacidad relativa. En base a esta compacidad, supuesta por estas gráficas, se puede uno dar una



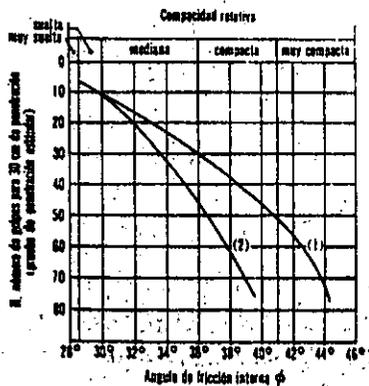
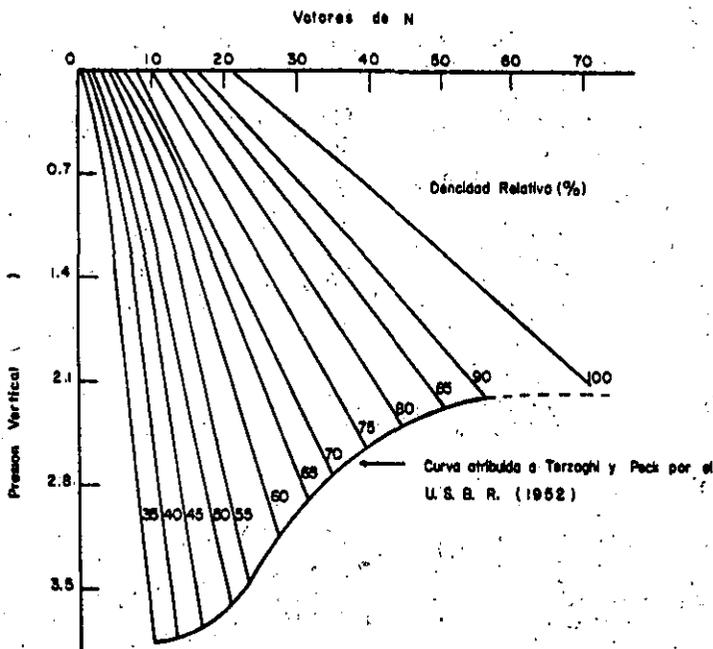
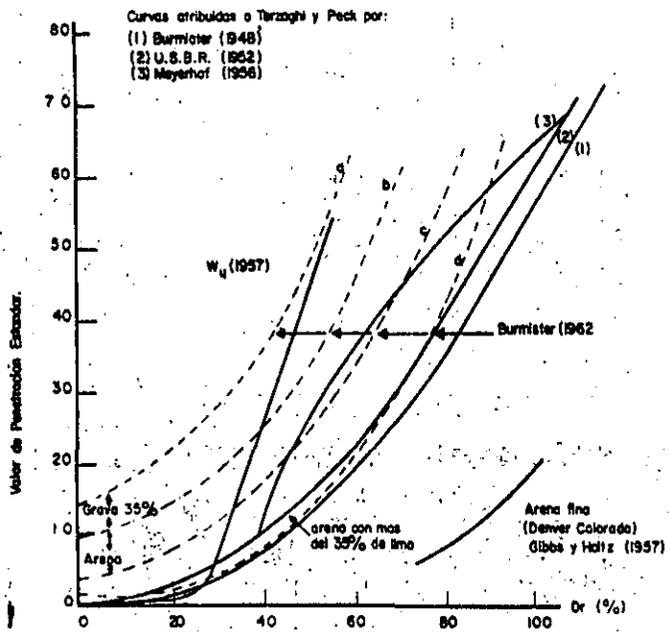
Penetrómetro estándar

Consistencia	No. de golpes, N	Resistencia a la compresión simple, q_u
		kg/cm ²
Muy blanda	< 2	< 0.25
Blanda	2-4	0.25-0.50
Media	4-8	0.50-1.0
Firme	8-15	1.0-2.0
Muy firme	15-30	2.0-4.0
Dura	> 30	> 4.0

Resistencia aproximada en arcillas en base a la SPT

Fig. 7.2.1 Resistencia inferida a partir de la prueba de penetración

Ha



- (1) Relación para arenas de grano anguloso o redondeado de mediano a grueso.
- (2) Relación para arenas finas y para arenas limosas.

Fig. 7.2.2 Gráficas que permiten hacerse una idea de la resistencia de arenas con datos de la prueba SPT.

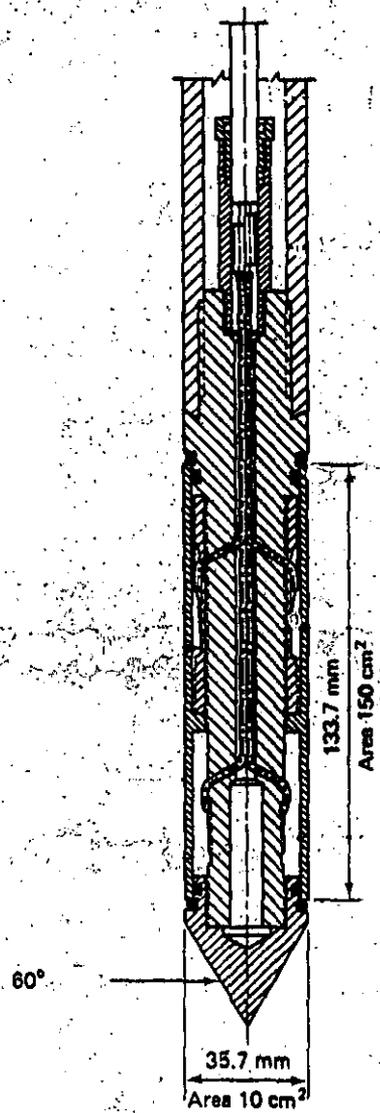
idea de la resistencia del suelo granular, en función del ángulo de fricción, utilizando la gráfica inferior de esta figura.

7.2.2 PRUEBA DE CONO HOLANDES

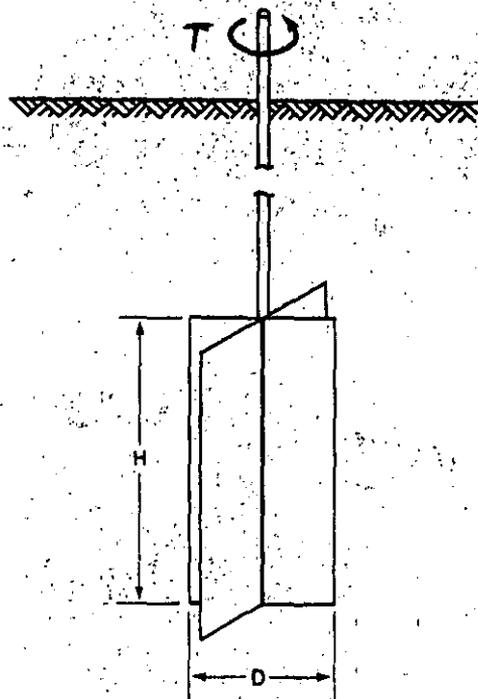
Esta punta sondeadora, se hinca por medio de presión, y se va obteniendo la capacidad de carga, conforme va progresando el sondeo. En la figura 7.2.3, se muestra en la parte superior un esquema de un cono. La desventaja de este equipo es que no recupera muestras, sin embargo se puede utilizar combinado con otro método de penetración, cuando la estratigrafía sea totalmente desconocida en la zona. Si se conoce que tipo de suelo corresponde a los datos obtenidos, se puede obtener la resistencia del suelo, expresada como ángulo de fricción interna o "cohesión", apoyándose en alguna teoría de capacidad de carga.

7.2.3 PRUEBA CON VELETA DE CAMPO

Esta prueba es relativamente fácil de realizar y se aplica a suelos finos. En la figura 7.2.3, se muestra, en la parte de abajo, el esquema de una veleta de campo. La veleta se hinca verticalmente, haciendo que las cuchillas se profundicen en el suelo, de tal modo que quede un colchón de suelo superficial. A continuación, ya posicionada la veleta, se aplica un torque al eje de la veleta, como se indica en la figura, con un equipo que permita conocer el valor del torque máximo, que es el que corta al suelo. Con este dato y los datos geométricos de la veleta, se puede despejar por medio de una expresión muy fácil de demostrar, el valor de la "cohesión" del suelo fino. Esta prueba se aplica comúnmente al fondo de un pozo a cielo abierto.



Cono holandés



Veleta de campo

Fig. 7.2.3 Cono holandés y veleta de campo

7.3.1 TORCOMETRO Y PENETROMETRO DE BOLSILLO

Este tipo de instrumentos, permiten evaluar con cierta aproximación, la resistencia al esfuerzo cortante no drenada de suelos finos saturados. Este tipo de resistencia se obtiene formalmente, mediante una prueba triaxial UU. Las pruebas que se comentarán a continuación, se deben aplicar a muestras inalteradas confinadas (preferentemente a suelos muestreados en tubo Shelby). De tal forma que se pueda garantizar que la falla se sucede tan rápido, que no se permite el drenaje del suelo.

A esta resistencia se le denomina "cohesión" (C) o más modernamente resistencia no drenada (S_u).

El torcómetro de bolsillo, como el mostrado en la figura 7.3.1, se compone de una miniveleta en la punta, un resorte de torsión y una perilla con carátula indicadora, todos ellos unidos por un eje metálico. Algunos como el mostrado en la figura, vienen equipados con varias veletas. La forma de efectuar la prueba, consiste en aplicarla al suelo, sin sacarlo del tubo Shelby, ya que así conserva su confinamiento. Se toma el torcómetro y se hunde en el suelo, lo más alejado de las paredes del tubo. Ya que se hundió hasta el tope, se aplica una torsión rápida pero con sumo cuidado. En el momento de la falla, el resorte se descarga y en la carátula se puede leer el valor de la resistencia no drenada (C o S_u). En este curso se mostrará el torcómetro y se hará una experiencia práctica.

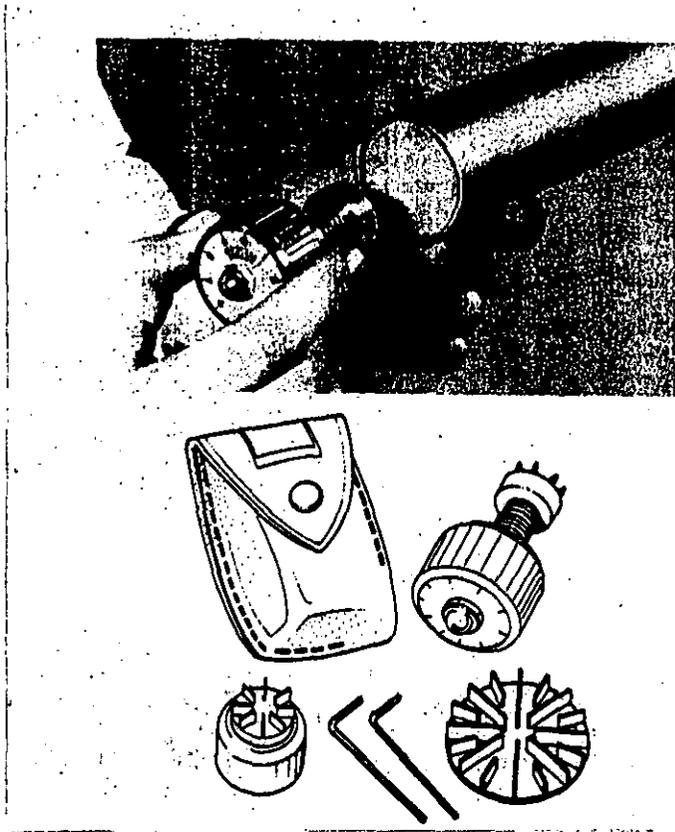


Fig. 7.3.1 Torcómetro de bolsillo

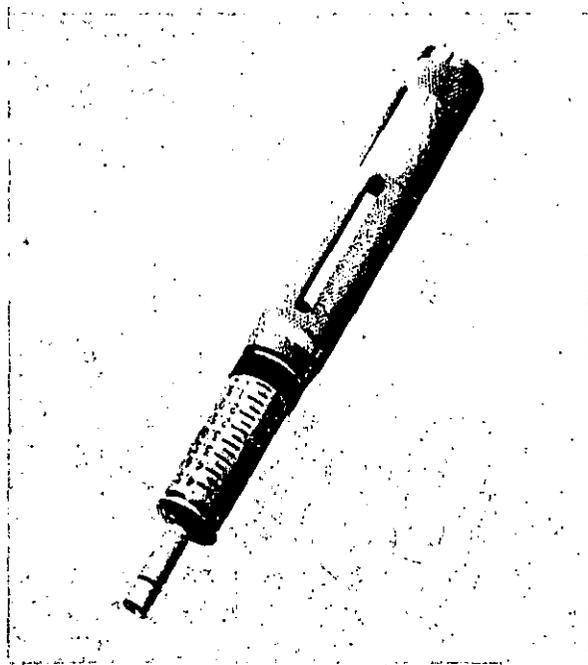


Fig. 7.3.2 Penetrómetro de bolsillo

7.3.2 PRUEBAS DE COMPRESION TRIAXIAL

En orden cronológico, se puede decir que la prueba más popular anteriormente, era la prueba de corte directo (que se comentará más adelante). Sin embargo a partir de las investigaciones desarrolladas por Arturo Casagrande en el M. I. T., para desarrollar pruebas de compresión en probetas cilíndricas, se lograron superar algunas serias desventajas que presentaba la prueba de corte directo.

Actualmente la prueba triaxial es más popular que la de corte directo. No obstante ser una prueba más complicada, permite una gran variedad de condiciones de drenaje. También se puede suponer que permite aplicar todo el tiempo esfuerzos principales, de modo que no existe rotación de esfuerzos principales, como sucede con la de corte directo. Existen también concentraciones de esfuerzos, pero son mucho más bajos que en corte directo. Otra ventaja es que no tiene un plano predeterminado de falla, además de que se puede representar en el plano de Mohr como un solo círculo, sin dejar de representar a un estado de esfuerzo tridimensional perfecto.

En la figura 7.3.3, se presenta esquemáticamente una cámara triaxial y algunos de sus principios. A la probeta de suelo se le aísla, por medio de una membrana impermeable, la cual impide que el fluido confinante (comunmente agua), penetre en los poros del suelo. La carga axial se aplica por medio de un vástago de acero, el cual debe tener muy poca fricción con la abertura de la cámara por la cual pasa. Existe un mecanismo fuera de la cámara que permite el

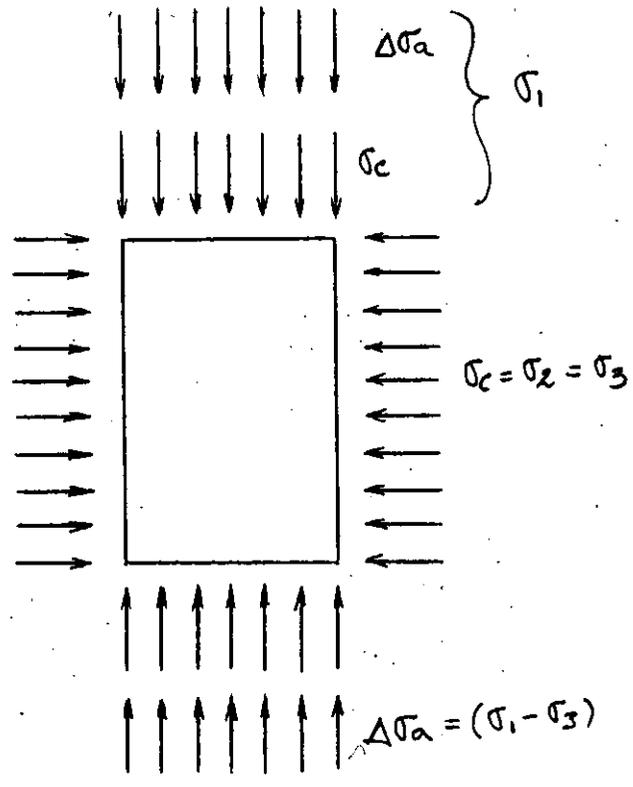
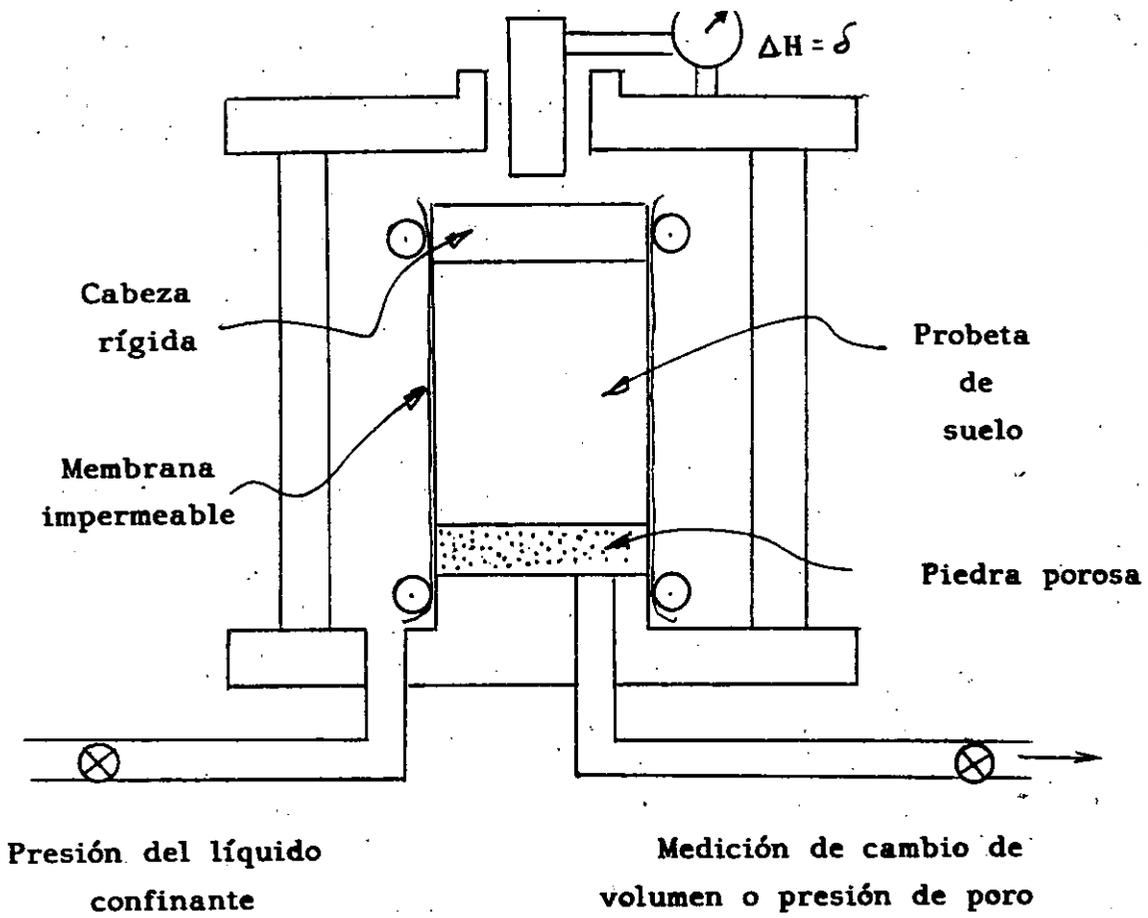


Fig. 7.3.3 Cámara triaxial y esfuerzos que aplica

Handwritten text, mostly illegible due to fading and bleed-through. Some words like "The" and "of" are visible.

Handwritten text, mostly illegible due to fading and bleed-through. Some words like "The" and "of" are visible.

Handwritten text, mostly illegible due to fading and bleed-through. Some words like "The" and "of" are visible.

movimiento del vástago, sin incrementar la presión confinante que se aplica a la probeta. La probeta se puede colocar entre piedras porosas, si se quiere permitir drenaje o medir presión de poro, o colocar una sola piedra porosa en la base de la probeta, como se muestra en la figura. En algún caso especial (prueba UU sin medición de presión de poro), se puede prescindir de colocar piedras porosas.

En la prueba triaxial, como se comentó antes, se puede suponer que se aplican esfuerzos principales en todo el cuerpo de la probeta. Esto no es del todo cierto, ya que pequeños esfuerzos cortantes pueden actuar en los extremos de la probeta. Este problema se ha tratado de resolver, colocando en el contacto con la probeta cabezas de teflón o engrasándolas.

En la notación que usaremos, se tomará como esfuerzo desviador a la diferencia entre el esfuerzo principal mayor y el principal menor, y lo denominaremos por $\Delta\sigma$. De modo que $\Delta\sigma = \sigma_1 - \sigma_3$. Para pruebas de compresión en la cámara triaxial se aceptará que $\sigma_c = \sigma_2 = \sigma_3$.

La prueba triaxial es una prueba más elaborada que la de corte directo, y por lo mismo más compleja. En este tipo de prueba, al igual que en la de corte directo, se especifica con dos letras al tipo de prueba que se desea realizar, en función de las condiciones de drenaje, como sigue:

CONDICIONES DE DRENAJE

Primera etapa

Segunda etapa

Símbolo

Consolidada	Drenada	CD
Consolidada	No drenada	CU
No consolidada	No drenada	UU

Las letras que componen los símbolos proceden de la primera palabra en inglés de Consolidated o Unconsolidated, para la primera etapa, y de Drained o Undrained, para la segunda etapa.

En la figura 7.3.4, se muestran las condiciones iniciales promedio de una probeta en la cámara triaxial, en una prueba CD, estudiada con análisis plano de esfuerzos y la representación de Mohr que le corresponde. En la figura 7.3.5, se muestran las condiciones intermedias promedio de una probeta esforzada en la segunda etapa, pero sin llegar todavía a la falla. En la figura 7.3.6, se muestran las condiciones finales promedio de la probeta en el momento de la falla.

En la figura 7.3.7, se muestran las etapas de la prueba CD, y sus condiciones en esfuerzos totales y efectivos, correspondiendo a estas un solo círculo, como se muestra en la parte baja. Aquí se define un ángulo de fricción interna en esfuerzos efectivos ϕ' .

En la figura 7.3.8, se muestran las etapas de una prueba CU, y sus condiciones en esfuerzos totales y efectivos, correspondiendo a estas dos círculos desplazados una distancia con valor u . Aquí se definen dos ángulos de fricción interna: uno aparente, definido por ϕ y otro en esfuerzos efectivos, prácticamente igual al que se

obtendría en una prueba CD, definido por ϕ' .

En la figura 7.3.9, se muestran las condiciones de la primera y segunda etapas de una prueba UU, y sus condiciones en esfuerzos totales y efectivos. En el plano de Mohr de abajo, se indican las envolventes típicas y la resistencia en esfuerzos totales, definida por "C" y el ángulo de fricción interna real, definido por ϕ' .

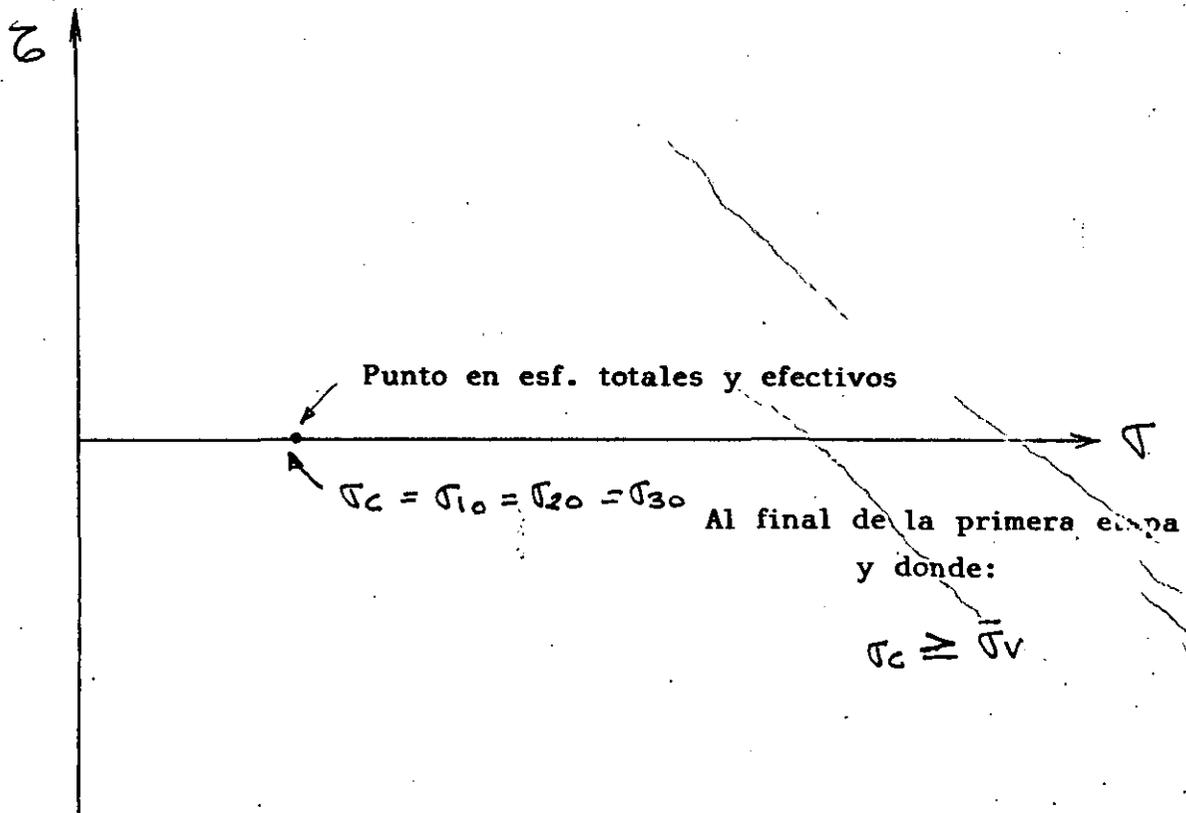
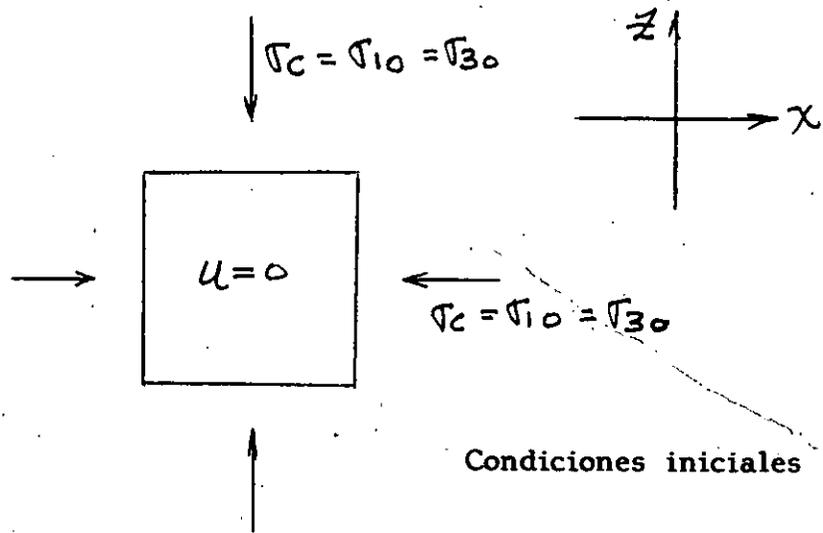
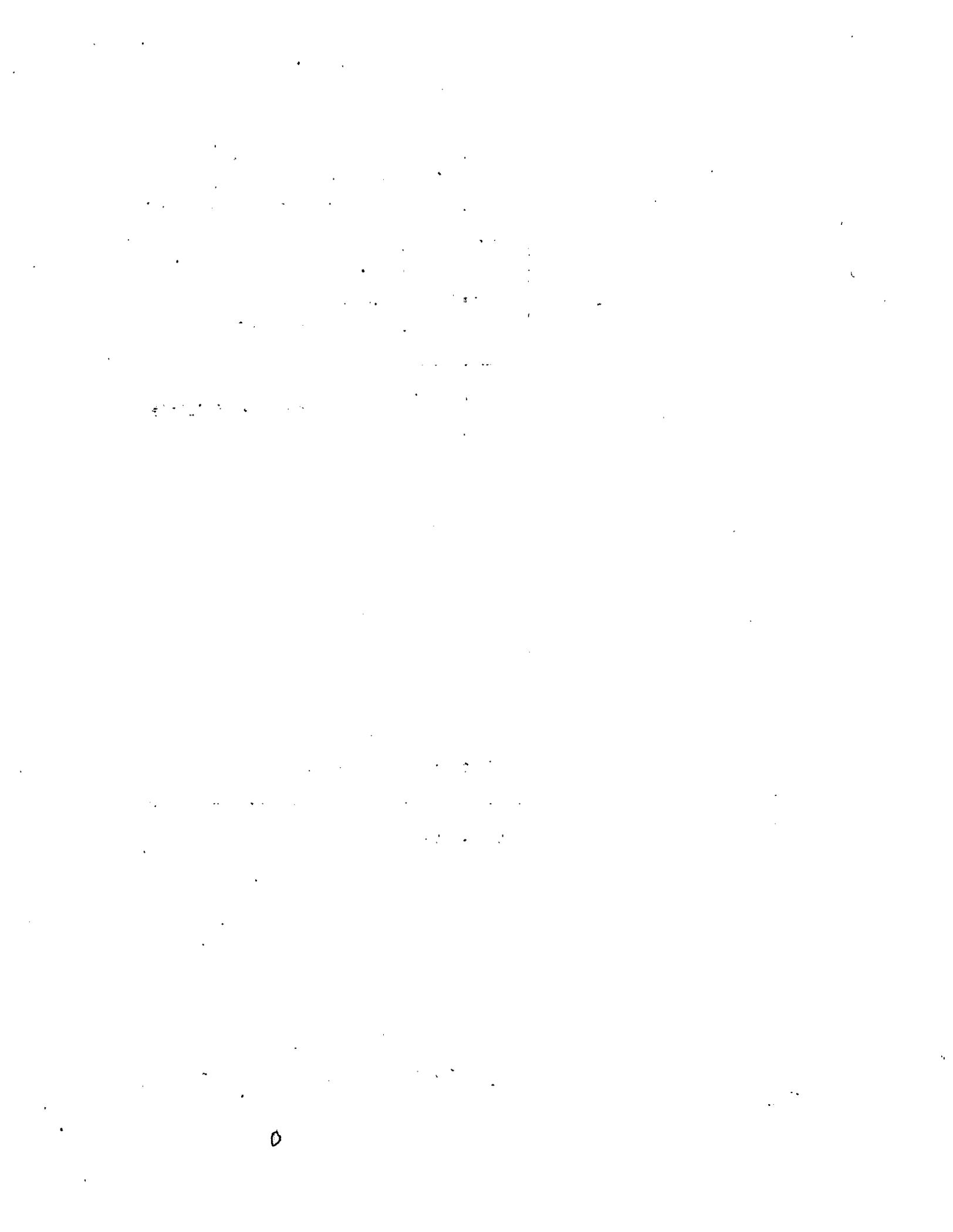


Fig. Condiciones iniciales en prueba triaxial CD (final primera etapa)
7.3.4



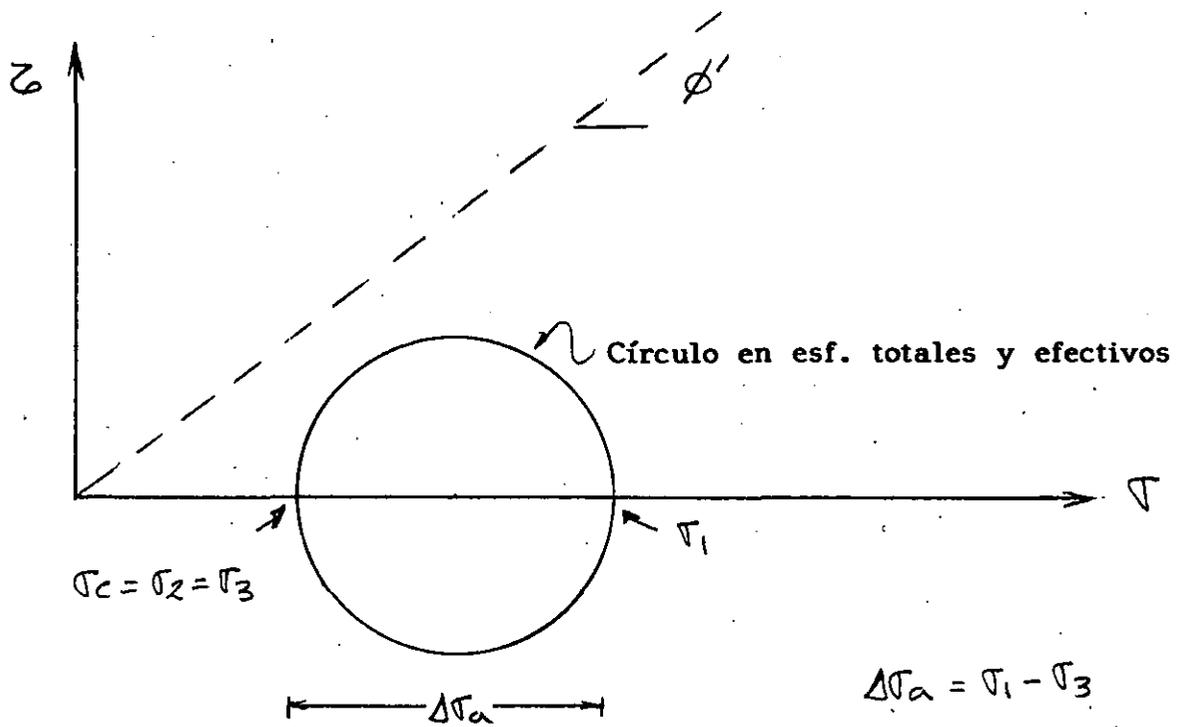
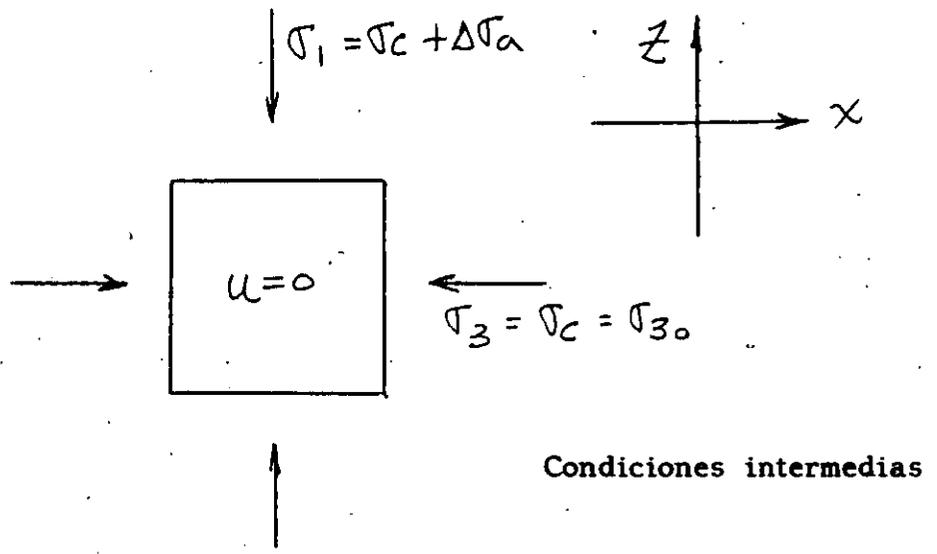


Fig. 7.3.5 Condiciones intermedias en prueba triaxial CD (2ª etapa)

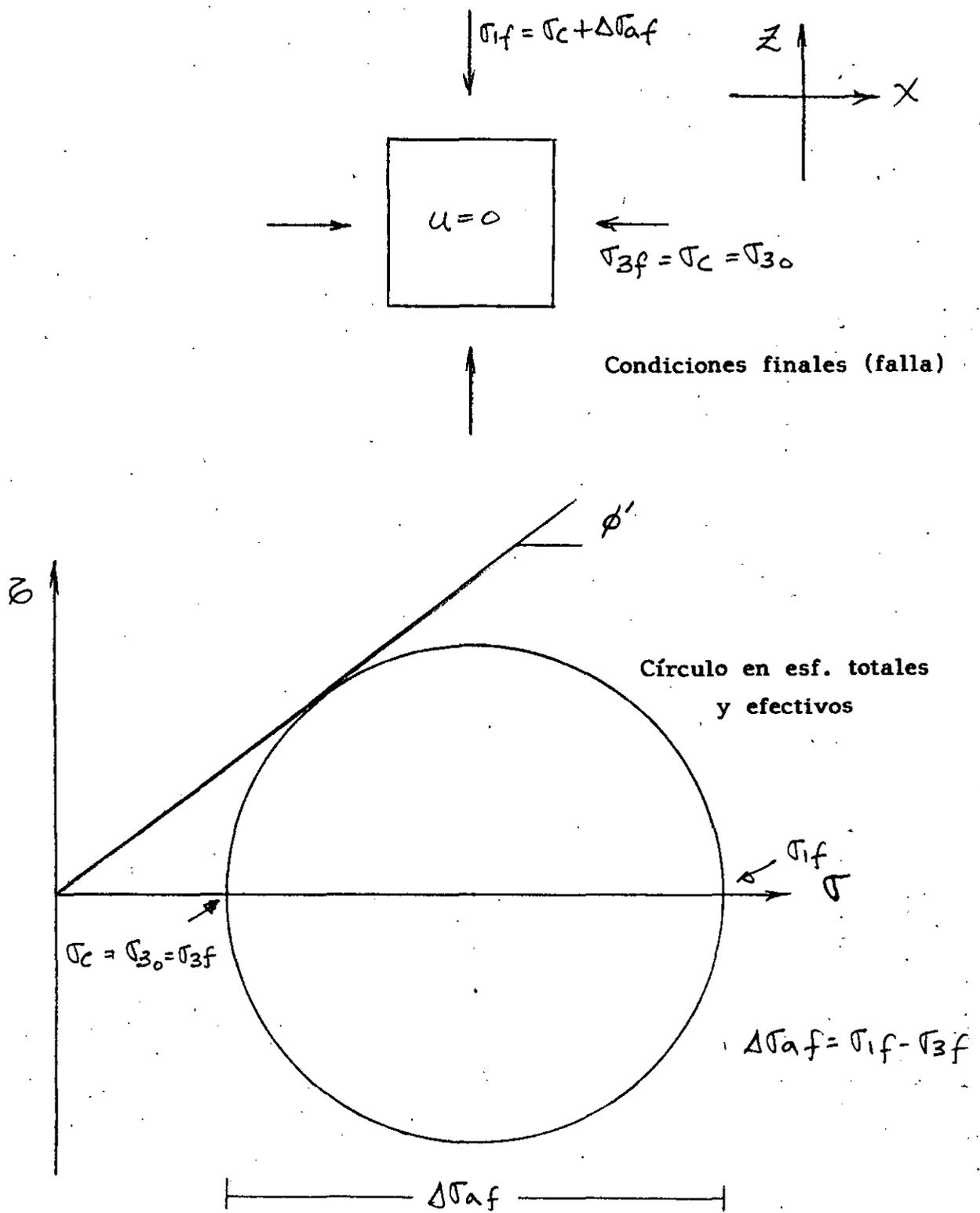


Fig. 7.3.6 Condiciones finales en prueba triaxial CD (2ª etapa)

1ª Etapa

2ª Etapa

Esfuerzos totales · Esfuerzos efectivos

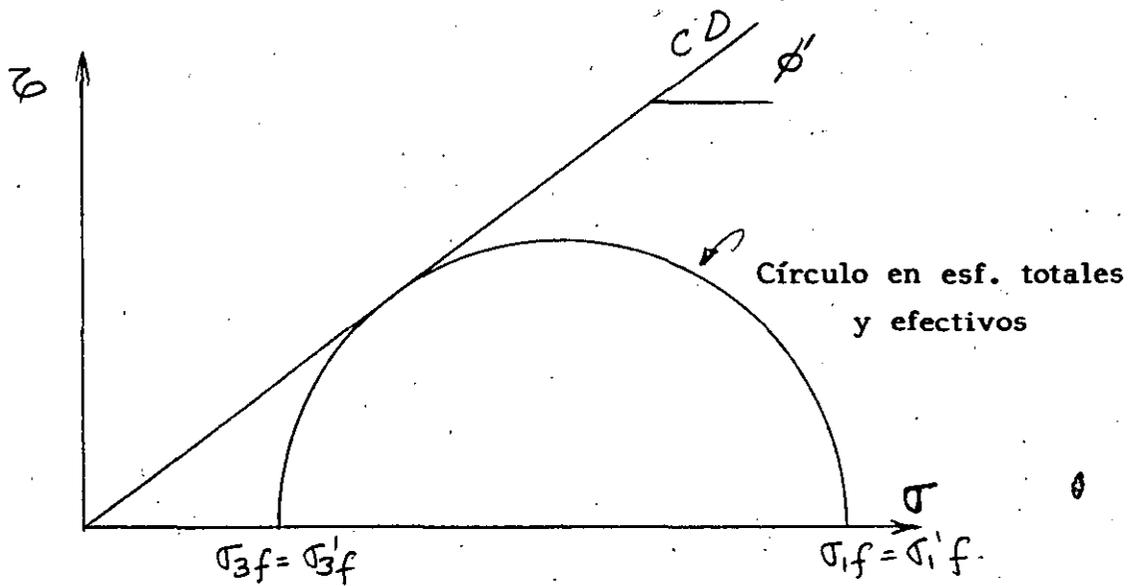
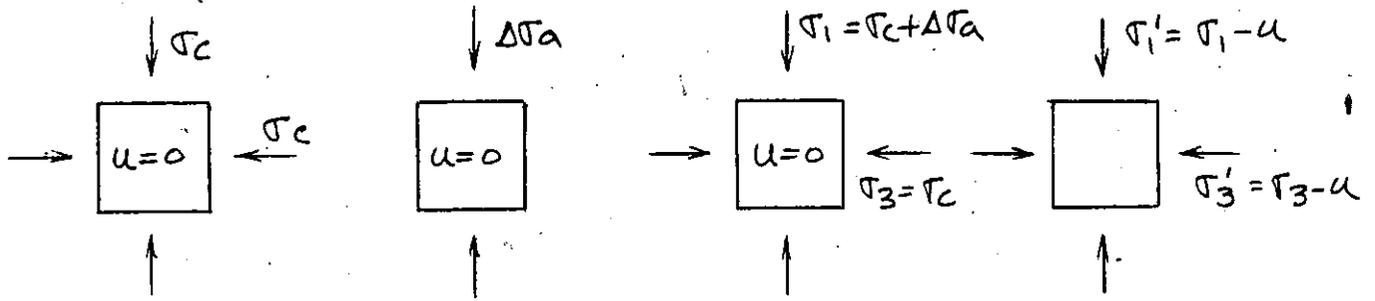


Fig. 7.3.7 Prueba triaxial de compresión CD



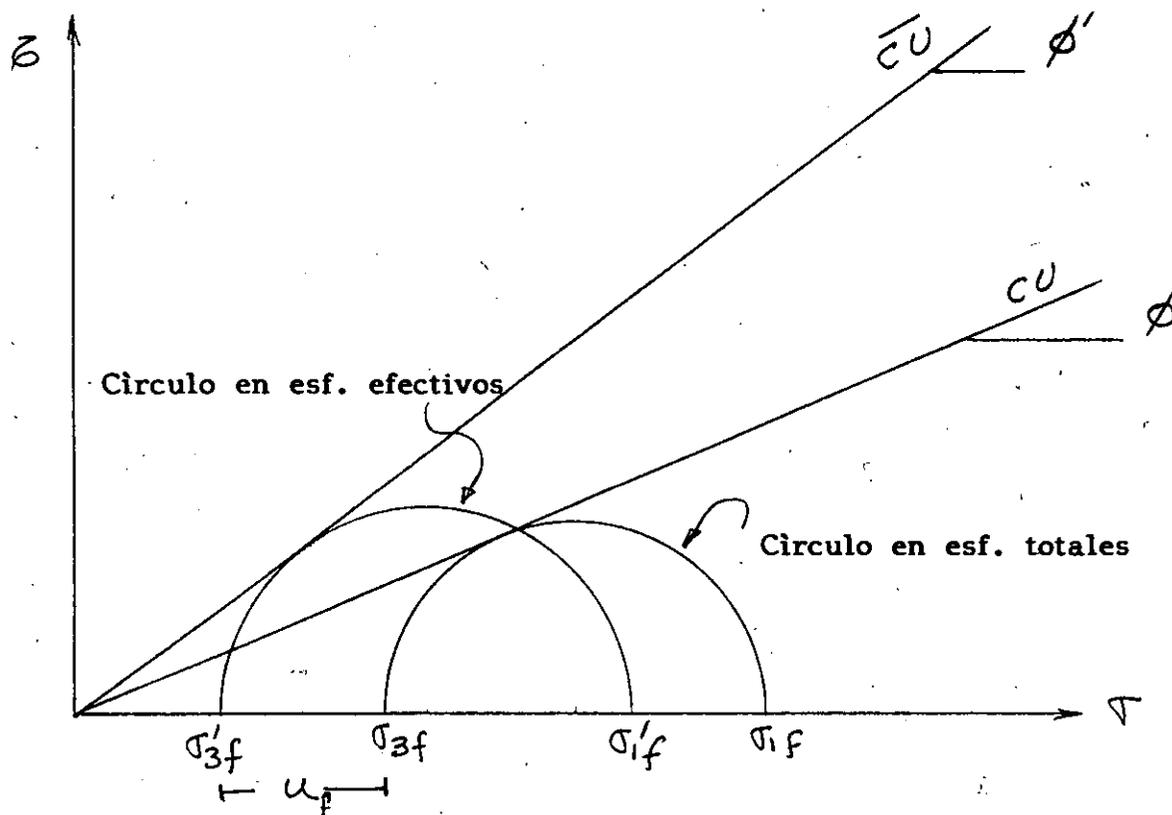
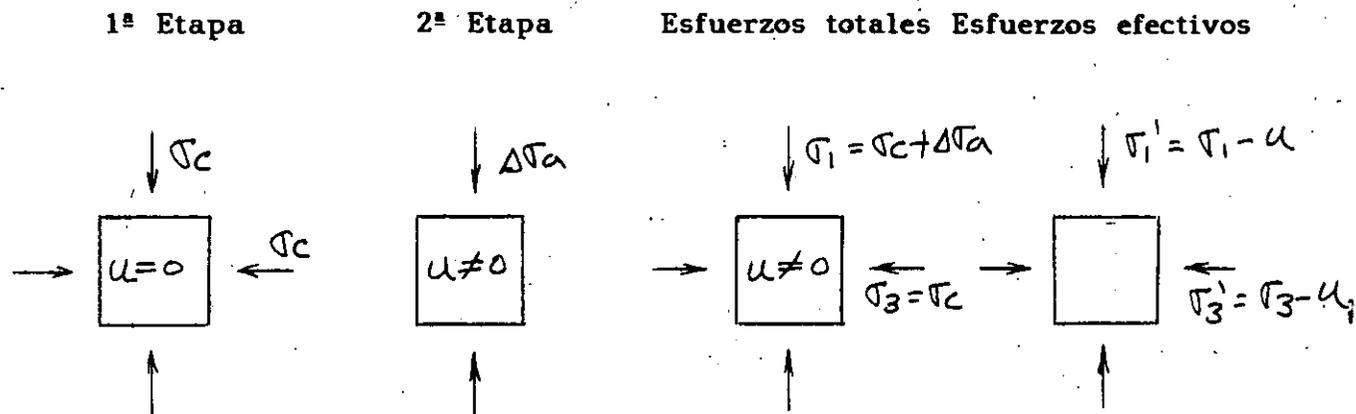


Fig. 7.3.8 Prueba triaxial de compresión CU

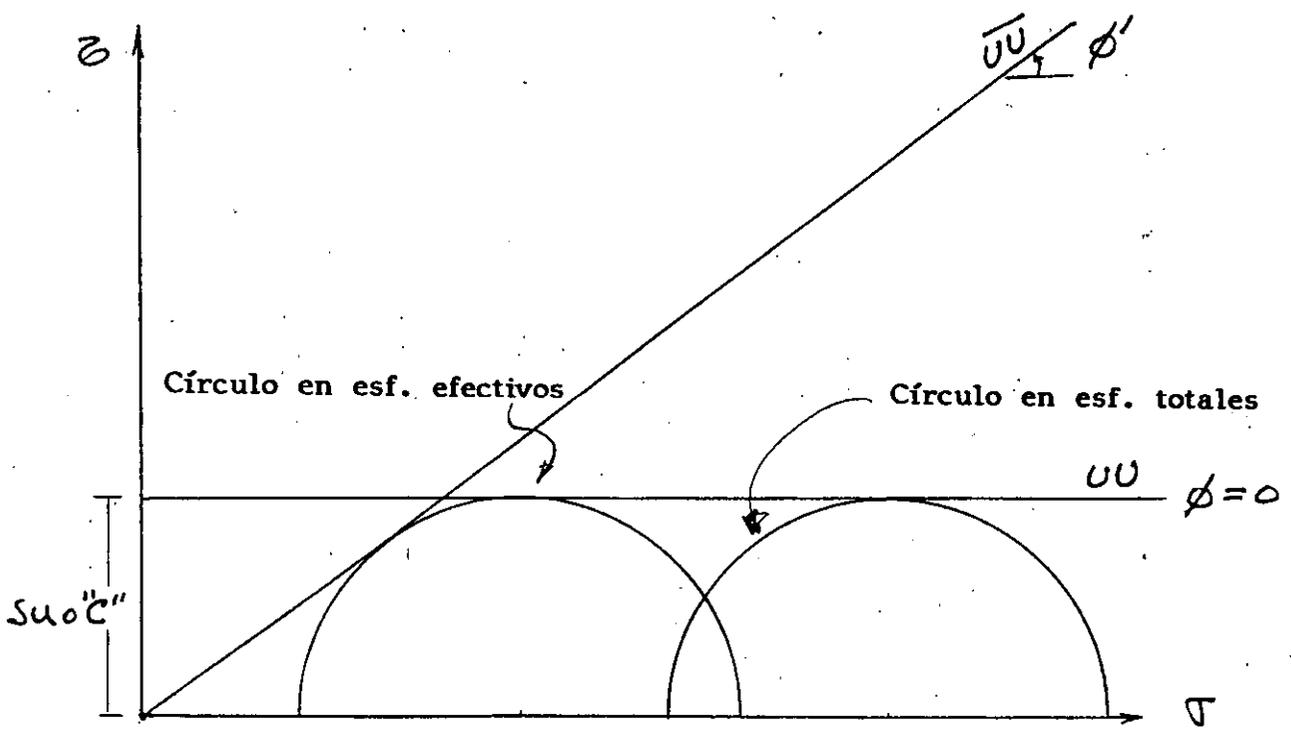
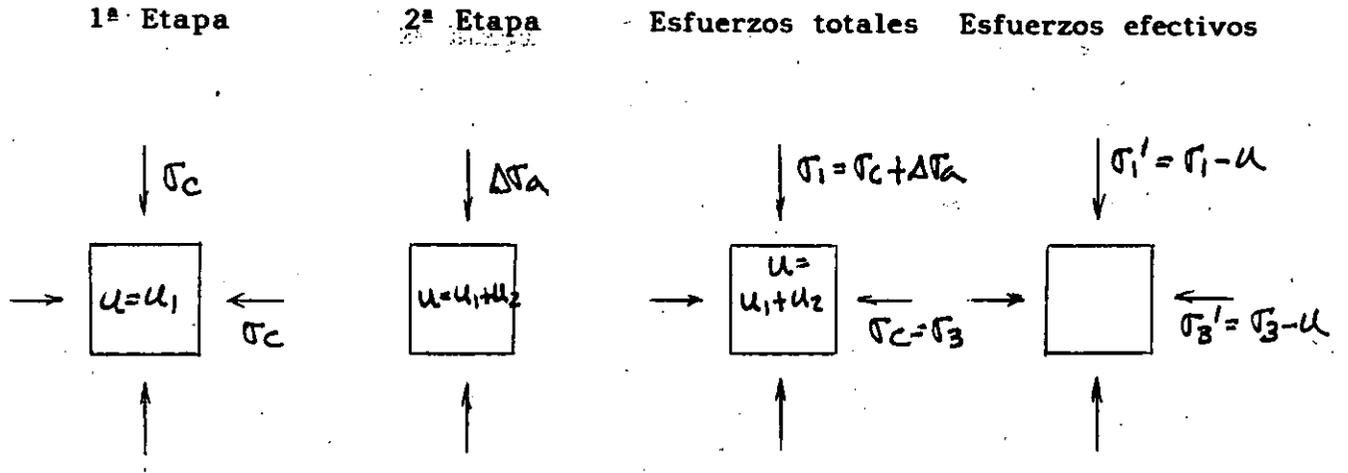


Fig. 7.3.9 Prueba triaxial de compresión UU

7.3.3 PRUEBAS DE CORTE DIRECTO

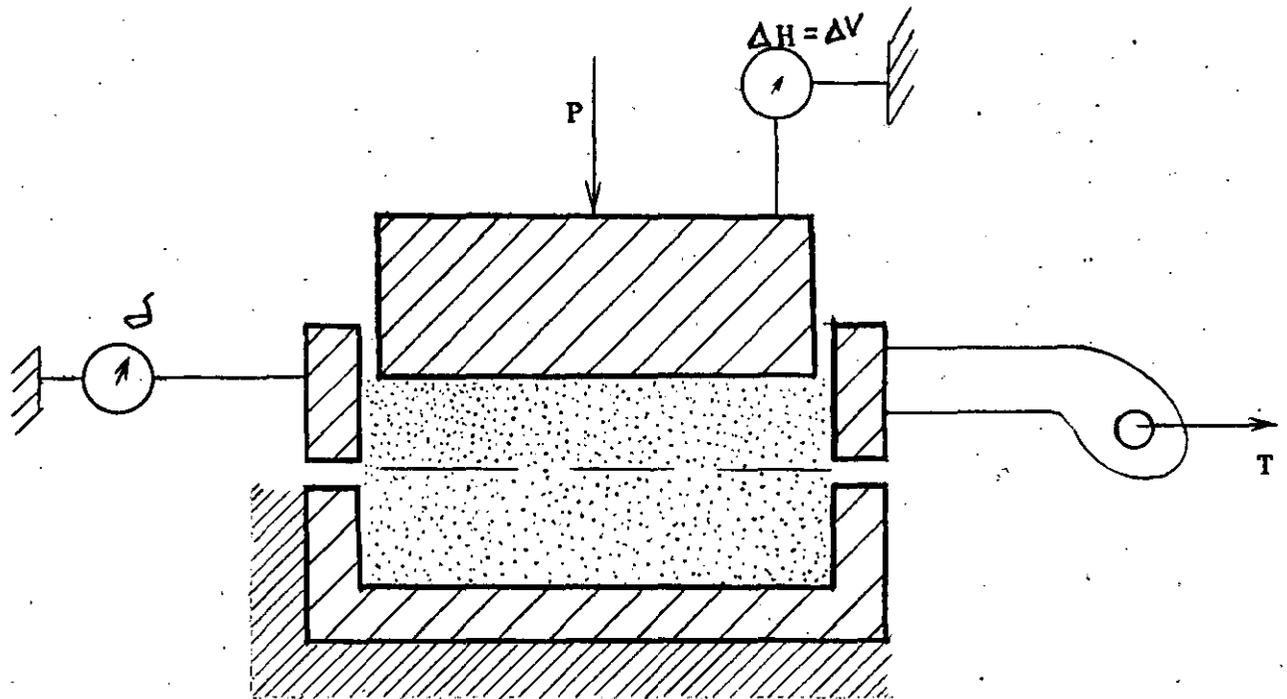
Esta es una prueba muy vieja para obtener la resistencia, ya que era usada por Coulomb hace más de 200 años. El principio que usa la prueba es en verdad muy simple. Consiste básicamente en una probeta de suelo contenida por una "Caja de corte", la cual está separada horizontalmente en dos partes. Una mitad se mantiene fija, respecto a la otra mitad que se desliza horizontalmente. La carga normal P , se aplica a la probeta, a través de una placa rígida. Se miden durante la prueba: la carga horizontal, la deformación horizontal y la deformación vertical. Dividiendo la carga vertical y la carga horizontal, entre el área inicial de la probeta, se obtienen el esfuerzo normal y el cortante en el plano de falla. Es importante observar que el plano de falla se encuentra forzado, cuando se usa este aparato.

En la figura 7.3.10, se muestra un croquis de este equipo. Se muestran también el tipo de resultado que arroja esta prueba, obtenidos en probetas de arena con la misma compacidad relativa. Cuando se grafican estos datos en el plano de Mohr, se puede obtener el ángulo de fricción interna.

En la prueba de corte directo, se pueden realizar en arcillas, las mismas pruebas definidas por las condiciones de drenaje que en la prueba triaxial (CD, CU y UU).

En un análisis a esfuerzos efectivos (arena seca), se puede

análizar un fenómeno interesante que se verifica en la prueba de corte directo y que se le llama rotación de esfuerzos principales. En la figura 7.3.11, se presentan las condiciones iniciales de la probeta en este tipo de prueba, y en la parte baja se muestra la representación de Mohr, aplicando el método del polo fijo. Observe la relación de los sistemas de referencia X Z y III I. En la figura 7.3.12, se muestran las condiciones intermedias, en el momento en que $\sigma_n = \sigma_h$. Observe para esta condición la relación de los sistemas X Z y III I. En la figura 7.3.13, se muestran las condiciones de la probeta en el momento de la falla. Observe que para esta condición σ_n se tiene que $\sigma_n < \sigma_{hf}$. Observe además la relación que guardan los sistemas X Z y III I. Finalmente observe la figura 7.3.14. En esta figura se muestran juntas las condiciones inicial, intermedia y final, mostrando como se va sucediendo la rotación de los esfuerzos principales.



Aparato de corte directo

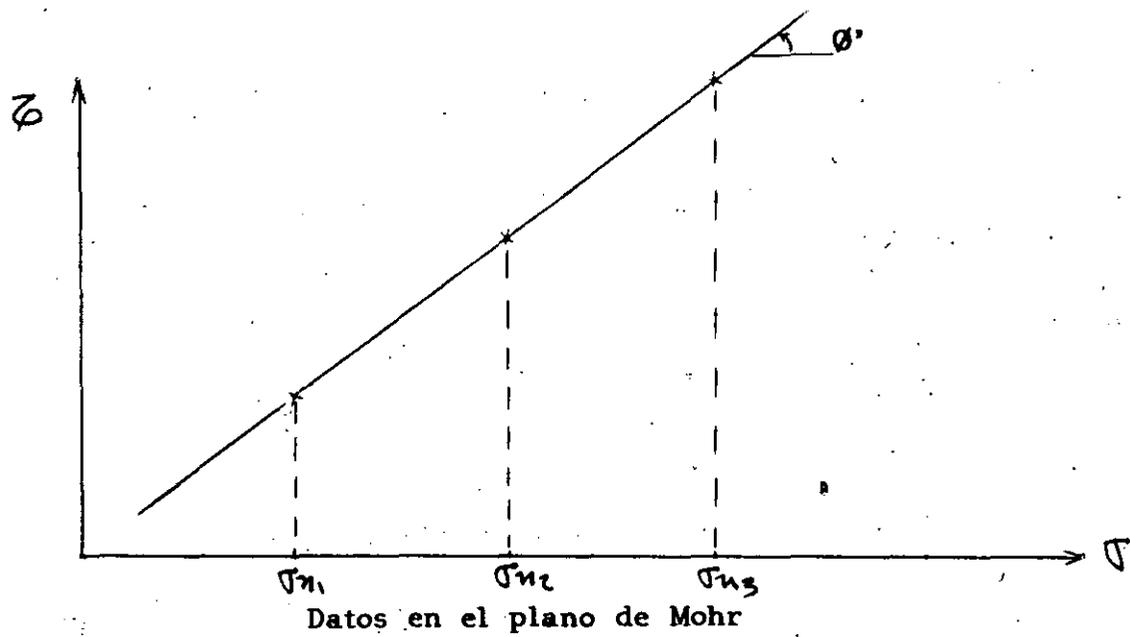


Fig. 7.3.10 Aparato de corte directo



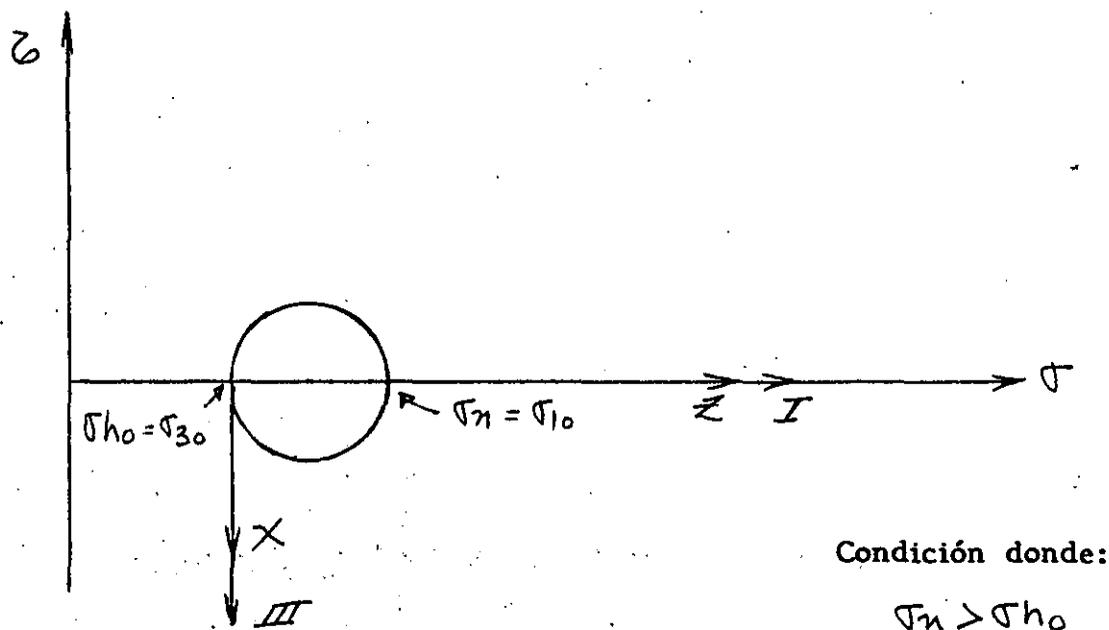
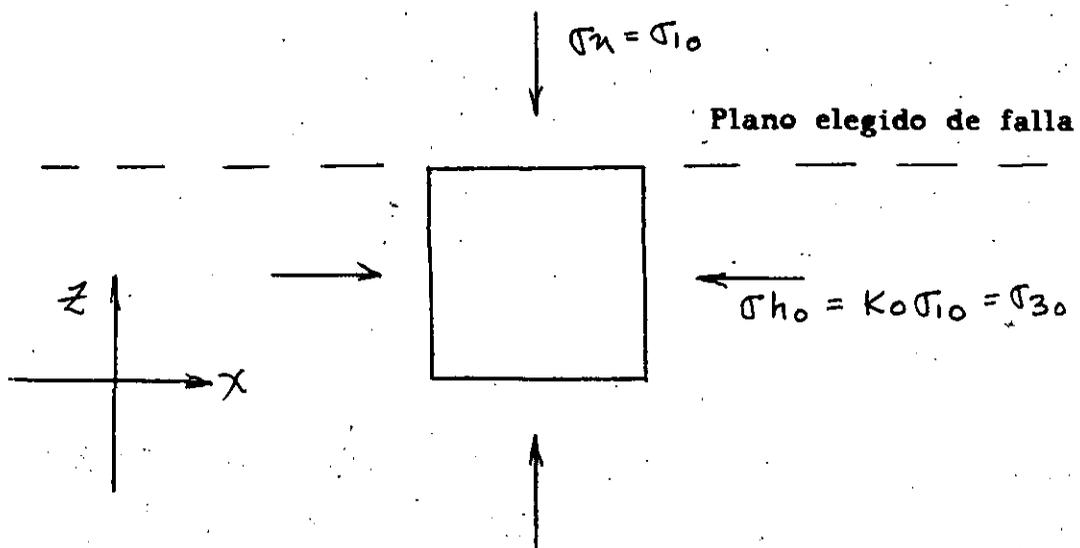


Fig. Condiciones iniciales en corte directo (primera etapa)
 7.3.//

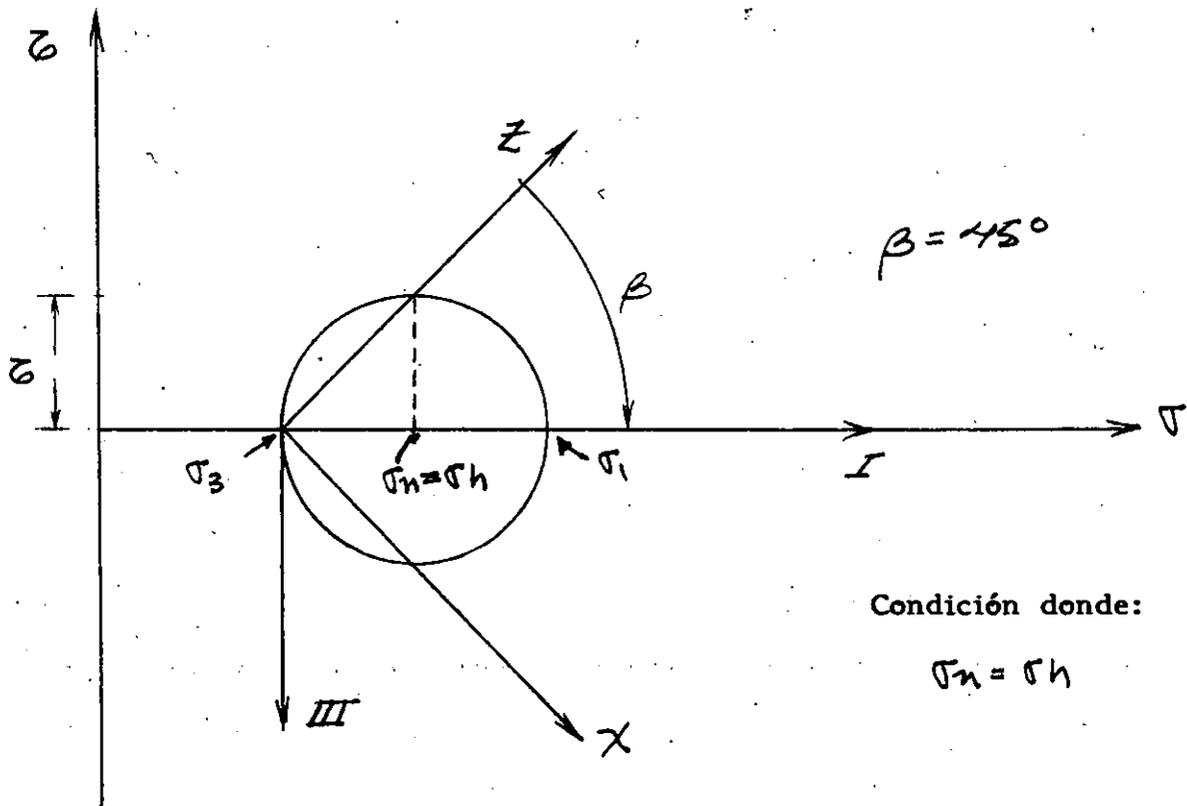
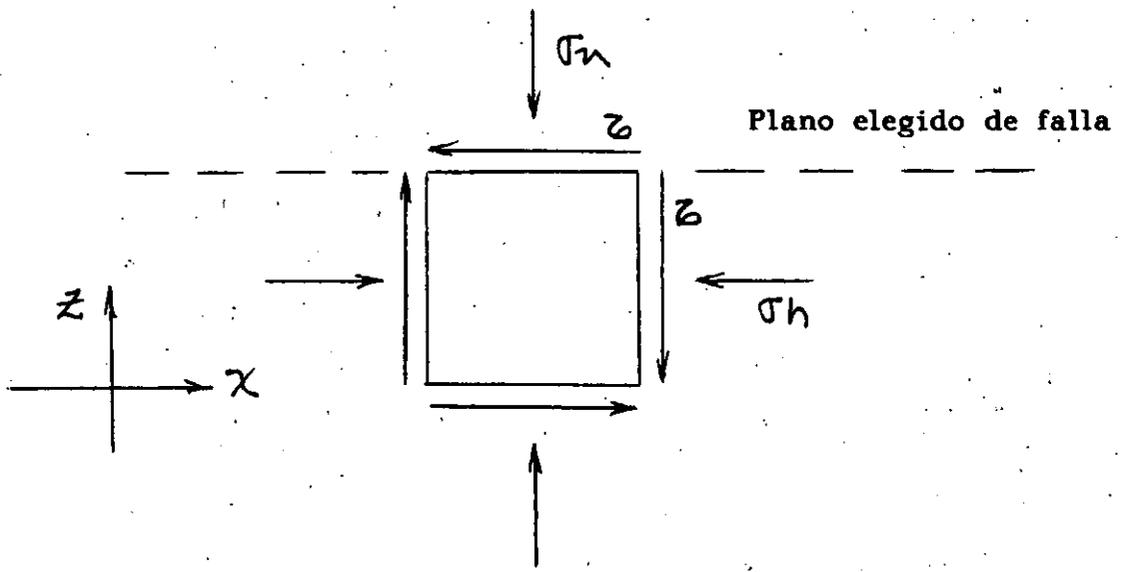


Fig. 7.3.12 Condiciones intermedias en corte directo (segunda etapa)

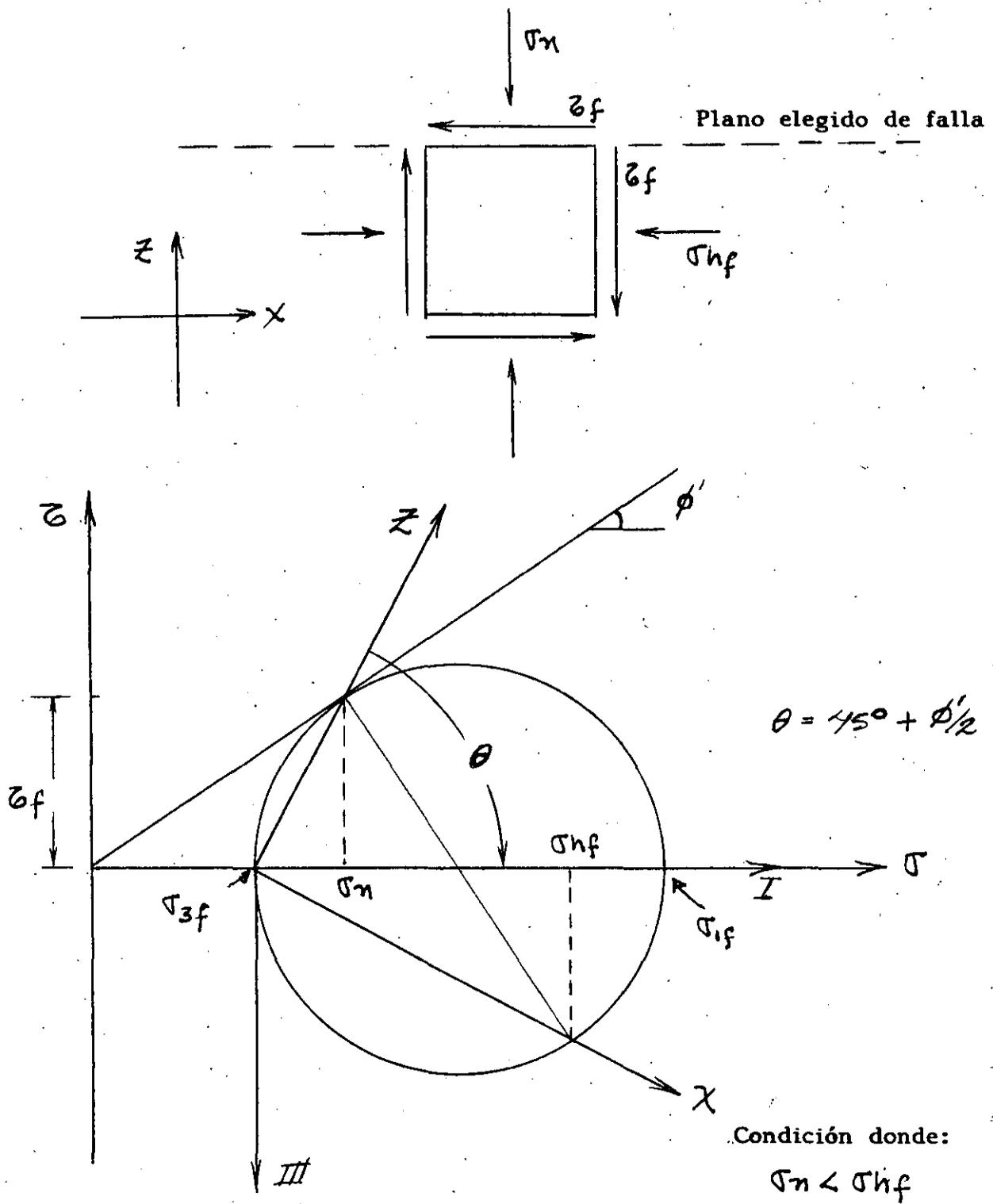


Fig. 7.3.13 Condiciones finales en corte directo (segunda etapa)

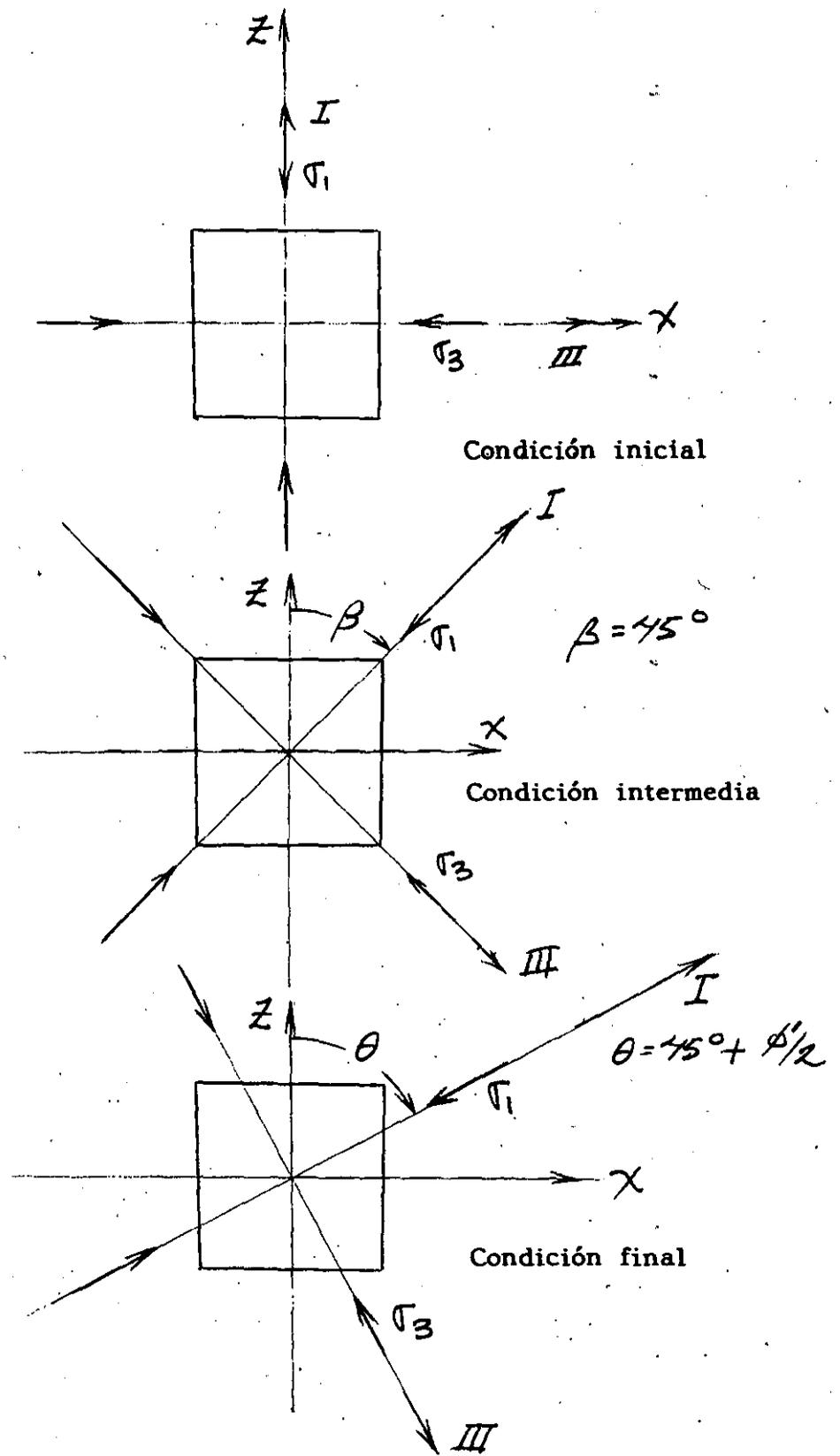


Fig. 7.3.14 Rotación de esfuerzos principales en corte directo

INSTRUCTIVO PARA REALIZAR UNA PRUEBA TRIAXIAL CD

EQUIPO

1. Marco de carga.
2. Cámara triaxial.
3. Molde para formar la muestra.
4. Membranas impermeables.
5. Piedra porosa.
6. Bandas de hule (o rings o ligas).
7. Bomba de vacío.
8. Vernier.
9. Pipetas.
10. Cronómetro.

PROCEDIMIENTO

1. Colocar una membrana impermeable en la base de carga de la cámara triaxial, fijándola con bandas de hule. Coloque una piedra porosa en la placa de base, saturándola previamente.
2. Haber secado previamente arena y tener definido el peso y el volumen a lograr, para obtener la compacidad relativa deseada. Colocar el molde alrededor de la membrana y doblar ésta, de modo que quede forrando la parte interior del molde. no deben haber bolsas ni dobleces. Conectar vacío al molde, tomando las precauciones necesarias para no romper la membrana. Conectar a la

válvula de salida de la piedra porosa inferior, la manguera de la pipeta que abastecerá de agua a la probeta.

3. Usar algún procedimiento conocido, para vaciar la arena en estado suelto. Compactar hasta lograr la compacidad deseada.

4. Colocar la cabeza superior a la probeta y sellar la membrana contra ésta, por medio de bandas de hule. Cuidar que la cabeza quede lo más horizontal posible.

5. Bajar la pipeta, abriendo la válvula de la piedra inferior, para que la probeta experimente un vacío reducido.

6. Quitar el molde y revisar el movimiento del agua en la pipeta, para cerciorarse de que la membrana está en buenas condiciones.

7. Tomar las medidas de altura de probeta y diámetro de la misma, con sumo cuidado. Se debe decidir que valor se usa de H_0 y diámetro promedio para calcular A_0 .

8. Colocar la parte superior de la cámara, cuidando que el vástago no tire la probeta recién formada. Apretar los tornillos, de modo que se tenga un sello adecuado en la cámara. Baje cuidadosamente el vástago, hasta que fije la cabeza de la probeta, para poder transportar la cámara.

9. Coloque la cámara en el marco de carga, manteniendo la pipeta baja, para generar la tensión en la probeta. Centre la cámara y

asegúrese que el vástago queda centrado con el anillo de carga (Esto es necesario, para que el anillo detenga el vástago, en caso de aplicar un confinamiento alto a la cámara. De otro modo, se saldría el vástago y parte del líquido confinante).

10. Llene la cámara con el líquido confinante y aplique la presión deseada. Acerque el anillo de carga lentamente hasta tener un ligero movimiento en el extensómetro de este. Lo anterior indica el contacto del anillo con el vástago.

11. Coloque el extensómetro que medirá la deformación de la probeta. Tome la lectura inicial de éste.

12. Aplique el primer incremento de carga y arranque el cronómetro. Espere un minuto para aplicar el siguiente incremento (este tiempo se da para que se libere la presión de poro en la arena y garantizar que en verdad es una prueba CD).

13. Continúe aplicando incrementos hasta la falla de la probeta.

14. Dibuje el plano de falla si lo hay.

15 Elimine la presión de la cámara y baje el líquido confinante. Recupere la probeta y métala al horno.

INSTRUCTIVO PARA LA PRUEBA DE CORTE DIRECTO

EQUIPO

1. Aparato de corte directo.
2. Balanza con exactitud de 0.01g.
3. Horno para secar un suelo.
4. Vernier.
5. Cronómetro

PROCEDIMIENTO

1. Secar en el horno una cantidad suficiente de arena, para realizar la prueba. Previamente se deben haber obtenido los pesos específicos secos, para las condiciones más suelta y más compacta de esa arena. Se debe decidir, que compactación se le dará a la arena, ya que el ángulo de fricción interna de las arenas depende de ésta.
2. Armar la caja de corte y con el vernier obtener las medidas interiores de ésta, para conocer el área transversal que se va a considerar.
3. Vaciar la arena a volteo, conociendo el peso que debe tener la probeta de arena, para que alcance la compactación deseada. Al compactar, deberá quedar la arena a aproximadamente 5 mm del

borde. Se colocará después el émbolo rígido que transmitirá la carga. Se deberá cuidar que esta placa quede lo más horizontal posible.

4. Aplicar la carga vertical, de modo que se logre el esfuerzo vertical deseado. Coloque el extensómetro que medirá el desplazamiento vertical.

5. Separar por medio de los tornillos del equipo, las dos placas que componen la caja de corte. La separación debe ser un poco mayor que la mitad de la partícula más grande contenida en la probeta de suelo.

6. Ajuste el extensómetro horizontal que medirá el desplazamiento entre las dos partes de la caja de corte.

7. Aplicar la primera carga horizontal y medir con el cronómetro un minuto, a partir del inicio. Para lo anterior se debe haber programado la prueba, de tal modo que se llegue a la falla, en por lo menos diez incrementos.

8. Repetir los pasos anteriores, para esfuerzos verticales diferentes del anterior, para tener por lo menos tres puntos en el plano de Mohr. Se recomienda doblar los esfuerzos. En arena seca, la línea de resistencia debe apuntar al origen del plano de Mohr.



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

**CURSOS ABIERTOS
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS**

6 al 10 de abril de 1992

T E M A VIII : PRUEBAS ESPECIALES

(PRUEBAS TRIAXIALES CON MEDICION DE PRESION DE PORO)

DR. RIGOBERTO RIVERA C.

PALACIO DE MINERIA

VIII. PRUEBAS ESPECIALES.

8.1 Pruebas triaxiales con medición de presión de poro.

8.1.1 Teoría de los coeficientes A y B de Skempton.

Skempton (1954) propuso una ley que permite expresar el cambio de la presión intersticial en una muestra de suelo, provocado por una variación en los esfuerzos principales (σ_1 , σ_2 y σ_3). Dicha ley se escribe como:

$$\Delta u = B [\Delta \sigma_3 - A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)] \quad (8.1)$$

donde

Δu = variación de la presión de la presión intersticial.
 $\Delta \sigma_1$ y $\Delta \sigma_3$ = variación de los los esfuerzos principales σ_1 y σ_3 , respectivamente.

A, B = coeficientes de presión de poro.

En una prueba de compresión triaxial ($\sigma_2 = \sigma_3$), aumentando el esfuerzo vertical, se tiene:

Primera etapa: aplicación del esfuerzo de confinamiento σ_3 .

$$\Delta u_1 = B \Delta \sigma_3$$

En suelos saturados $B=1$, mientras que en suelos parcialmente saturados $B < 1$.

Segunda etapa: aplicación del esfuerzo desviador, ($\sigma_1 - \sigma_3$).

$$\Delta u_2 = B A (\sigma_1 - \sigma_3)$$

Por lo tanto el incremento de presión intersticial total, Δu , vale:

$$\Delta u = B [\Delta \sigma_3 + A (\sigma_1 - \sigma_3)] \quad (8.2)$$

Estudio teórico de los valores del coeficiente de presión de poro B.

Sea K_s el módulo de compresibilidad del esqueleto del suelo, definido como:

$$K_s = \Delta \sigma / (- \Delta V/V) = \Delta \sigma / \epsilon_v \quad (8.3)$$

dónde:

$\Delta \sigma$ = incremento de esfuerzo efectivo hidrostático.
 ϵ_v = deformación volumétrica unitaria.

Analogamente el módulo de compresibilidad del agua vale:

$$K_w = \Delta u / (-\Delta V_w / V_w) \quad (8.4)$$

donde V_w es el volumen del agua.

Para un suelo de volumen V , el volumen del agua vale nV , siendo n la porosidad.

Si el suelo de volumen V se somete a un incremento de esfuerzos totales $\Delta\sigma$, se producirá un cambio en los esfuerzos efectivos ($\Delta\sigma'$) y en las presiones intersticiales (Δu).

Por otra parte, los cambios de volumen del esqueleto de suelo y del agua intersticial valdrán:

a) Cambio de volumen del esqueleto de suelo.

$$-\Delta V_s = (\Delta\sigma' V) / K_s \quad (8.5)$$

b) Cambio de volumen del agua.

$$-\Delta V_w = \Delta u (nV) / K_w \quad (8.6)$$

Si el suelo está saturado, el volumen total se puede expresar como:

$$V = V_s + V_w \quad (8.7)$$

donde V_s es el volumen de las partículas sólidas.

Tomando incrementos en la ecuación anterior, se tiene:

$$\Delta V = \Delta V_s + \Delta V_w \quad (8.8)$$

Dado que ΔV_s es mucho menor que ΔV_w , éste se puede despreciar en la ecuación (8.8), resultando, después de sustituir (8.5) y (8.6) en (8.8):

$$(\Delta\sigma' V) / K_s = \Delta u (nV) / K_w$$

de donde

$$\Delta\sigma' = n (K_s / K_w) \Delta u \quad (8.9)$$

Aplicando a esta ecuación la ley de terzaghi; $\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u$, se tiene:

$$\Delta u = [1 / (1 + n K_s / K_w)] \Delta\sigma \quad (8.10)$$

$$\Delta u = B \Delta \sigma ; \text{ siendo } B = (1 + n K_s / K_w) \quad (8.11)$$

Para una arcilla blanda el módulo de compresibilidad del esqueleto del suelo (K_s) es del orden de 7 k/cm^2 , mientras que el módulo de compresibilidad del agua (K_w) a 20°C vale $22.3 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$, de donde la aplicación de la ecuación (8.11) conduce a un valor del coeficiente B de 0.9997. Para una arena densa $K_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$, lo que conduce a un valor del orden de $B = 0.98$.

El análisis anterior conduce en cualquier caso a valores del coeficiente B cercanos a la unidad.

Estudio teórico del coeficiente A.

El coeficiente A refleja la tendencia del esqueleto sólido del suelo a cambiar de volumen cuando se aplica un esfuerzo desviador. Si el suelo está saturado, dicho esqueleto no podrá cambiar de volumen, y por lo tanto aparecerá en el agua intersticial una variación de presión que neutralizará exactamente dicha tendencia. La variación de u es una medida de la tendencia del esqueleto sólido a cambiar de volumen, por lo que un A grande, quiere decir que el suelo tiene gran tendencia a disminuir de volumen, al aumentar el esfuerzo desviador.

Suponiendo un suelo elástico lineal, homogéneo e isótropo, en estado saturado ($B = 1$). Al aplicar un esfuerzo desviador $\Delta \sigma_1$, los esfuerzos efectivos valdrán (ensaye de compresión triaxial):

$$\Delta \bar{\sigma}_1 = \Delta \sigma_1 - \Delta u$$

$$\Delta \bar{\sigma}_2 = \Delta \bar{\sigma}_3 = - \Delta u$$

las deformaciones unitarias correspondientes son:

$$\epsilon_1 = \frac{1}{E} [\Delta \bar{\sigma}_1 - \nu \Delta \bar{\sigma}_2 - \nu \Delta \bar{\sigma}_3]$$

$$\epsilon_1 = \frac{1}{E} [(\Delta \sigma_1 - \Delta u) + 2\nu \Delta u] \quad (8.12)$$

$$\epsilon_2 = \frac{1}{E} [-\Delta u - \nu(\Delta \sigma_1 - \Delta u) + \nu \Delta u] \quad \dots(8.13)$$

$$\epsilon_2 = \epsilon_3$$

Por lo tanto, la deformación volumétrica será:

$$\epsilon_v = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 = \frac{\Delta V}{V} \quad (8.14)$$

de donde: $\Delta V = V (\epsilon_1 + 2\epsilon_2) \quad (8.15)$

Puesto que el suelo no puede cambiar de volumen, $\epsilon_v = 0$; por lo tanto:

$$\Delta V = \frac{(1 - 2\nu) (\Delta\sigma_1 - 3\Delta u)}{E} = 0 \quad \dots (8.16)$$

Para que se satisfaga la ecuación (8.16) se requiere que:

$$\Delta u = \frac{1}{3} \Delta\sigma_1, \text{ de donde } \boxed{A = 1/3}$$

De la ecuación (8.16) se reconoce que:

Si $A = 1/3$; el suelo no puede cambiar de volumen.

$A < 1/3$; suelo dilatante.

$A > 1/3$; suelo contractante.

8.1.2 Teoría de Henkel y Sowa.

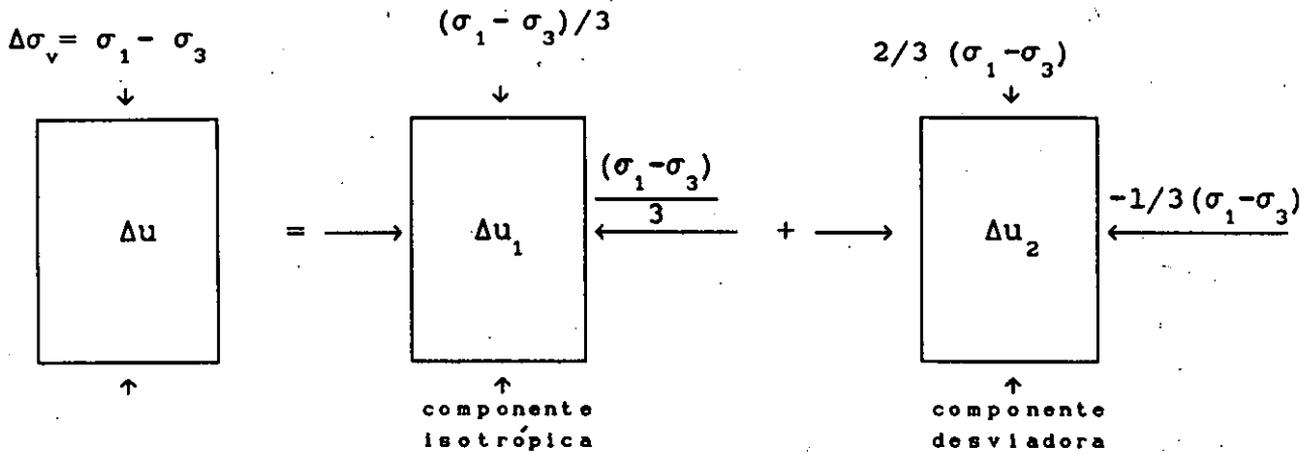
Henkel y Sowa proponen una expresión para calcular el incremento de presión intersticial provocado en una muestra de suelo, por efecto de la aplicación de un esfuerzo desviador. Ella se escribe como:

$$\Delta u = \underbrace{\frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3}}_{\text{componente isotrópica}} + \underbrace{1/3 [(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2)^2 + (\Delta\sigma_2 - \Delta\sigma_3)^2 + (\Delta\sigma_3 - \Delta\sigma_1)^2]^{1/2}}_{\text{componente desviadora}}$$

... (8.17)

donde "a" es un coeficiente de presión de poro que varía con el tipo de prueba y con el grado de preconsolidación del suelo.

En una prueba de compresión triaxial, aumentando el esfuerzo vertical, se tiene:



Para la componente isotrópica, se tiene:

$$\Delta u_1 = \frac{\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3}{3} ; \Delta \sigma_1 = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3}$$

$$\Delta \sigma_2 = \Delta \sigma_3 = 0$$

$$\Delta u_1 = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3} \quad (8.18)$$

En una prueba de compresión triaxial $\sigma_2 = \sigma_3$. Para la componente desviadora obtenemos:

$$\Delta u_2 = a \frac{1}{3} (2)^{1/2} (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$$

$$\Delta \sigma_1 = 2/3 (\sigma_1 - \sigma_3) \quad \Delta \sigma_2 = \Delta \sigma_3 = -1/3 (\sigma_1 - \sigma_3)$$

$$(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) = 2/3 (\sigma_1 - \sigma_3) + 1/3 (\sigma_1 - \sigma_3)$$

$$\Delta u_2 = a \frac{1}{3} (2)^{1/2} (\sigma_1 - \sigma_3)$$

$$\Delta u_2 = a \frac{(2)^{1/2}}{3} (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (8.19)$$

TABLA 1.
VALORES DEL COEFICIENTE DE PRESION DE PORO "A",
PARA VARI. TIPOS DE SUELOS.

TIPOS DE SUELO.	Ip	A
1. NORMALMENTE CONSOLIDADOS.		
1.1 Arcilla marina, remoldeada.	60	+ 1.30
1.2 Arcilla de londres remoldeada.	52	+ 0.97
1.3 Arcilla de Weald remoldeada.	25	+ 0.94
1.4 Arcilla arenosa de origen aluvial.	18	+ 0.47
1.5 Arena en estado suelto.	--	+ 0.08
1.6 Arena en estado compacto.	--	- 0.32
2. SUELOS PRECONSOLIDADOS.		
2.1 Arcilla de Weald, inalterada.	25	- 0.62
2.2 Arcilla de Weald, remoldeada $OCR = 8$.	25	- 0.22
2.3 Arcilla de Londres remoldeada, $OCR = 8$.	52	- 0.11

* OCR = Grado de preconsolidación del suelo.

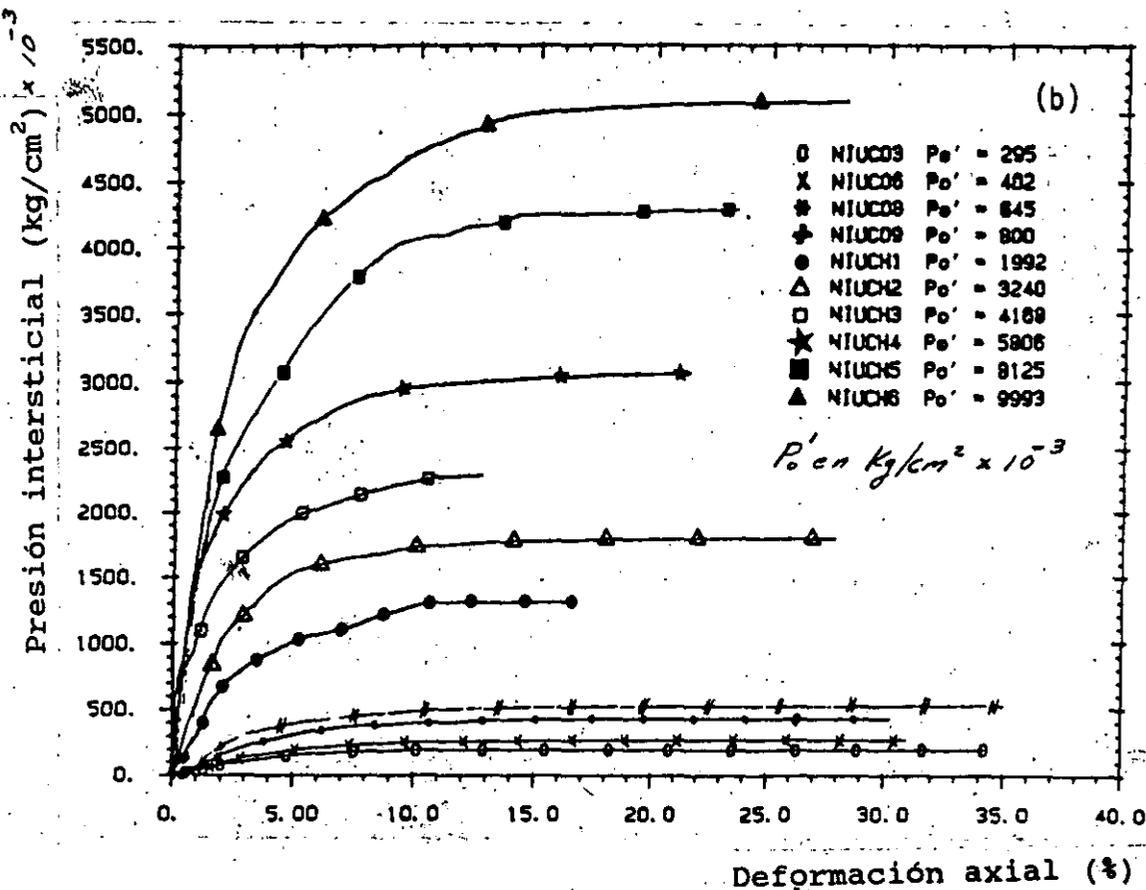
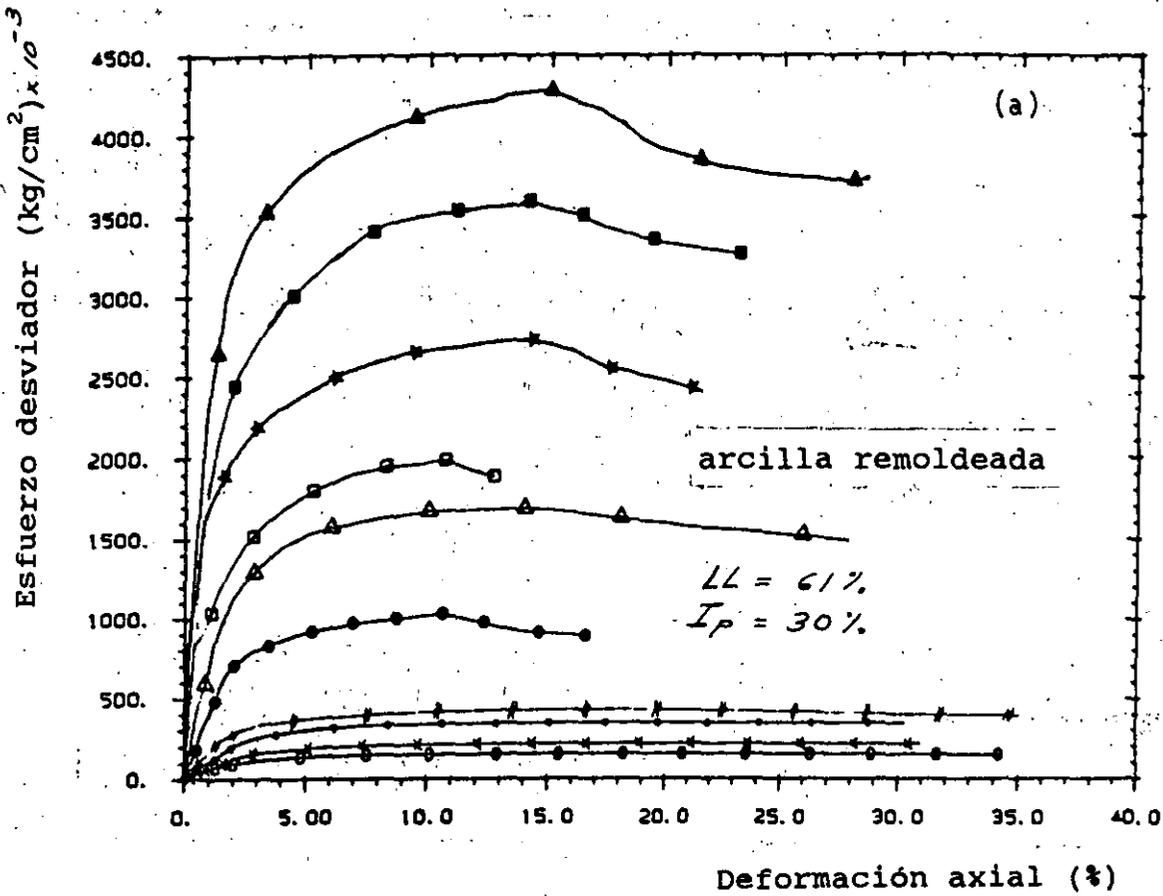


Fig. 8.1 (TRUEBA, 1989, ECP).



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

**CURSOS ABIERTOS
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS**

6 al 10 de abril de 1992

T E M A VIII : PRUEBAS ESPECIALES

(INSTRUMENTOS DE MEDICIÓN)

ING. RICARDO PADILLA V.

PALACIO DE MINERIA

I N D I C E

	Página
Objetivo	1
Elementos de un sistema de medición	2
Sensor primario	3
Convertidor de variable	3
Manipulador de variable	3
Transmisor de datos	4
Elemento de representación de datos	4
Significado de términos usuales en instrumentos de medición	5
Rango de mediciones	5
Exactitud	5
Precisión	5
Sensitividad o Sensibilidad	6
Linealidad	6
Discriminación	6
Legibilidad de la escala	7
Resolución	7

Página

Umbral	7
Histéresis	8
Calibración de un instrumento de medición	8

Referencias	10
--------------------	-----------

Indice	I y II
---------------	---------------

OBJETIVO.

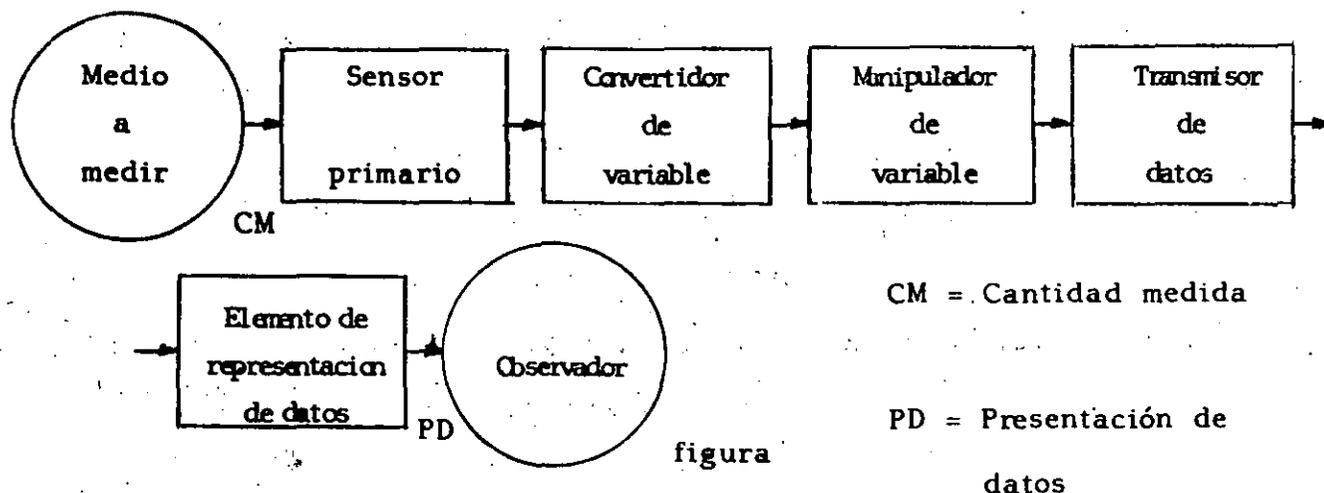
Conocer el significado exacto de terminos usuales para la comprensión y utilización de instrumentos de medición. Tales instrumentos se emplearán en el curso de Laboratorio de Mecánica de Suelos.

ELEMENTOS DE UN SISTEMA DE MEDICION

Es posible y deseable describir la operación y el desempeño de los instrumentos de medida y el equipamiento asociado en una teoría general, sin tener que recurrir a un ordenamiento físico específico.

Si se examinan diferentes instrumentos físicos, con la idea de hacer una generalización, se reconoce pronto en las diferentes partes de los instrumentos un patrón recurrente de similitud respecto a su función. Se puede proponer una simplificación y mostrar un esquema de posible aceptación universal.

El esquema que se propone es el mostrado en la figura. Este esquema representa un posible arreglo de elementos funcionales en un instrumento e incluye todas las funciones básicas que se consideraran necesarias para la descripción de cualquier instrumento.



A continuación se define cada una de las partes de que se compone este esquema.

SENSOR PRIMARIO. Es el primer elemento de un sistema de medición - que recibe la energía del medio a medir y produce una salida que - depende, en forma directa, de la cantidad medida. Es importante hacer notar que el instrumento siempre extrae alguna energía del medio medido. De esta forma, la cantidad medida es siempre perturbada por el acto de medición, de modo que el hacer una medición perfecta es teóricamente imposible. Se han diseñado buenos instrumentos para minimizar este efecto, pero siempre está presente en algún grado. La señal de salida del elemento sensor primario, es alguna variable física, como por ejemplo, un desplazamiento o un voltaje.

CONVERTIDOR DE VARIABLE. Es un elemento cuya función consiste en convertir la variable que recibe del sensor primario, a otra variable más adecuada que preserve la información contenida en la señal original. Se debe hacer notar que no todos los instrumentos incluyen un convertidor de variable. Cuando decimos "elementos" queremos decir - elementos funcionales, no elementos físicos. No todos los instrumentos de medición deberán tener todos los elementos que vamos a definir, es decir, para un instrumento dado se podrán identificar o no todos estos elementos. En otro caso se puede tener que un elemento físico realice dos funciones.

MANIPULADOR DE VARIABLE. Es un elemento que manipula en alguna forma a una señal representada por una variable física. La manipulación se realiza específicamente por medio de un cambio de valor numérico, de acuerdo a algunas pautas definidas, que preserven la naturaleza física de la variable. De esta forma, por ejemplo, un amplificador electrónico acepta una pequeña señal de voltaje como una en-

trada y produce una señal de salida que es también un voltaje, pero ahora como entrada de tiempo constante. Un elemento manipulador de variable no ira necesariamente a continuación de un elemento convertidor de variable, puede precederlo, estar en otra parte de la cadena de elementos o no aparecer.

TRANSMISOR DE DATOS. Este elemento se tiene cuando los elementos funcionales de un instrumento están de hecho físicamente separados, por lo que será necesario transmitir los datos de uno a otro. Puede ser tan simple como una barra ensamblada en un eje, o tan complicada como un sistema de telemetría, como los utilizados para la transmisión de señales a misiles equipados con radio, desde tierra.

ELEMENTO DE REPRESENTACION DE DATOS. Es el elemento que realiza la "traslación" de información, para que la cantidad medida sea comunicada a un ser humano, con fines de monitoreo, control o análisis. Pone la información en una forma reconocible por uno de los sentidos humanos. Esta función incluye la simple indicación de un cursor moviéndose sobre una escala, así como el registro de una pluma moviéndose sobre una carta. La indicación y graficación se pueden realizar en incrementos discretos. La mayoría de los instrumentos se comunican con la gente por medio del sentido de la vista, aunque se puede concebir la comunicación para otros sentidos.

SIGNIFICADO DE TERMINOS USUALES EN INSTRUMENTOS DE MEDICION

Rango de mediciones. Depende de la aproximación con la cual se quieran hacer las lecturas para un instrumento dado. Por lo anterior existen dos tipos de rango: El primero se refiere al rango de posibles lecturas que se pueden hacer con un instrumento dado y sería desde el valor de la graduación mínima hasta la capacidad del instrumento. El segundo se refiere al rango de trabajo para la correcta utilización del instrumento, habiéndose especificado la aproximación que se quiere como mínimo en la lectura de los valores. Para este segundo caso se recomienda usar una aproximación mínima de 0.1 %.

Exactitud. Indica para un instrumento dado, la desviación de la lectura respecto de una entrada conocida. Es común expresar la exactitud, como un porcentaje de la lectura de la escala completa, de modo que un voltímetro de 100 volts de capacidad con una exactitud del 1%, es exacto dentro de ± 1 volt a plena carga del voltímetro. El concepto de exactitud quedará más claro en el ejemplo siguiente.

Precisión. La precisión, indica la capacidad de un instrumento para reproducir cierta lectura con una exactitud dada. Como ejemplo de la diferencia entre precisión y exactitud, considere la medición de una presión conocida de 100 kilopascals (kPa) con un cierto manómetro. Se toman cinco lecturas y los valores obtenidos son 104, 103, 105, 103 y 105 kPa. Con estos valores podemos decir que no se puede depender del instrumento para obtener una exactitud mejor del

5% (5 kPa), en tanto que se indica una precisión de $\pm 1\%$, ya que la desviación máxima del valor de lectura media (104) es sólo 1 kPa. Obsérvese que el instrumento puede calibrarse de modo que se pueda usar con una confianza para medir presiones dentro de ± 1 kPa. Este ejemplo muestra un detalle importante: La exactitud puede mejorarse por calibración, pero no más allá de la precisión del instrumento.

Sensitividad o sensibilidad. Para un instrumento, es la razón del movimiento lineal del indicador en el instrumento al cambio en la variable medida que causa este movimiento; por ejemplo: Un registrador de 1 mV puede tener una escala con 25 cm de longitud, su sensibilidad sería de 25 cm/mV, suponiendo que la medición es lineal en toda la escala. El fabricante por lo general especifica la sensibilidad para una cierta posición en la escala.

Linealidad. Es la desviación de la curva de respuesta de frecuencia del sistema, de una línea recta especificada. Se dice que un sistema mantiene una respuesta lineal de frecuencia si la razón de la amplitud de salida, respecto a la de entrada, permanecen dentro del intervalo de frecuencia deseado, de tal modo que reproduzca todas las frecuencias por igual dentro del margen de aplicación.

Hay dos tipos comunes de no-linealidad y son:

- a) Linealidad terminal: Desviación de lo que sería una línea recta para los puntos finales.
- b) Ajuste óptimo: Desviación de la línea recta, la cual minimiza los errores.

Discriminación: Es la mínima diferencia que se tiene entre

dos lecturas de la escala, en otras palabras es la diferencia de lecturas entre dos divisiones consecutivas de una escala.

Legibilidad de la escala. Es la facilidad de lectura de un instrumento e indica la proximidad o cercanía con la cual puede leerse la escala del instrumento; como ejemplo, un instrumento con una escala de 12 pulgadas tiene una legibilidad más alta que un instrumento de 6 pulgadas y la misma gama. La graduación mínima es la diferencia más pequeña entre dos indicaciones detectables en la escala del instrumento. Ambas, legibilidad y graduación mínima, dependen de la longitud de la escala, espaciamiento de las graduaciones, tamaño del indicador y efectos de paralaje.

Resolución. Es el incremento en la entrada de un instrumento, que da algún pequeño pero definido cambio numérico en la salida del instrumento. Si la entrada se incrementa lentamente (desde algún valor de entrada diferente de cero), se podrá encontrar que la salida no cambie hasta que se exceda un cierto incremento de entrada. A este incremento se le llama resolución. De esta manera resolución es el cambio de umbral instantáneo más pequeño medido en la entrada, que define la medida más pequeña en la salida.

Umbral. Es el primer cambio detectable en la salida de un instrumento incrementando desde cero, y es con frecuencia descrito como cualquier cambio medible. Si la entrada de un instrumento es perfecta y gradualmente incrementado desde cero, allí habrá un valor mínimo, por debajo del cual no se pueda detectar cambio en la salida del instrumento. Este valor mínimo, define el umbral del instrumento. Ya que estos términos son un poco vagos, debido a la im-

probable reproductibilidad del umbral, se puede preferir usar un cambio definido del valor numérico para la salida de un instrumento, para el cual, el correspondiente valor de entrada se llamará umbral.

Histéresis. Se dice que un instrumento exhibe histéresis, cuando hay una diferencia en las lecturas, dependiendo de que el valor de la cantidad medida se acerque desde arriba o desde abajo. La histéresis puede ser el resultado del rozamiento mecánico, efectos magnéticos, deformación elástica o efectos térmicos.

Calibración de un instrumento de medición. La calibración de todo instrumento es importante, porque permite verificar el instrumento contra un patrón (o estándar) conocido y reducir, por lo tanto, los errores de exactitud. Los procedimientos de calibración implican una comparación del instrumento particular con: 1) un patrón primario; 2) un patrón secundario con mayor exactitud que la del instrumento que se calibra, o 3) con una fuente de entrada conocida. Por ejemplo, un medidor de flujo puede calibrarse por 1) comparación con una tabla estándar de medición de flujo de alguna Asociación de Estándares; 2) comparándolo con otro medidor de flujo de exactitud conocida, o 3) calibración directa con una medición directa primaria, como el peso de cierta cantidad de agua en un recipiente y el registro del tiempo transcurrido para que esta cantidad fluya a través del medidor. La importancia de la calibración no puede dejar de recalcar se ya que establece la exactitud de los instrumentos. Mejor que aceptar la lectura de un instrumento, es preferible efectuar cuando menos una calibración de verificación para asegurarse de la validez de las mediciones. Aun las especificaciones o calibraciones de los fabricantes no siempre pueden tomarse como idóneas. La mayoría de los fabri-

cantes reconocidos son confiables, pero algunos no.

REFERENCIAS

1. Doebelin, Ernest O. (1975)

"Measurement systems: application and design"
Mc Graw-Hill Kogakusha, L.T.D. International
Student Edition.

2. Holman, Jack P. (1986)

"Métodos Experimentales para Ingenieros"
McGraw-Hill de México, S.A. de C.V.



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

**CURSOS ABIERTOS
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS**

6 al 10 de abril de 1992

T E M A VIII : PRUEBAS ESPECIALES

TEORIA Y PRACTICA DEL PENDULO DE TORSION, (FTP)

ING. LEONARDO ZEEVAERT

PALACIO DE MINERIA

THE UNIVERSITY OF CHICAGO
DEPARTMENT OF CHEMISTRY
5780 SOUTH CAMPUS DRIVE
CHICAGO, ILLINOIS 60637

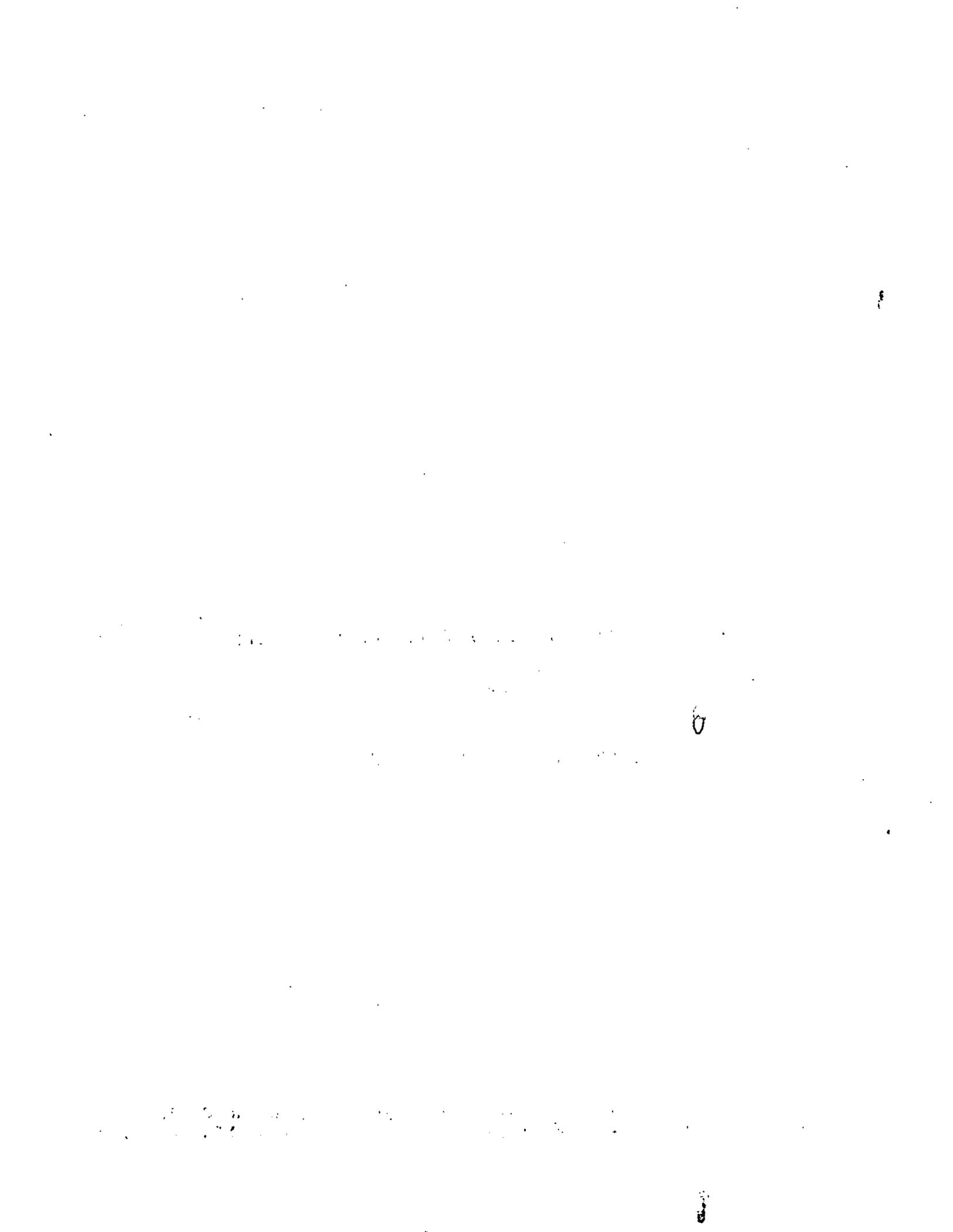
RECEIVED
JAN 10 1964

TEORIA Y PRACTICA DEL PENDULO DE TORSION, (FTP)

por

LEONARDO ZEEVAERT*, ph.D.

* Profesor, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México 21, D.F.



C O N T E N I D O

I.	INTRODUCCION	1
II.	EL INSTRUMENTO	3
III.	CONSIDERACIONES TEORICAS	8
IV.	USO DEL INSTRUMENTO	18
V.	PROGRAMANDO UNA PRUEBA	24
VI.	INTERPRETACION DE RESULTADOS	28
VII.	EJEMPLO DE CALCULO	32
VIII.	ERROR PROBABLE	35
IX.	EJEMPLO DE CORRELACION CON EL CAMPO	36

I. INTRODUCCION

En la práctica de dinámica de suelos en múltiples problemas se requiere el conocimiento de la rigidez dinámica del suelo; o sea, el módulo de elasticidad al esfuerzo cortante. Todo material del suelo tiene un cierto número de elementos elásticos que actúan en forma activa durante la vibración. La respuesta elástica de un suelo es por lo tanto una función de los elementos elásticos que sean excitados, la velocidad de las ondas en el suelo inducidas por sismos, o cimentaciones de maquinaria pueden estimarse conociendo esta propiedad dinámica del suelo. En muchos casos uno está obligado a conocer las amplitudes máximas probables de la cimentación producidas por las vibraciones que puedan afectar las instalaciones, y en general el comportamiento de la estructura. La predicción de la respuesta de un edificio durante los temblores depende principalmente de la relación entre el período de vibración de la estructura al período o períodos de la masa del suelo que soporta la cimentación. El período de vibración del suelo es una función de la rigidez del suelo. En el caso de maquinaria la vibración de la cimentación es muy importante en el comportamiento dinámico del sistema. La posibilidad de que se presente resonancia debe ser evitada para obtener un comportamiento adecuado de la maquinaria y las amplitudes deberán de reducirse a un límite establecido para el funcionamiento adecuado de la maquinaria. Aún más, los esfuerzos dinámicos en el suelo deberán estimarse y reducirse si es necesario a valores admisibles. Puesto que todos estos problemas se

encuentran íntimamente relacionados con la rigidez dinámica del suelo, un problema importante es determinar con precisión razonable esta propiedad dinámica del suelo. La predicción del comportamiento se basa en la determinación de la rigidez del suelo en el laboratorio utilizando las mejores muestras inalteradas representativas de los estratos que forman la masa del suelo.

Reconociendo la necesidad de investigar sobre la rigidez dinámica del suelo desde un punto de vista de ingeniería práctica, el autor diseñó hace dos décadas un instrumento sencillo llamado "El Péndulo de Vibración Libre"⁽²⁾. Este instrumento ha sido usado en trabajos de rutina, obteniéndose buenos resultados prácticos, los cuales han sido verificados por medio de correlaciones con el comportamiento real de cimentaciones diseñadas usando este parámetro dinámico del suelo determinado en el laboratorio. El instrumento y los métodos de prueba han mejorado en la actualidad y se describen en los párrafos que siguen, (SBEL). Sin embargo, otros mejoramientos pueden introducirse en el futuro para obtener un aparato más práctico y de fácil manejo. La aceptación y mejoramiento en la práctica de cualquier instrumento es lenta, ya que los resultados que se obtienen deberán de verificarse o calibrarse con el comportamiento del prototipo que fue diseñado con los parámetros del suelo obtenidos en el laboratorio.

II EL INSTRUMENTO

El péndulo de torsión de vibración libre comenzó a diseñarse como un instrumento hecho en casa, utilizando los accesorios disponibles en el laboratorio estándar de suelos. La idea es la de someter a una probeta de suelo inalterado a una vibración torsional pura bajo un determinado confinamiento de esfuerzos efectivos. Para lo anterior se usó la cámara triaxial estándar. Un vástago trasmite la vibración torsional libre a través de la cabeza de la cámara triaxial y fija la parte superior de la probeta en forma rígida. La probeta también queda fija en la base. Esta acción se considera muy importante para obtener una buena transmisión del momento de torsión libre del movimiento dinámico proporcionado por el brazo B, Fig. 1. Se proporciona un impulso al brazo vibrante, permitiendo que este vibre libremente en respuesta a los elementos elásticos del suelo. El peso del brazo y masas colocadas sobre él, son balanceadas por medio de un peso equivalente C, Fig. 1.

La vibración inducida se registra en una mesa registradora E, sobre la cual pasa una cinta de papel con cierta velocidad compatible con el rango de períodos de vibración esperados como respuesta de la probeta del suelo, ver fotografías Nos. 1, 2, 3 y 4. A un lado del papel registrador un marcador de tiempo registra la velocidad del papel que pasa sobre la mesa. Este registro es importante para calcular con precisión el tiempo de la vibración. Los registros obtenidos para diferentes tipos de suelos se observan como muestra la Fig. 2, de donde se puede obtener la

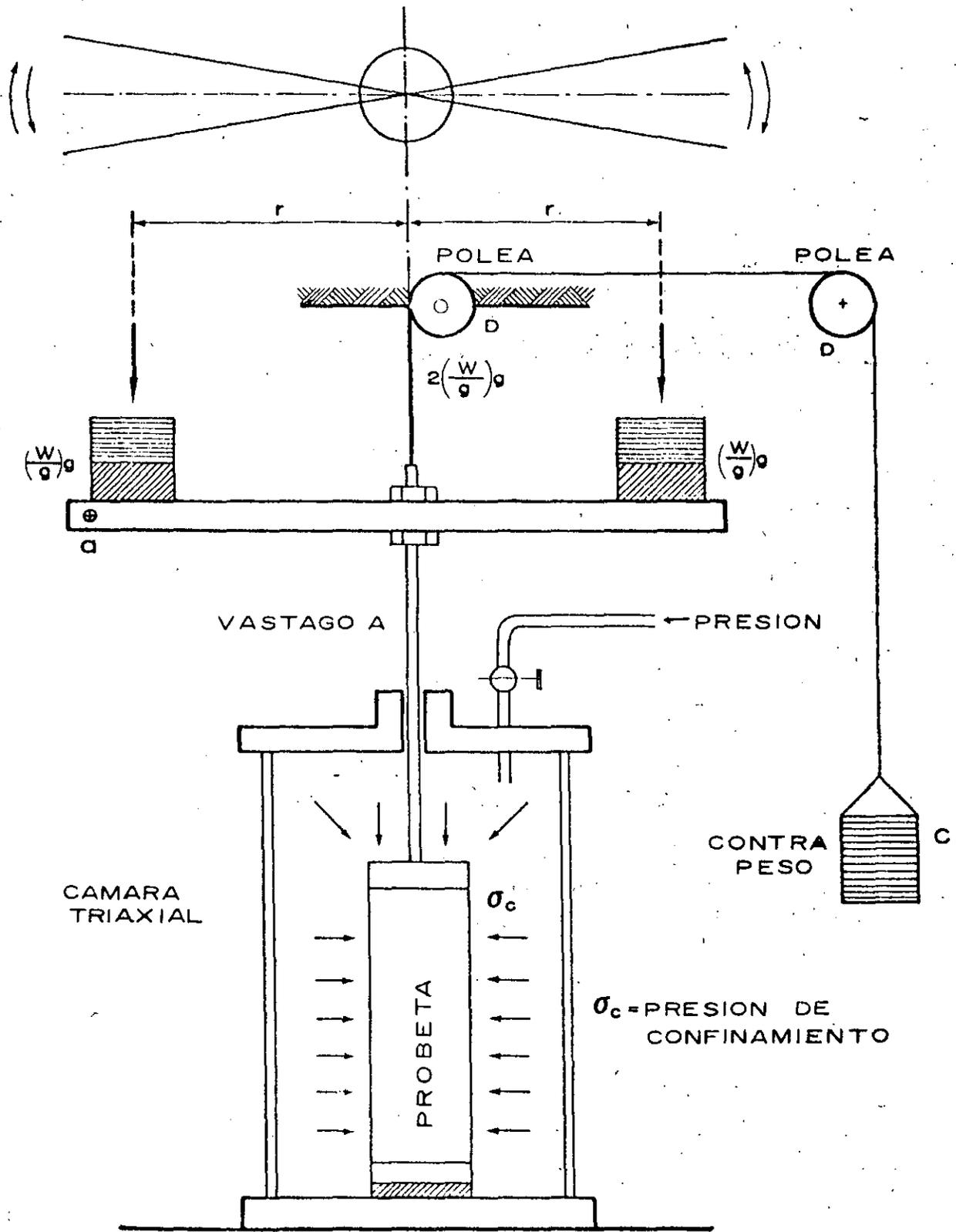
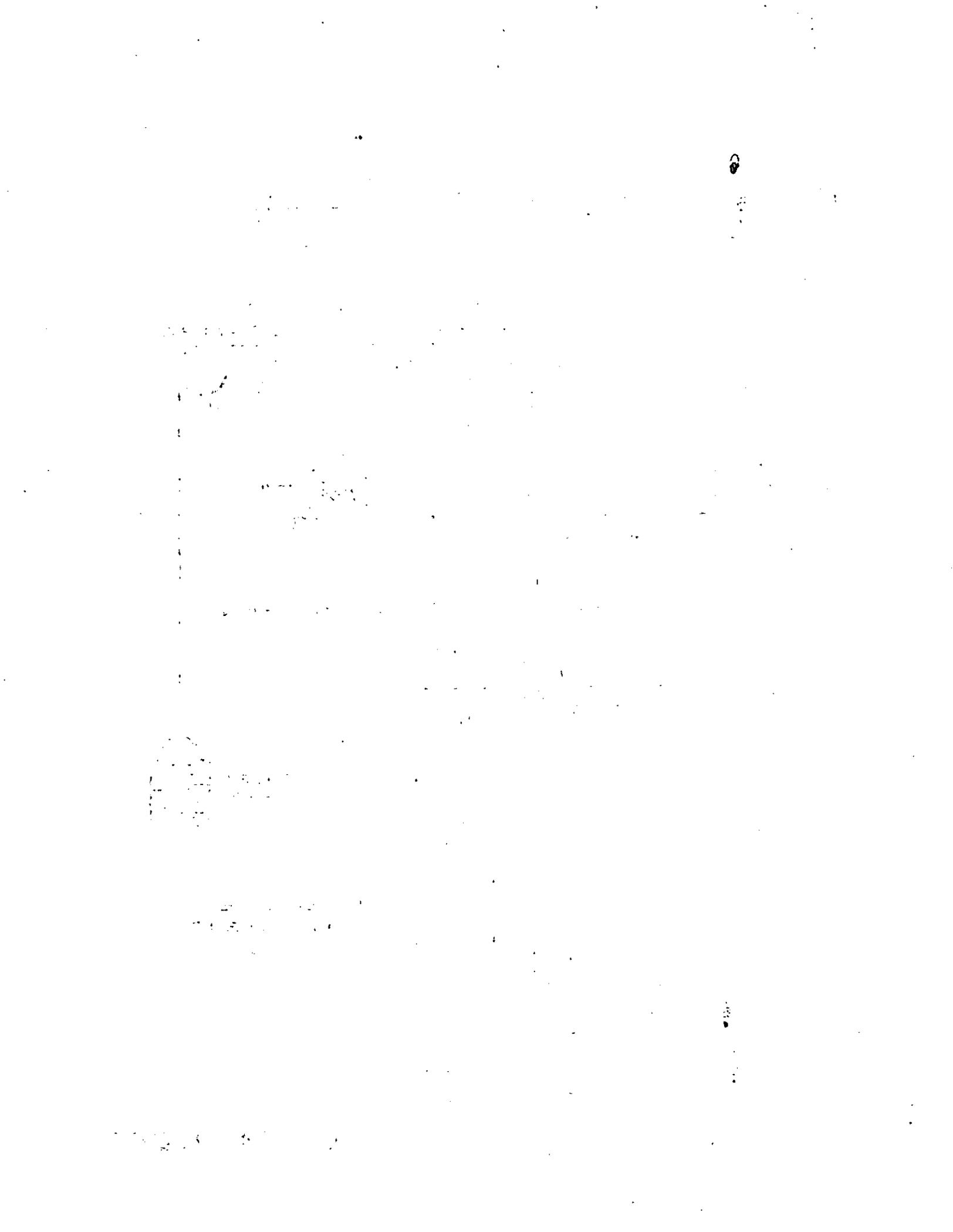
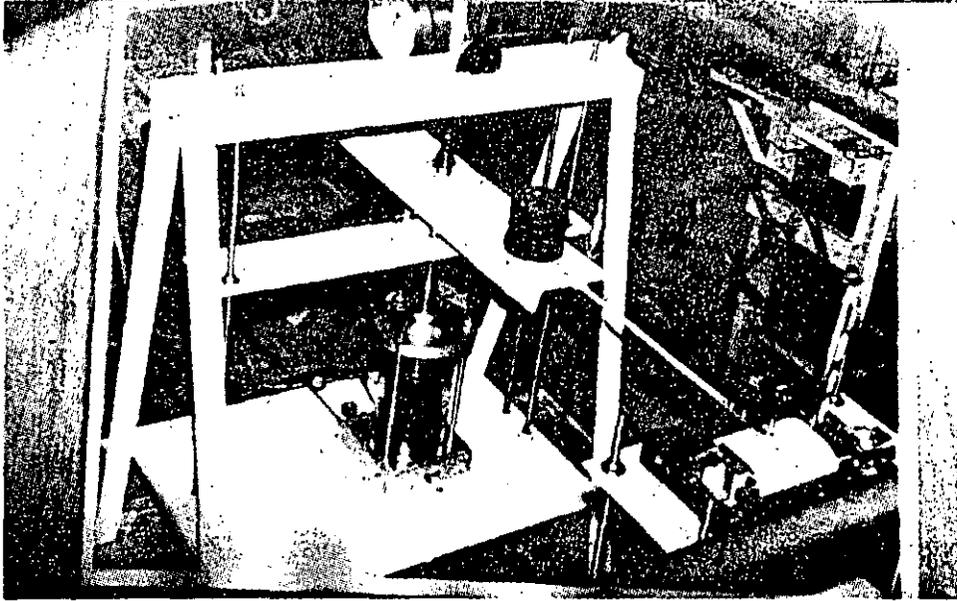


FIG.-I PENDULO DE TORSION DE VIBRACION LIBRE.

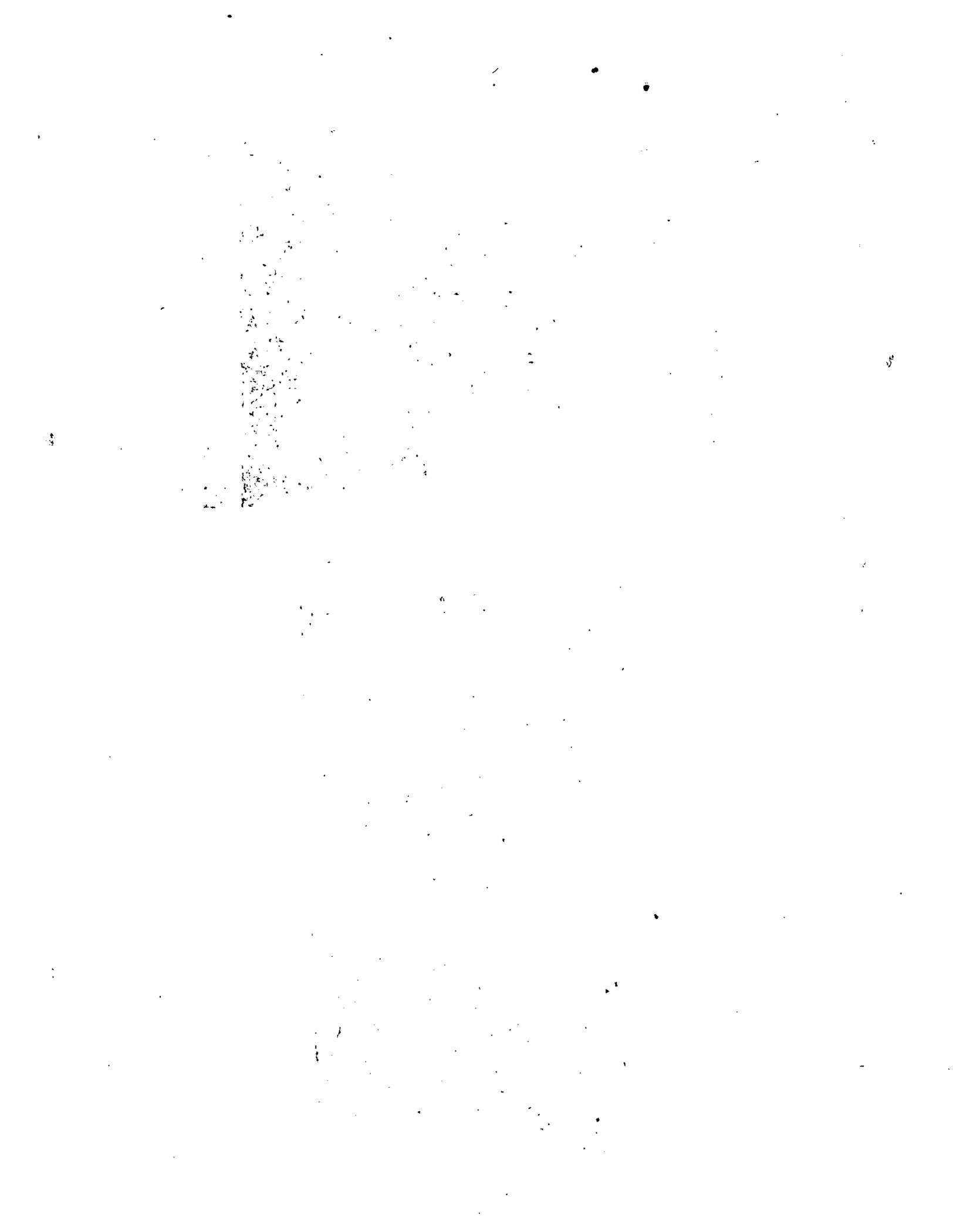


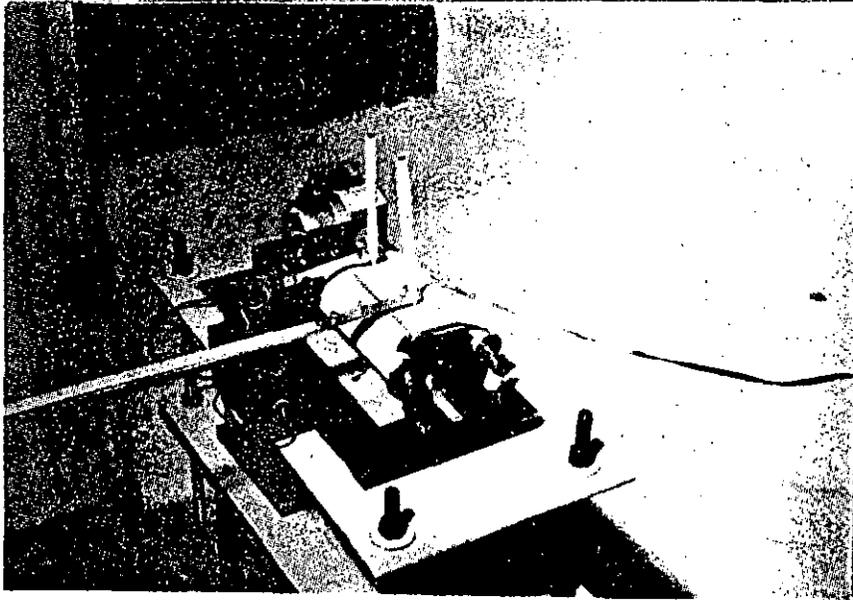


1. PENDULO DE TORSION LIBRE

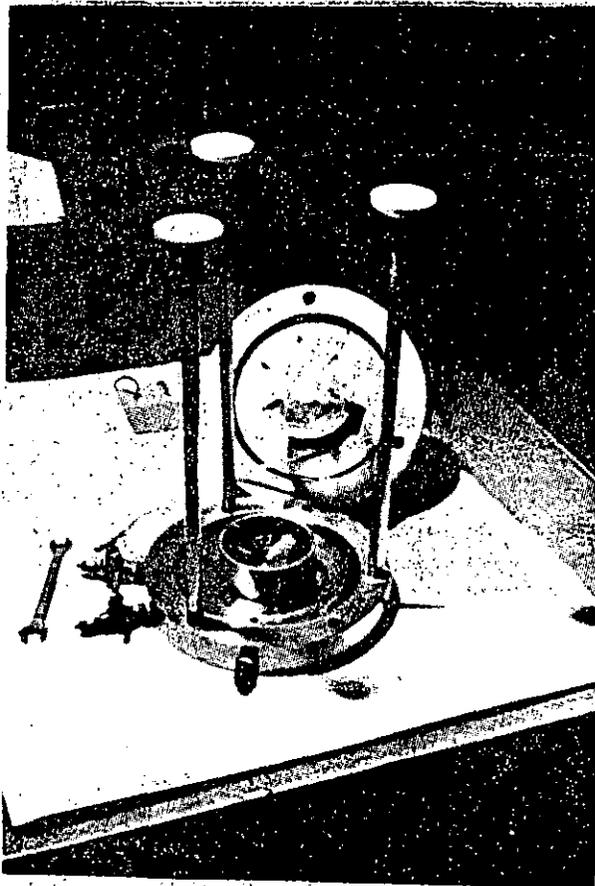


2. CAMARA TRIAXIAL



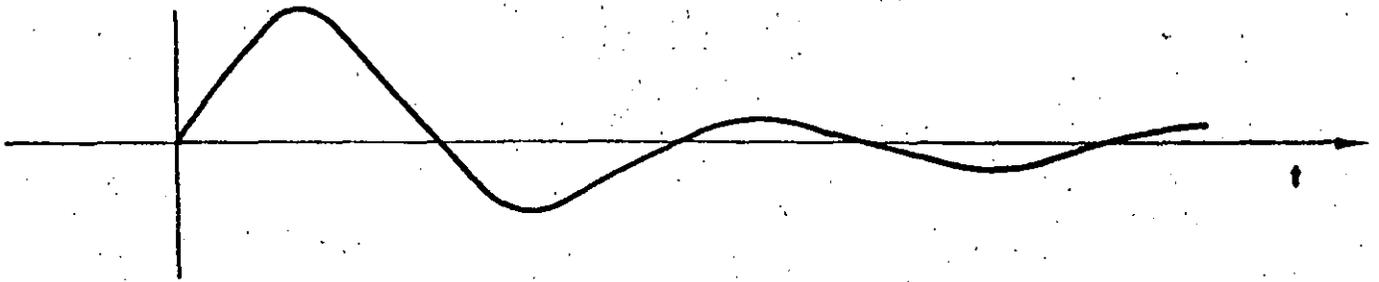


3. MESA REGISTRADORA

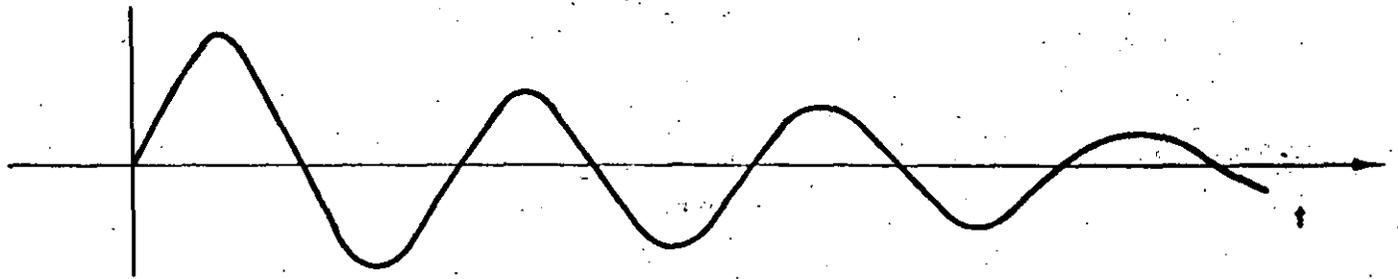


4. CABEZAS FIJADORAS DE LA PROBETA

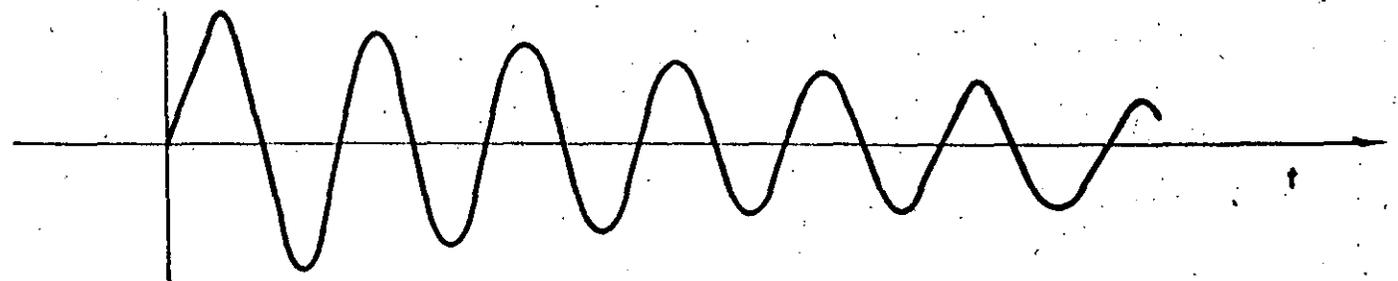
ARCILLA MUY SUAVE



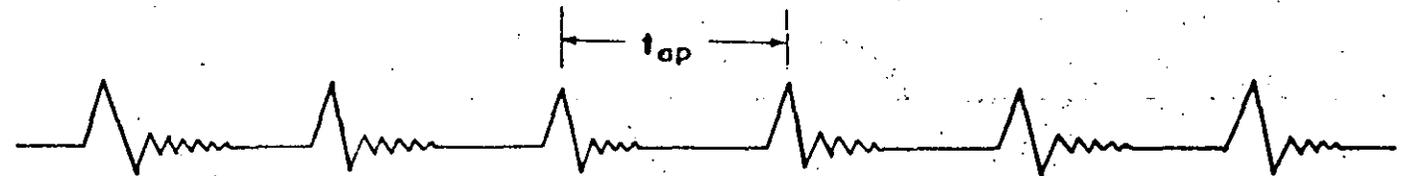
ARCILLA RIGIDA



ARENA CONFINADA



MARCADOR DE TIEMPO



CONFIGURACION DE LOS RECORDS

FIG.-2

amplitud, período y decremento logarítmico de la vibración libre amortiguada del sistema formado por el instrumento y la probeta del suelo.

III CONSIDERACIONES TEORICAS

Para ilustrar la teoría del instrumento consideremos primero un movimiento armónico simple, Fig. 3a. Llamemos M la masa del sistema y θ el ángulo de torsión del brazo donde la masa M está soportada. Para obtener equilibrio dinámico de la vibración libre establecemos la siguiente condición

$$J_s \ddot{\theta} + K_s \theta = 0 \quad (1)$$

donde $\ddot{\theta}$ es la aceleración angular, J_s el momento de inercia de las masas del sistema y K_s la rigidez torsional del sistema. Para el movimiento armónico simple.

$$\theta = \theta_s \text{ sen } \omega_s t \quad (2)$$

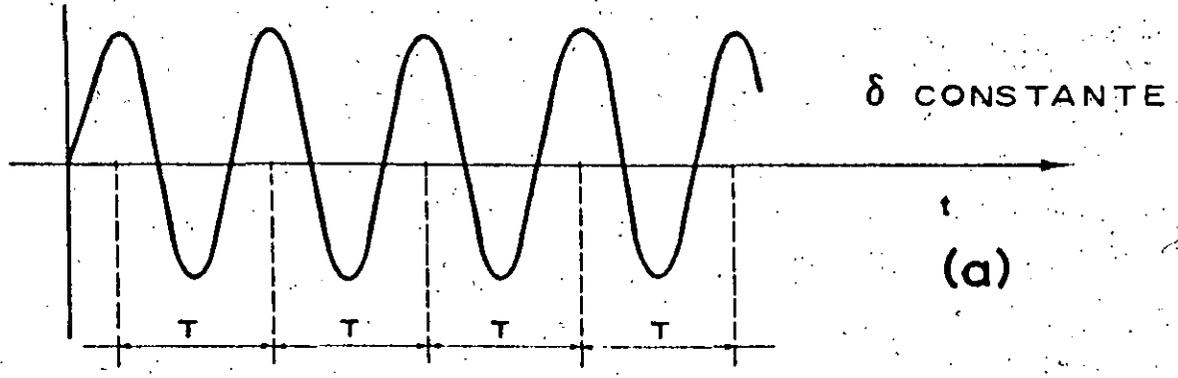
en donde θ_s es la amplitud del movimiento y ω_s es la frecuencia circular libre: $\omega_s = 2\pi/T_s$. Sustituyendo (2) en (1) y cancelando términos iguales obtenemos la frecuencia circular ω_s del sistema

$$\omega_s = \sqrt{\frac{K_s}{J_s}} \quad (3)$$

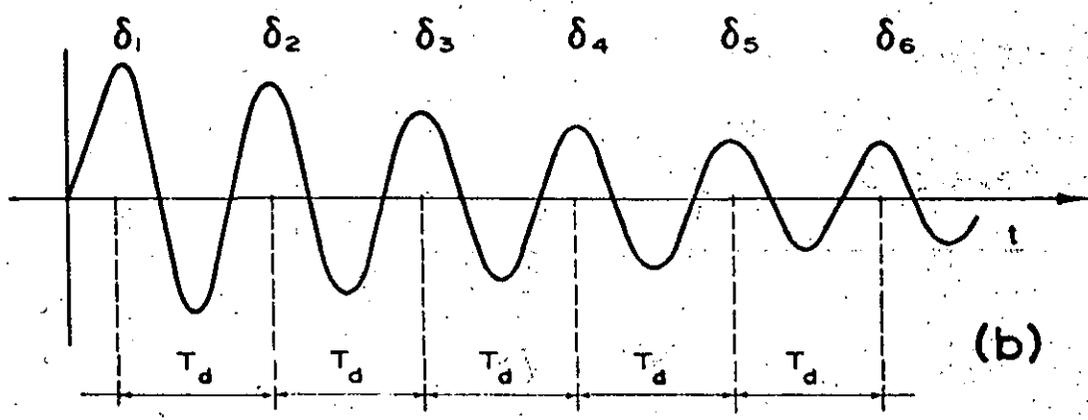
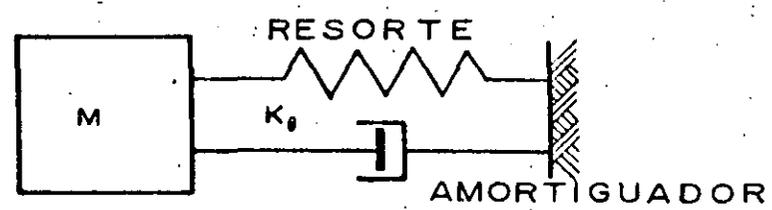
y consecuentemente el período, $T_s = 2\pi/\omega_s$

El movimiento, sin embargo, no es armónico simple, ya que el sis-

VIBRACION ARMONICA SIMPLE $\zeta = 0$



VIBRACION AMORTIGUADA $\zeta < 1$



SUBSIDENCIA $\zeta = 1$ (SIN VIBRACION)

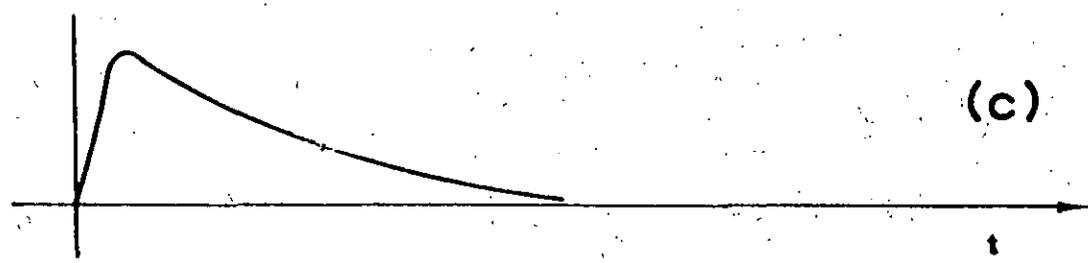


FIG.- 3

tema absorbe energía. Consideremos Fig. 3b que la energía del movimiento es absorbida por un elemento Newtoniano equivalente a un amortiguador.

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \phi \cdot P \quad (4)$$

Aquí ϕ representa un parámetro del sistema que absorbe la energía cinética. Por lo tanto, la fuerza amortiguadora será $\frac{1}{\phi} \frac{\partial \theta}{\partial t}$.

Llamemos $1/\phi = C$, una constante que representa el amortiguamiento. Introduciendo esta fuerza amortiguadora en la ecuación de equilibrio dinámico de la vibración amortiguada libre

$$J_s \ddot{\theta} + C \dot{\theta} + K_s \cdot \theta = 0 \quad (5)$$

La solución de esta ecuación diferencial es una función del valor C , dependiendo de que este valor sea mayor o menor que el amortiguamiento crítico⁽⁵⁾

$$C_c = 2 \sqrt{K_s J_s} \quad \text{o} \quad C_c = 2 J_s \omega_s \quad (6)$$

La relación $C/C_s = \zeta_s$ se define como una fracción del amortiguamiento crítico o bien relación de amortiguamiento. El valor real que representa la vibración libre amortiguada se obtiene para $\zeta \leq 1$. Cuando $\zeta = 1$ no se produce vibración, lo que implica que la distorsión ocasionada al sistema regresa a su posición original sin vibración, Fig. 3c.

Cuando $\zeta \leq 1$ la ecuación diferencial (5) se satisface por:

$$\theta = Ae^{-\zeta_s \omega_s t} (\cos \omega_{sd} \cdot t) \quad (7)$$

Aquí, la frecuencia circular amortiguada del sistema tiene el valor:

$$\omega_{sd}^2 = \omega_s^2 (1 - \zeta_s^2) \quad (8)$$

Nosotros podemos reconocer de (7) que la amplitud máxima del movimiento es

$$\theta_s = Ae^{-\zeta_s \omega_s (n T_{sd})} \quad (9)$$

en donde $(n T_{sd})$ es el tiempo correspondiente a la enésima cresta del movimiento. Considerando dos vibraciones sucesivas obtenemos:

$$\frac{\theta_n}{\theta_{n+1}} = \frac{e^{-\zeta_s \omega_s (n T_{sd})}}{e^{-\zeta_s \omega_s (n+1) T_{sd}}} = e^{\zeta_s \omega_s T_{sd}}$$

pero de la (8) $T_{sd}/T_s = 1/\sqrt{1-\zeta_s^2}$

encontramos
$$\frac{\theta_n}{\theta_{n+1}} = e^{\frac{2\pi\zeta_s}{\sqrt{1-\zeta_s^2}}} \quad (10)$$

De la (10) obtenemos:

$$\text{Log} \frac{\theta_n}{\theta_{n+1}} = \frac{2\pi\zeta_s}{\sqrt{1-\zeta_s^2}} = \Delta \quad (11)$$

El valor Δ se conoce como el decremento logarítmico y puede determinarse de amplitudes sucesivas de la vibración amortiguada,

Fig. 3b. Conociendo el valor de Δ calculamos la relación de amortiguamiento del sistema

$$\zeta_s^2 = \frac{\Delta^2}{(2\pi)^2 + \Delta^2} \quad (12)$$

La teoría de acuerdo con la figura 1, se basa en la respuesta del sistema vibrante formado por la probeta del suelo y el instrumento. Llamemos K_p y K_a las constantes dinámicas de resorte de la probeta e instrumento respectivamente y K_s la del sistema. El impulso de momento dado al brazo es:

$$M_s = F \cdot \lambda = K_s \theta_s \quad (13)$$

también

$$F \cdot \lambda = K_p \theta_p \quad \text{y} \quad F \cdot \lambda = K_a \theta_a \quad (14)$$

La amplitud de la rotación del brazo registrador es $\theta_s = \theta_p + \theta_a$ de (14) encontramos

$$\theta_s = \frac{K_p + K_a}{K_p \cdot K_a} \cdot F \cdot \lambda \quad (15)$$

y usando (13) obtenemos:

$$K_s = \frac{K_p \cdot K_a}{K_p + K_a} \quad (16)$$

La aceleración circular del sistema está dada por $\ddot{\theta}_s = \theta_s \omega_s^2$ en donde ω_s es la frecuencia circular del sistema probeta-instrumento. Correspondientemente, el momento dinámico máximo puede ser expresado como sigue:

$$M_s = \theta_s \omega_s^2 \Sigma mr^2 \quad (17)$$

El valor $\Sigma mr^2 = J_s$ representa el momento polar de inercia de todas las masas oscilantes del instrumento y la probeta respectivamente, por lo tanto

$$\omega_s^2 = \frac{K_s}{J_s} \quad (18)$$

El valor ω_s se mide en la prueba.

El módulo de elasticidad al esfuerzo cortante o rigidez del suelo puede obtenerse de la teoría de elasticidad

$$\mu = \frac{M_s \cdot h}{\theta_p \cdot I_p} \quad (19)$$

El momento polar de inercia de la probeta es: $I_p = \pi D^4/32$, en donde h es la altura de la probeta, y D el diámetro. De donde la constante de resorte de la muestra es como sigue:

$$K_p = \frac{I_p}{h} \cdot \mu \quad (20)$$

Llamemos $I_p/h = C_p$ un parámetro función de la geometría de la probeta. De la calibración del instrumento, se obtienen los valores de ω_a y J_a .

Las constantes de resorte torsionales e individuales de considerar son las siguientes:

Probeta $K_p = C_p \mu$

Instrumento $K_a = J_a \omega_a^2$ (21)

Probeta-instrumento $K_s = J_s \omega_s^2$

Sustituyendo estos valores en (16) y resolviendo para la rigidez dinámica del suelo μ obtenemos:

$$\mu = \frac{\omega_s^2 \cdot \omega_a^2}{\omega_a^2 J_a - \omega_s^2 J_s} \cdot \frac{J_a \cdot J_s}{C_p} \quad (22)$$

El momento polar de inercia de las masas de la probeta es muy pequeño comparado con las del instrumento, por tanto, $J_a = J_s$ y de (22) podemos escribir como sigue:

$$\mu = \frac{\omega_s^2}{1 - \frac{\omega_s^2}{\omega_a^2}} \cdot \frac{J_a}{C_p} \quad (23)$$

Además, llamemos $J_a/C_p = G$, también $G = J_a h/I_p$. El valor G es una constante representativa de las propiedades físicas del instrumento.

Durante la prueba, sin embargo, obtendremos la frecuencia circular libre amortiguada del sistema ω_{sd} , así también de la calibración se obtiene la frecuencia circular amortiguada ω_{ad} . Estos valores quedan relacionados con sus frecuencias no amortiguadas como sigue:

$$\begin{aligned} \omega_{sd}^2 &= \omega_s^2 (1 - \zeta_s^2) \\ \omega_{ad}^2 &= \omega_a^2 (1 - \zeta_a^2) \end{aligned} \quad (24)$$

En estas expresiones ζ_s y ζ_a representan las relaciones de amortiguamiento del sistema probeta-instrumento y la del instrumento respectivamente, se obtienen de los registros como los mostrados en la Fig. 2. Sustituyendo los valores dados por la (24) en la expresión (23) obtenemos finalmente

$$\mu = \frac{\omega_{sd}^2 \cdot G}{(1 - \zeta_s^2) - (1 - \zeta_a^2) (\omega_{sd}/\omega_{ad})^2} \quad (25)$$

Otra propiedad del suelo importante necesaria para el cálculo en problemas de dinámica de suelos, es la relación de amortiguamiento del suelo ζ_p . Esta propiedad se obtiene de la prueba. Examinando la vibración acoplada del sistema, obtenemos el momento máximo

$$M_s = (\theta_a + \theta_p) \omega_s^2 \cdot J_s \quad (26)$$

pero $M_s = K_s \theta_s$, luego podemos escribir

$$\frac{1}{\omega_s^2} = \frac{\theta_a J_s}{\theta_s K_s} + \frac{\theta_p \cdot J_s}{\theta_s K_s} \quad (27)$$

y considerando $J_s = J_a$, y de la (14) también

$$K_s \theta_s = K_a \theta_a = K_p \cdot \theta_p$$

De la (27)

$$\frac{1}{\omega_s^2} = \frac{J_a}{K_a} + \frac{J_a}{K_p} \quad (28)$$

en donde

$$\frac{K_a}{J_a} = \omega_a^2 \quad \text{es la frecuencia circular del instrumento como si } K_p = \infty.$$

$$\frac{K_p}{J_a} = \omega_p^2 \quad \text{es la frecuencia circular de la probeta como si } K_a = \infty.$$

De las consideraciones anteriores:

$$\frac{1}{\omega_p^2} = \frac{1}{\omega_s^2} - \frac{1}{\omega_a^2} \quad (29)$$

En la prueba obtenemos las frecuencias circulares amortiguadas (24) de donde también

$$\frac{1}{\omega_{pd}^2} = \frac{1}{\omega_{sd}^2} + \frac{1}{\omega_{ad}^2} \quad (30)$$

Combinando las expresiones (29) y (30) y solucionando para la relación de amortiguamiento del suelo ζ_p obtenemos

$$\zeta_p^2 = \frac{\zeta_s^2 - \zeta_a^2 (\omega_{sd}/\omega_{ad})^2}{1 - (\omega_{sd}/\omega_{ad})^2} \quad (31)$$

Si el instrumento tiene una frecuencia circular muy alta entonces

$$\zeta_p \rightarrow \zeta_s.$$

Sin embargo, se sabe que para cierta distorsión angular inicial γ_p proporcionada a la probeta se obtiene un valor de μ y ζ_p , para cada esfuerzo de confinamiento σ_c . El esfuerzo cortante máximo

en la probeta de radio $D/2$ es

$$\tau = \frac{(F \cdot \lambda)}{I_p} \cdot \frac{D}{2} \quad (32)$$

Por otro lado $\gamma_p = \tau/\mu$, por lo tanto

$$\gamma_p = \frac{D}{2I_p \mu} (F \cdot \lambda) \quad (33)$$

Aquí λ es la distancia al centro de rotación del punto donde se aplica el impulso F , Fig. 4. El impulso de momento es

$(F \cdot \lambda) = \theta_s K_s$ pero $K_s = \omega_s^2 J_a$ y $\theta_s = \delta_s/\ell$, por lo tanto sustituyendo estos valores en (33) obtenemos

$$\gamma_p = \frac{DJ_a}{2I_p \mu} \frac{\omega_s^2 \delta_s}{\ell}$$

Considerando que $I_p = \pi D^4/32$ y $\omega_s^2 = \omega_{sd}^2/(1 - \zeta_s^2)$ se obtiene finalmente

$$\gamma_p = \frac{16J_a}{\pi D^3 \ell} \frac{\omega_{sd}^2}{(1 - \zeta_s^2)} \frac{\delta_s}{\mu} \quad (34)$$

Los valores de ω_{sd} , μ y δ_s se obtienen de la prueba. El valor de δ_s se mide para la primera ordenada de la respuesta después de aplicar el impulso de momento $(F \cdot \lambda)$ para omitir cualquier distorsión plástica que se presente en el impulso registrado en la ordenada δ_0 Fig. 6.

IV USO DEL INSTRUMENTO

La calibración del instrumento se efectúa por medio de un cilindro de acero de aproximadamente las mismas dimensiones que las probetas del suelo. Los parámetros por determinar son: la frecuencia circular ω_{ad} o período $T_{ad} = \frac{2\pi}{\omega_{ad}}$, la relación de amortiguamiento ζ_a y la constante dinámica de resorte K_a debido a la distorsión θ_a del instrumento. Estas constantes del instrumento sin embargo, cambian con las masas colocadas sobre el brazo vibrante B, Fig. 1. La distorsión de la probeta de acero puede despreciarse.

La constante rotacional K_a se define por:

$$K_a = \frac{(F \lambda)}{\theta_a}$$

pero de la (21) $K_a = J_a \omega_a^2$ se obtiene:

$$J_a \omega_a^2 = \frac{F \lambda}{\theta_a}$$

La amplitud angular es $\theta_a = \delta_a / \ell$, por lo tanto en la mesa registradora

$$\delta_a = \frac{\ell}{J_a \omega_a^2} (F \lambda)$$

De la definición de constante de resorte dinámica lineal del instrumento $F/\delta_a = k_a$, se obtiene

$$k_a = \frac{J_a \omega_a^2}{\lambda \cdot \ell} \quad (35)$$

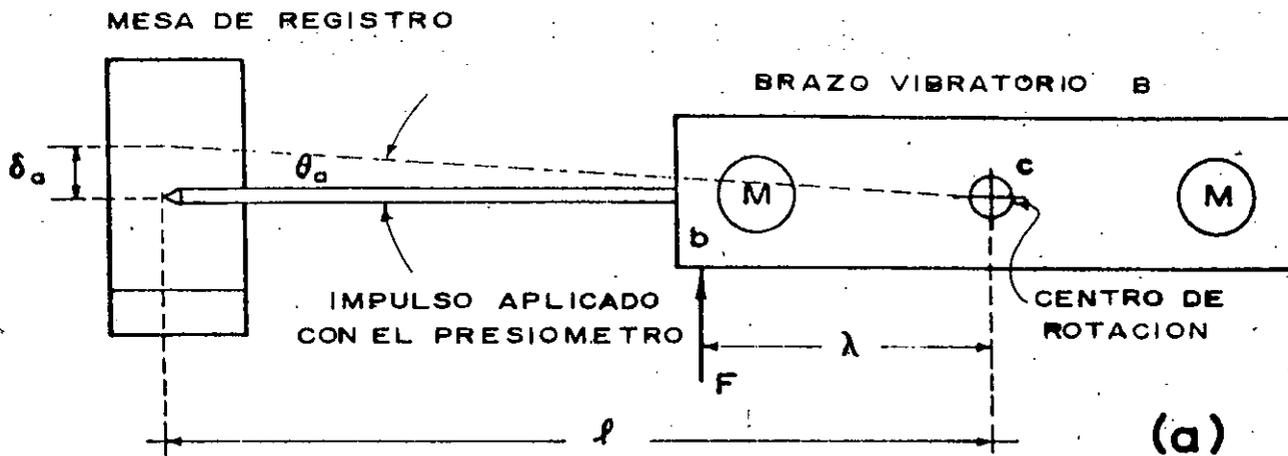
Se coloca la probeta de acero en el instrumento y se induce una rotación con un presiómetro en el punto b, sobre el brazo vibrador B en un rango de 5 a 15 mm medidos en la mesa registradora. La constante de resorte dinámica k_a se relaciona con el número de masas y se presenta gráficamente como muestra la Fig. 4. Con la constante de resorte k_a y conociendo δ_a podremos determinar la fuerza dinámica F aplicada en el punto b.

Cuando se efectúa la prueba en la probeta del suelo la deflexión δ_s en la mesa registradora corresponde a la suma de las distorsiones del suelo e instrumento respectivamente. La deflexión lineal en la mesa registradora debido a la distorsión de la probeta de suelo al aplicar el impulso es $\delta_p = \delta_s - \delta_a$ y la rotación θ_p en la cabeza de la probeta es $\theta_p = \delta_p / \ell$, Fig. 5.

Por lo tanto, la distorsión angular por esfuerzo cortante en la probeta es

$$\gamma_p = \frac{1}{2} \frac{D}{h} \frac{\delta_p}{r} \quad (36)$$

De la calibración como se explica arriba se selecciona, para un comportamiento óptimo, el número de masas para el cual se obtiene el mínimo de la relación de amortiguamiento del instrumento.



CONSTANTE DEL RESORTE DEL INSTRUMENTO

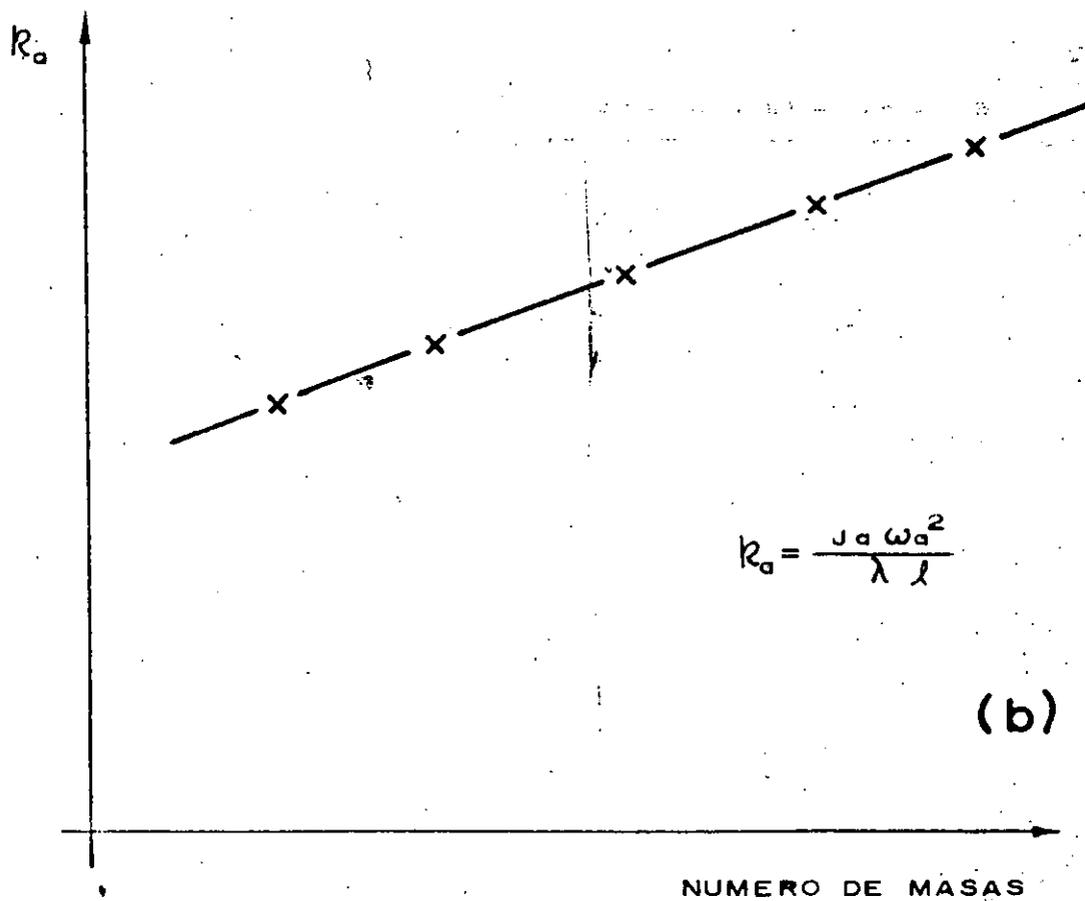


FIG.-4

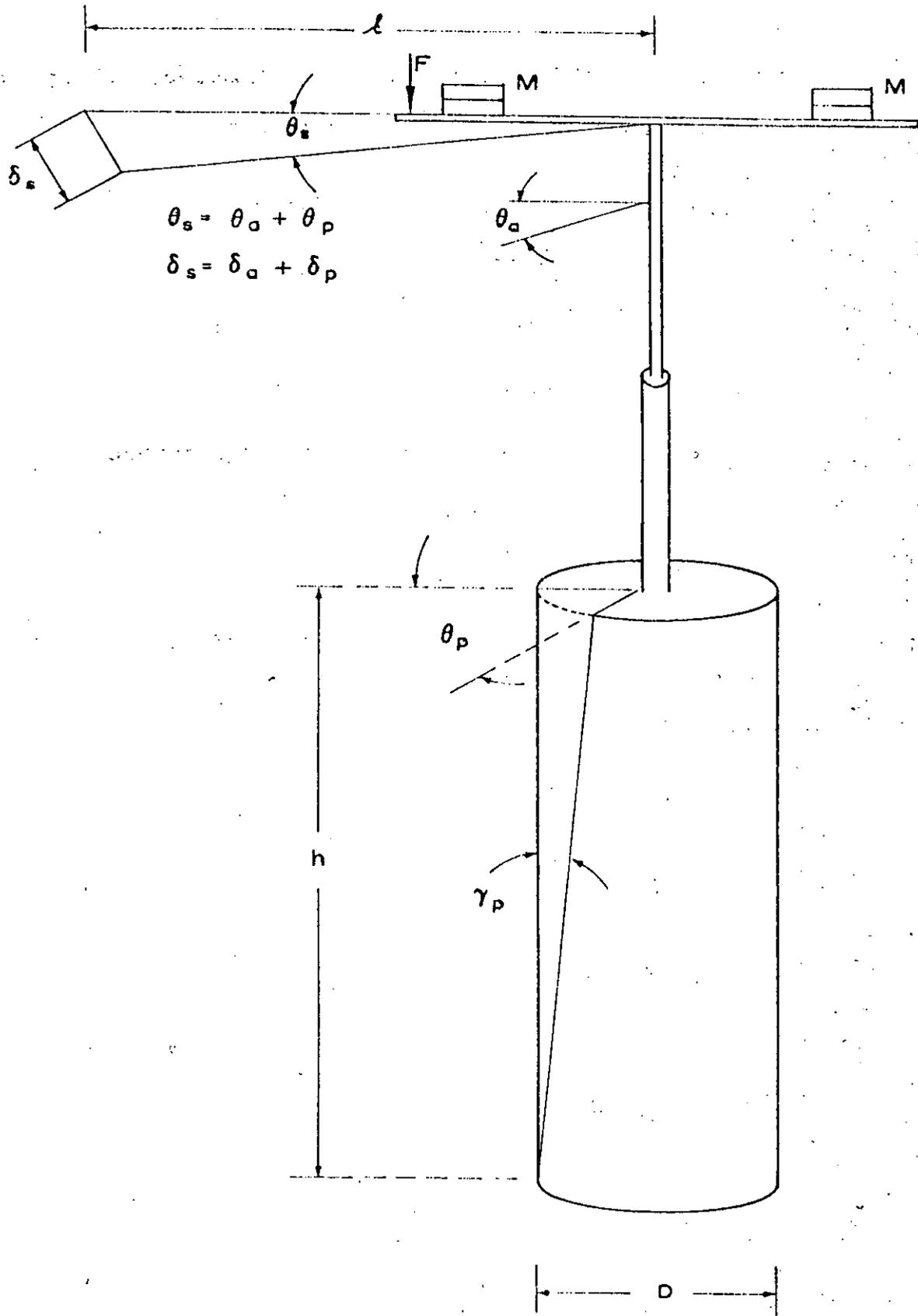


FIG. - 5

Supongamos que efectuamos una prueba con N masas. De acuerdo a la Fig. 6 obtenemos la siguiente información:

- a) L_p , longitud de N_p pulsos
- b) N_p , número de pulsos
- c) t_{ap} , período de reloj marcador
- d) L_p/N_p , longitud de un pulso
- e) $L_p/(N_p \cdot t_{ap})$, velocidad del papel registrador
- f) L_M , longitud de N_M ondas
- g) N_M , número de ondas
- h) $L_M/(N_M \cdot T_{sd})$, velocidad del papel registrador

El período medio de N_M ondas

$$T_{sd} = \frac{L_M}{N_M} / \text{velocidad de papel}$$

o bien

$$T_{sd} = \frac{L_M}{L_p} \frac{N_p}{N_M} \cdot t_{ap}$$

El decremento logarítmico según la (11) es

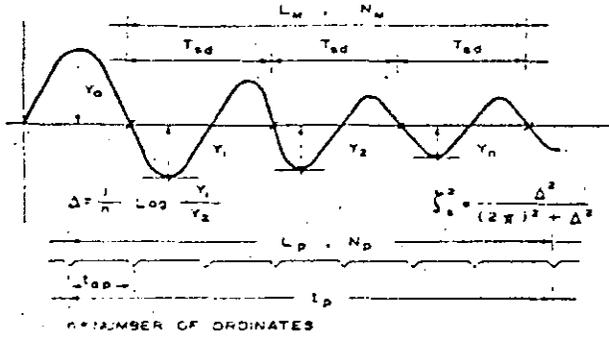
$$\Delta = \text{Log} \frac{\delta_n}{\delta_{n+1}}$$

Para el primer ciclo $\Delta_1 = \text{Log} \frac{\delta_1}{\delta_2}$

ZEEVAERT, FREE TORSION VIBRATION PENDULUM

DYNAMIC SOIL RIGIDITY, SHEARING STRAIN, DAMPING RATIO, AND ERROR.

PROJECT:
DATE:



N_M . . . NUMBER OF PERIODS T_{sd} IN LENGTH L_M
 L_M . . . LENGTH OF N_M PERIODS OF VIBRATION
 T_{sd} . . . TIMER PERIOD, (INSTRUMENT CONSTANT)
 N_D . . . NUMBER OF CYCLES OF THE TIMER IN THE RECORDING LENGTH
 L_D . . . LENGTH OF CYCLES IN THE VIBRATION RECORD
 (VARIES WITH THE THICKNESS OF THE PAPEL ROLL REGISTER)

VELOCITY OF PAPER:

$$\frac{L_p}{N_p \cdot t_{op}} = \frac{L_M}{N_M \cdot T_{sd}} \Rightarrow T_{sd} = \frac{L_M}{L_p} \cdot \frac{N_D}{N_M} \cdot t_{op}$$

t_{op} = PERIOD OF TIMER

CALIBRATION CONSTANTS INSTRUMENT N°

$\lambda = \quad l =$

MASSSES	T_{sd}	ξ_0	J_0	f_0
1				
2				
3				
4				
5				
6				
7				
8				
9				

SOIL SHEARING STRAIN

$Y_0 = F/\lambda_0$
 $\lambda_0 = \frac{J_0 \omega_0^2}{\lambda I} = \frac{(2\pi)^2 J_0}{\lambda I T_{sd}^2}$
 $T_{sd} = \left(\frac{64 J_0 \pi}{5^3 I} \right)^{1/2} \cdot \frac{Y_1}{T_{sd}^2 \mu}$
 T_{sd} = MAXIMUM SHEARING STRAIN OF THE SPECIMEN
 λ = ARM TO F APPLICATION

SOIL DAMPING RATIO

$$\xi_p = \left(\frac{\xi_0^2 + \xi_1^2 + \xi_2^2 + \dots + \xi_n^2}{1 - T_{sd}^2 / T_{sd0}^2} \right)^{1/2}$$

ξ_0 . T_{sd0} vs N MASSES OBTAINED FROM CALIBRATION

DYNAMIC SOIL RIGIDITY

$$\mu = \frac{(2\pi)^2 G}{(1 - \xi^2) T_{sd}^2 - (1 - \xi_0^2) T_{sd0}^2}$$

J_0 = MASSES MOMENT OF INERTIA
 D = DIAMETER SPECIMEN
 h = HEIGHT OF SPECIMEN
 $G = \frac{32 J_0}{\pi D^4} h \quad (2\pi)^2 G = 402.124 \frac{J_0 h}{D^4}$

PROBABLE ERROR.

$$\% \frac{\Delta \mu}{\mu} = \frac{200}{1 - \left(\frac{T_{sd}}{T_{sd0}}\right)^2} \cdot \frac{\Delta T_{sd}}{T_{sd}}$$

SAMPLE	DEPTH	OVERBURDEN	EFFECTIVE STRESS: σ_0	CRITICAL STRESS: σ_c		APPROX CONSISTENCY: q_u																								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29		
TEST CON.	σ_c	ARM	DESCRIPTION OF	W	% S	c_u	MASS	t_{op}	t_{sd}	ξ_0	J_0	h	D	L_M	N_M	L_D	N_D	Y_1	Y_n	n	T_{sd}	ξ_0	μ	T_{sd}	ξ_p	$\sqrt{\frac{J_0 h}{D^4}}$	H/q_u			
N° PLOT	lb/in^2	N°	ESPECIMEN	%	%	lb/in^2	N°	SEC.	SEC.	10^{-2}	$lb \cdot cm^2$	cm.	cm.	cm.	N°	cm.	N°	cm.	cm.	N°	SEC.	10^{-2}	lb/cm^2	10^{-3}	10^2	%	-			

FIG. - 6

para el segundo ciclo $\Delta_2 = \text{Log} \frac{\delta_2}{\delta_3}$

en el ciclo enésimo $\Delta_n = \text{Log} \frac{\delta_{n-1}}{\delta_n}$

y para (n-1) ciclos

$$\Delta = \frac{1}{(n-1)} \text{Log} \frac{\delta_1 \cdot \delta_2 \cdot \dots \cdot \delta_{n-1}}{\delta_2 \cdot \delta_3 \cdot \dots \cdot \delta_{n-1} \cdot \delta_n}$$

de donde

$$\Delta = \frac{1}{(n-1)} \text{Log} \frac{\delta_1}{\delta_n} \quad (37)$$

De (37) la relación de amortiguamiento puede obtenerse usando la expresión (12), y la distorsión angular por cortante de la probeta con la expresión (34).

V. PROGRAMANDO UNA PRUEBA

Cuando efectuamos una prueba en el péndulo de torsión de vibración libre se debe estimar la magnitud de las deflexiones que deban darse en la mesa registradora. La idea es de esforzar la probeta de suelo durante el impulso en el rango cuasi-elástico. Por tanto, el esfuerzo cortante en el perímetro de la probeta no debe de ser mayor que 1/2 de la resistencia última al esfuerzo cortante, supongamos que efectuamos una prueba en una probeta de arcilla con una consistencia natural q_u , consecuentemente el esfuerzo cortante deberá de ser $\tau \leq \frac{1}{4} q_u$. Por lo tanto: $\frac{1}{4} q_u = \frac{16}{\pi D^3} \cdot (F\lambda)$, de donde $F = \frac{\pi D^3}{64\lambda} q_u$.

La distorsión por cortante es $\gamma = \tau/\mu$. La rotación θ_p en la cabeza del espécimen del suelo es $\theta_p = \frac{2h}{D} \cdot \gamma_p$ y en la mesa registradora

$$\delta_p \leq \frac{1}{2} \frac{q_u}{\mu} \frac{h \cdot \ell}{D} \quad (38)$$

El impulso F debido a la distorsión del instrumento es $F = k_a \delta_a$.
En la mesa registradora

$$\delta_s = \delta_a + \delta_p \quad (39)$$

Generalmente δ_a está comprendida entre 5 a 15mm en la mesa registradora. Estimando δ_p y δ_a el rango del valor de δ_s puede calcularse para proceder con la prueba.

En suma el procedimiento para la prueba es el siguiente:

- 1) Estimar q_u con un penetrómetro de bolsillo
- 2) De experiencia previa sobre μ vs q_u estimar el valor de q_u/μ
- 3) Calcular aproximadamente el rango de las deflexiones que deban darse en la mesa registradora: $\delta_s < \delta_a + \delta_p$, calculando $F = \frac{\pi D^3}{64 \lambda} q_u$ y $\delta_a = F/k_a$ también $\delta_p = \frac{1}{2} \left(\frac{q_u}{\mu} \right) \frac{h \ell}{D}$
- 4) Determinar el esfuerzo de confinamiento medio en el suelo a la profundidad de donde fue obtenida la muestra de suelo inalterada

$$\sigma_{oc} = \frac{1}{3} (1 + 2K_o) \sigma_o$$

en donde σ_o , es el esfuerzo efectivo vertical existente.

Para una arcilla normalmente consolidada tomar $K_o = 0.75$,

de donde $\sigma_{oc} = 0.83 \cdot \sigma_o$. Usar presiones confinantes iguales

o menores que el valor arriba indicado.

Usar cuando menos cuatro presiones de confinamiento diferentes. Ver Ref (1) Capítulo II, págs. 52-56.

- 5) Permitir que el exceso de presión de poro en el agua de la probeta se disipe completamente antes de efectuar la prueba de vibración. Verificar esto con un aparato de presión de poro. La prueba deberá de efectuarse con esfuerzos efectivos.
- 6) Para cada presión confinante efectuar cuando menos cinco corridas con diferentes deflexiones máximas δ_s sobre la mesa registradora: $\delta_s, 2\delta_s, 3\delta_s, 4\delta_s, 5\delta_s$.
- 7) Después de la prueba determinar la consistencia natural q_u de la probeta, el contenido de agua w y el grado de saturación $\% S$. Para este propósito se corta la probeta al ras de las cabezas del instrumento arriba y abajo.
- 8) De la calibración del instrumento se obtiene lo siguiente;

Fig 6

 - a) J_a , vs número de masas
 - b) w_a , vs número de masas
 - c) ζ_a , vs número de masas
 - d) k_a , vs número de masas, Fig 4b.
 - e) t_{ap} , período del reloj marcador
- 9) De la prueba, con N masas y cierta presión de confinamiento σ_c se obtiene la siguiente información:

- a) T_{sd} , período amortiguado del sistema
 b) ζ_s , relación de amortiguamiento del sistema
 c) γ_p , distorsión unitaria máxima al cortante de la probeta del suelo
 d) $q_u, w, \%S$, después de efectuar la prueba.

De la información citada arriba se calcula

- a) La rigidez dinámica del suelo para cada σ_c y distorsión unitaria γ_p

$$\mu = \frac{(2\pi)^2 G}{(1-\zeta_s^2)T_{sd}^2 - (1-\zeta_a^2)T_{ad}^2}$$

en donde

$$G = \frac{32}{\pi} \cdot \frac{J_a}{D^4} \cdot h$$

- b) La relación de amortiguamiento del suelo para cada σ_c y γ_p

$$\zeta_p^2 = \frac{\zeta_s^2 - \zeta_a^2 \left(\frac{T_{ad}}{T_{sd}}\right)^2}{1 - \left(\frac{T_{ad}}{T_{sd}}\right)^2}$$

- c) La distorsión unitaria máxima por cortante para cada σ_c

$$\gamma_p = \frac{16J_a}{\pi D^3 \ell} \frac{\omega_s^2 \delta_s}{\mu}$$

10) La preparación y montaje de probetas de arcilla no representa problemas especiales mayores que la técnica usual usada en la prueba triaxial ortodoxa. Sin embargo, en caso de un suelo no cohesivo se podrán encontrar problemas en la formación de una probeta uniforme con la densidad requerida. Se deberá considerar sin embargo, que en la naturaleza la arena pocas veces se encuentra sin cohesión, aún más es difícil obtener buenas muestras inalteradas de arena suelta en el campo, en las mejores condiciones se podrá determinar la densidad *in situ*. Por consiguiente, se está obligado a efectuar pruebas con diferentes compactaciones desde el estado suelto hasta el compacto e interpolar los resultados a la densidad determinada *in situ*.

VI. INTERPRETACION DE RESULTADOS

La rigidez del suelo μ para una muestra de suelo específica, se encuentra que crece con el esfuerzo de confinamiento. Por otro lado, para cierta presión de confinamiento la rigidez del suelo decrece al aumentar la distorsión de la probeta. En la práctica uno está obligado a asignar un valor a la rigidez del suelo y a la relación de amortiguamiento para el valor máximo probable de la distorsión angular que se espera tener en el campo. Podremos mencionar el caso cuando se requiere calcular el desplazamiento de un depósito de suelo apoyado sobre suelo firme ocasionado por ondas de cortante que viajan verticalmente desde la base firme hacia la superficie del depósito. En este

caso la distorsión angular varía de un máximo en la base a prácticamente zero en la superficie. Supongamos que el sedimento es uniforme con la profundidad y que la amplitud de los desplazamientos relativos horizontales pueden ser representados por:

$$U = U_0 \cos \frac{\pi}{2H} \cdot z \quad (40)$$

en donde U_0 es la amplitud del movimiento en la superficie del suelo de donde la distorsión angular es

$$\frac{\partial U}{\partial z} = -U_0 \frac{\pi}{2H} \sin \frac{\pi}{2H} \cdot z$$

Para dar una idea sobre la magnitud de la distorsión angular supongamos que la amplitud de desplazamiento en la superficie es de $U_0=2.5\text{cm}$, y el espesor del depósito del suelo hasta la base firme es de 1500cm, entonces:

$$\frac{\partial U}{\partial z} = \gamma = (2.62 \times 10^{-3}) \sin \frac{\pi}{3000} \cdot z$$

De donde:

PROFUNDIDAD	DISTORSION ANGULAR
z cm	$\gamma \times 10^{-3}$
1500	2.620
750	1.850
200	0.544
100	0.274

La rigidez del suelo y la relación de amortiguamiento para obtener buena aproximación en cálculos de dinámica de suelos,

deberá ser determinada para distorsiones angulares en el rango de las amplitudes que se esperan en el lugar. El rango de las distorsiones angulares obtenidas por medio del péndulo de torsión de vibración libre pueden ser estimadas de:

$$\gamma_p = \frac{1}{2} \frac{D}{h\ell} \cdot \delta_p$$

supongamos $D=7.0\text{cm}$, $h=16\text{cm}$, $\ell=90\text{cm}$, entonces $\gamma_p=(2.430 \times 10^{-3}) \delta_p$ de donde, para $\delta_p=0.3$ a 2.0cm , el rango será de 0.740 a 4.830×10^{-3} rad. Por consiguiente, los resultados quedarán dentro del rango de distorsiones angulares de suelos suaves para problemas dinámicos. Sin embargo, para distorsiones angulares menores el brazo B al centro de rotación puede aumentar para obtener mayor precisión, Fig 4a.

Los resultados de la prueba determinados por medio del péndulo de torsión de vibración libre, (FTP) pueden ser graficados como muestran las Figs 7 y 8. El valor de μ puede interpolarse para el esfuerzo de confinamiento medio en el campo $\sigma_c=(1+2K_0)\sigma_o/3$, y para la distorsión angular esperada. La relación de amortiguamiento podrá también ser graficada como muestra la Fig 8, y su valor seleccionado en la misma forma antes descrita.

Sin embargo, desde el punto de vista de ingeniería práctica, en problemas de cimentaciones en dinámica de suelos, se tiene suficiente precisión de la rigidez del suelo μ usándolo solamente como una función del esfuerzo de confinamiento en el rango de la distorsión angular que se espere obtener en el campo.

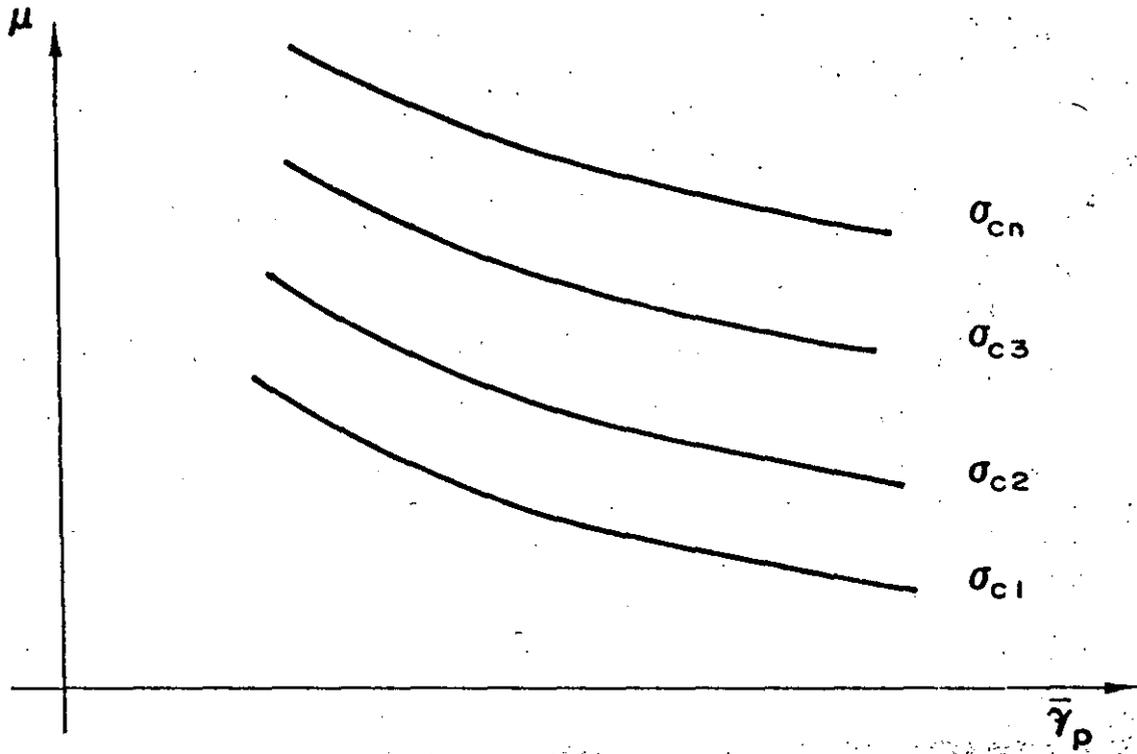


FIG. - 7

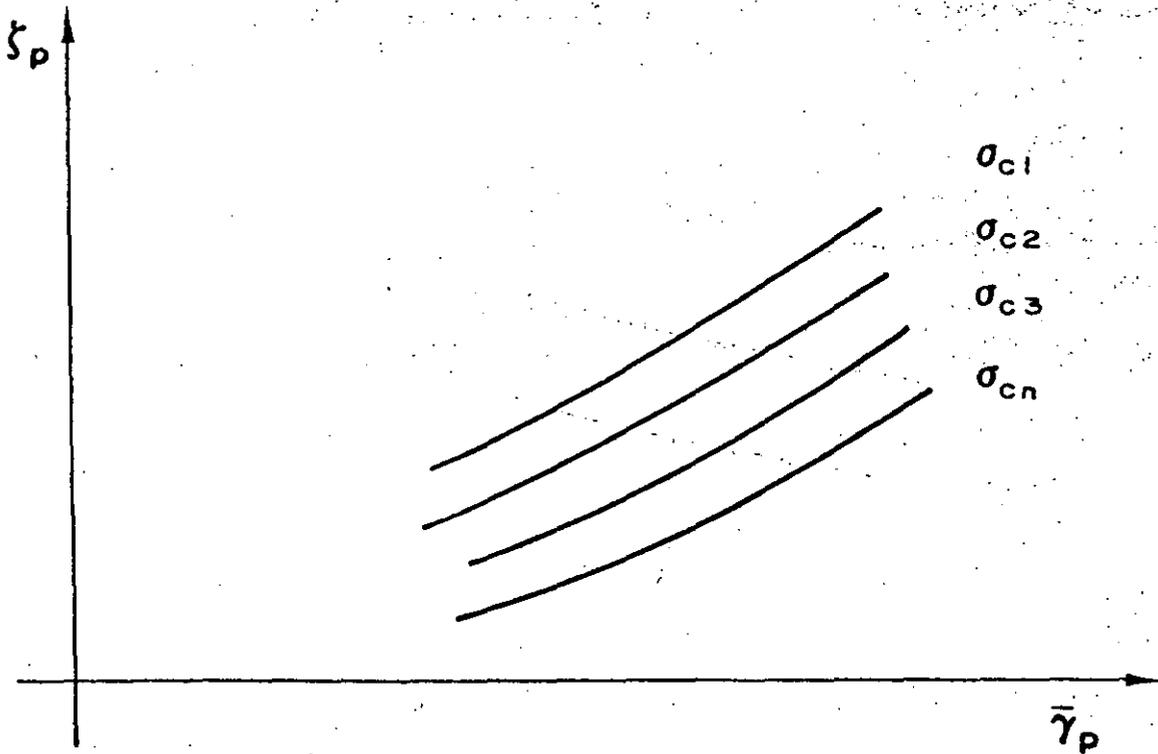


FIG. - 8

Bajo esta hipótesis, se estima la distorsión máxima probable y se calcula por medio de (38) y (39) el desplazamiento inicial que deberá proporcionarse en la prueba sobre la mesa de registro. Seleccionando los esfuerzos de confinamiento se efectúan cinco corridas y se calcula, como se explicó anteriormente, los valores de μ y σ_p para cada corrida y se toma la media aritmética, Fig 6. Los valores así obtenidos se representan en forma gráfica contra las presiones de confinamiento usadas en la investigación, Figs 9 y 10. Cuando el problema en consideración requiere de un cambio de esfuerzos de confinamiento en el campo, el rango del cambio debe ser previsto, y las presiones de confinamiento en la prueba podrán programarse dentro del rango que se espera.

Se tiene que tomar en consideración, sin embargo, que para obtener resultados confiables en el lugar de la investigación, se deberán procurar las mejores muestras inalteradas. Las probetas de prueba no deberán de ser menores de 7cm de diámetro y 16cm de longitud, la perturbación de la estructura del suelo durante el muestreo y la prueba deberán de ser reducidas a un mínimo, en otra forma los resultados pueden resultar inciertos.

VII. EJEMPLO DE CALCULO (VER FIG 6)

- 1) Sitio: Centro de la ciudad de México
 Profundidad de la muestra No.: 23.0 m
 Descripción: Arcilla limosa volcánica
 Contenido de agua: $w\% = 275\%$

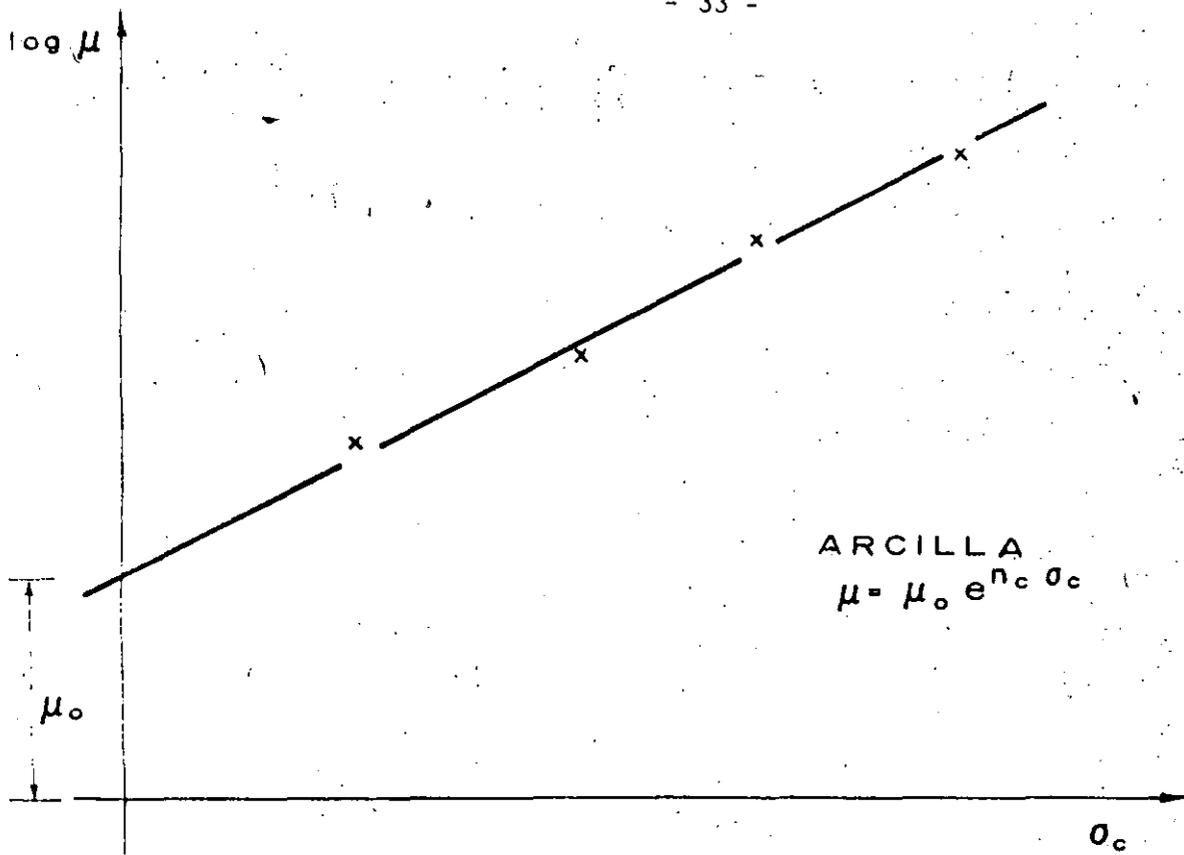


FIG.-9

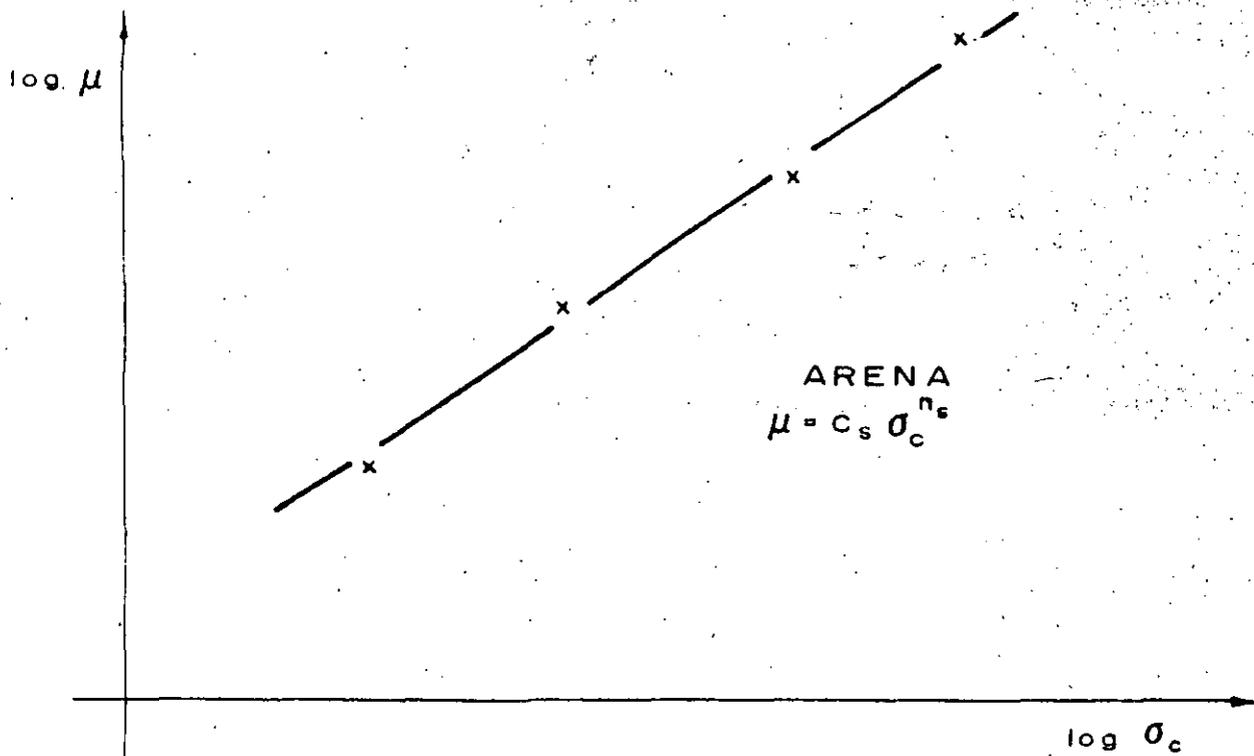


FIG.-10

Grado de saturación % $S=98\%$

Diámetro $D=7.10\text{cm}$

Altura: $h=17.85\text{cm}$

Consistencia natural $q_u=1.31 \text{ K/c}^2$, (estimada con un penetrómetro de bolsillo), y $q_u/\mu=0.025$.

2) Datos de la calibración; para 4 masas

$$T_{ad} = 0.421 \text{ sec}$$

$$\zeta_a = 0.0162$$

$$J_a = 14.443$$

$$t_{ap} = 0.576$$

$$k_a = 1.73 \text{ K/cm}$$

3) Desplazamientos máximos estimados en la mesa registradora

$$F_m = \frac{\pi(7.1)^3}{64.204} 1.31 = 1.13, \delta_a \approx F/k_a = \frac{1.13}{1.73} = 0.65\text{cm}$$

$$\delta_p \approx \frac{1}{2} 0.025 \frac{17.85}{7.10} 91 = 2.85$$

$$\delta_s \approx 3.50\text{cm}, \text{ usar } \delta_s=0.5\text{cm mínimo}$$

a $\delta_s=2.5\text{cm máximo}$

4) La prueba es efectuada con $\sigma_c=0.8 \text{ K/c}^2$.

Un ejemplo de las vibraciones registradas, datos y resultados se proporcionan en la Tabla 1, Fig 6.

VIII. ERROR PROBABLE

El error aproximado en el cálculo de la rigidez del suelo podrá estimarse considerando la precisión en la medida del valor T_{sd} . El valor asignado de T_{ad} podrá considerarse constante durante la investigación de μ . Lo mismo puede decirse de los otros parámetros del instrumento. Por tanto, de la fórmula (25) para μ y considerando que ζ_s tiene una variación pequeña, obtenemos:

$$\Delta\mu = \frac{-(2\pi)^2 G(1-\zeta_s^2) \cdot 2T_{sd} \cdot \Delta T_{sd}}{\left[(1-\zeta_s^2) T_{sd}^2 - (1-\zeta_a^2) T_{ad}^2 \right]} \quad (42)$$

dividiendo por el valor de μ y arreglando términos

$$\frac{\Delta\mu}{\mu} = \frac{2}{1 - \frac{(1-\zeta_a^2) T_{ad}^2}{(1-\zeta_s^2) T_{sd}^2}} \cdot \frac{\Delta T_{sd}}{T_{sd}} \quad (43)$$

o bien

$$\% \frac{\Delta\mu}{\mu} \approx \frac{200}{1 - T_{ad}^2/T_{sd}^2} \cdot \left(\frac{\Delta T_{sd}}{T_{sd}} \right) \quad (44)$$

De la expresión (44) podemos reconocer que el instrumento deberá de ser diseñado para obtener valores pequeños de T_{ad} , con objeto de lograr precisión en los resultados, el valor de T_{sd} cuando se determina con cuidado podrá obtenerse con una precisión del orden de 1.0%.

Finalmente, se puede decir que el péndulo de torsión de vibración libre es un instrumento simple y de fácil operación. Los resultados que se obtienen son suficientemente aproximados para usarse en problemas de cimentación dinámicos en la ingeniería práctica. Una ventaja importante puede reconocerse de inmediato. La prueba de torsión dinámica produce una perturbación muy pequeña en la probeta del suelo, por lo tanto, estando la probeta colocada en la cámara triaxial se podrán determinar las propiedades esfuerzo-deformación del suelo bajo condiciones confinadas y posteriormente la probeta del suelo puede llevarse a la falla para conocer los parámetros de esfuerzo cortante.

IX. EJEMPLO DE CORRELACION CON EL CAMPO

Un problema importante en ingeniería sísmica de cimentaciones es la determinación del modo fundamental de vibración de un depósito de sedimentos suaves. Esta propiedad física se usa en la solución de varios problemas dinámicos de ingeniería de cimentaciones. Con este propósito el valor medio de la rigidez μ debe determinarse para cada estrato del subsuelo por medio de muestras de suelo inalteradas. Con el valor de μ se calcula la velocidad de la onda de cortante $v_s = \sqrt{\mu/\rho}$. El período fundamental del depósito puede determinarse por medio del método de la velocidad de onda ⁽¹⁾

$$T_s = 4 \sum \frac{d_i}{v_{si}}$$

en donde v_{si} es la velocidad de la onda de cortante para un estrato de espesor d_i . Por lo tanto, d_i/v_{si} representa el tiempo que toma la onda de cortante para atravesar el estrato i . De donde la suma de los tiempos para n estratos, desde la superficie del suelo hasta la base firme será $1/4$ del período dominante del depósito de suelo suave.

En la parte central de la Ciudad de México, el autor tuvo la oportunidad de verificar los resultados del período dominante de la masa del suelo calculado por medio del F T P, con el período medido por medio de un acelerógrafo instalado sobre la superficie del suelo.

Los resultados de los cálculos de T_s obtenidos por medio de la rigidez dinámica del suelo obtenida en el laboratorio se muestran en la Tabla 2. El período encontrado por este método es del orden de $T_s = 2.42$ seg. Por otro lado, del espectro de pseudo-aceleración obtenido por medio del registro del acelerógrafo para el fuerte temblor que ocurrió en la Ciudad de México en Mayo 11 de 1962, se puede observar que la respuesta pico de la aceleración corresponde a un período de $T = 2.45$ seg, Fig 11. El pico se obtiene cuando el período de la estructura de un grado de libertad es igual al período dominante de la masa del suelo.

De la investigación anterior puede observarse una correlación muy satisfactoria. Otras investigaciones semejantes han sido efectuadas para diferentes condiciones del suelo obteniéndose

buena concordancia. De las correlaciones estudiadas se concluye que el uso del F T P proporciona resultados satisfactorios para predecir problemas dinámicos de ingeniería de suelos, donde se necesita usar el valor de la rigidez dinámica del suelo.

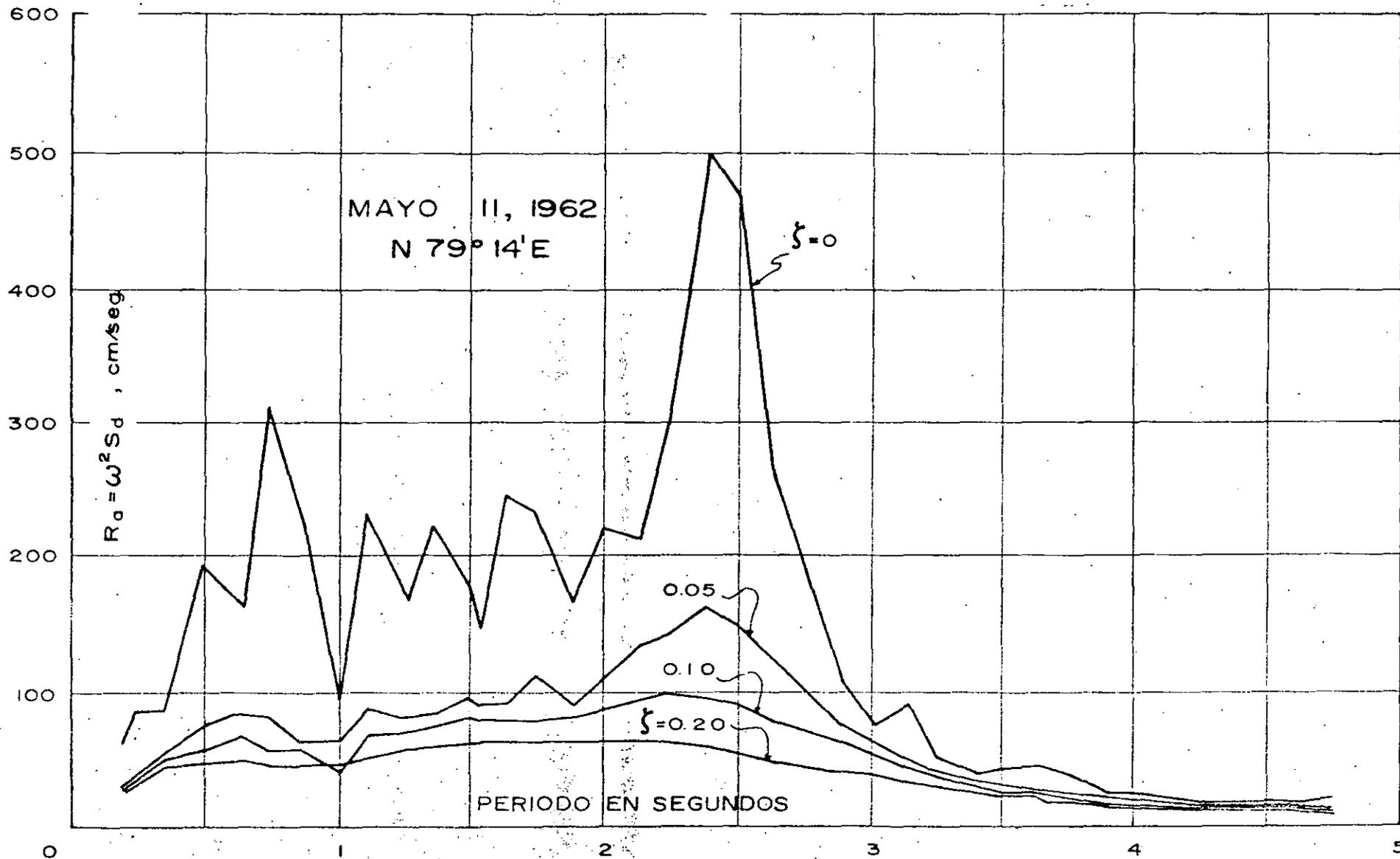


FIG. -II ESPECTRO DE SEUDO-ACELERACION DEL PARQUE ALAMEDA DE LA CD. DE MEXICO

CLASIFICACION DEL SUELO	PROF. m.	d_i m.	γ Ton/m ³	μ Ton/m ²	U_s m/seg	$4 \sum \Delta T$ seg
RELLENO	2.70	2.70	1.67	1000	76.6437	0.141
LIMO ARCILLOSO	5.50	2.80	1.60	800	70.036	0.301
LIMO ARENOSO	7.10	1.60	1.67	750	66.375	0.397
ARCILLA LIMOSA	10.00	2.90	1.20	175	37.824	0.704
LIMO ARCILLOSO	14.50	4.50	1.206	305	49.809	1.065
ARCILLA LIMOSA	18.70	4.20	1.14	215	43.013	1.456
ARCILLA LIMOSA	20.40	1.70	1.20	580	68.859	1.555
ARCILLA LIMOSA	22.50	2.10	1.18	600	70.627	1.674
LIMO ARCILLOSO	27.30	4.80	1.26	800	78.921	1.917
ARCILLA LIMOSA	32.20	4.90	1.209	1350	104.662	2.104
ARENA LIMOSA	36.40	4.20	1.70	9000	227.893	2.178
ARCILLA LIMOSA	37.80	1.40	1.29	2600	140.613	2.218
ARCILLA LIMOSA	39.60	1.80	1.25	2750	146.908	2.267
ARCILLA LIMOSA	43.00	3.40	1.27	2400	136.156	2.367
LIMO ARCILLOSO	45.00	2.00	1.45	3100	144.821	2.422

FIG. - 12 PERIODO FUNDAMENTAL DEL CENTRO DE LA CD. DE MEXICO

REFERENCES

- 1) Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, L. Zeevaert (1973), Chapter XII, pp 528-540. Van Nostrand-Reinhold Book Co.
- 2) Free Vibration Torsion Tests to Determine the Shear Modulus of Elasticity of Soils, L. Zeevaert (1967), Panam. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, p 111, Caracas, Venezuela
- 3) Dynamics of Bases and Foundations. Barkan, P.D. (1960), McGraw-Hill Book Co.
- 4) Vibration of Soils and Foundations, Richart, Hall and Woods (1970), Prentice Hall
- 5) Vibration Problems in Engineering, Timoshenko, Young and Weaver Jr., Fourth Edition, Chapter 1, John Wiley Book Co.
- 6) De Vrije Wrigigsproef; Een Belangrijke Bijdrage Tot de Studie Van Het Dedrag. Van Funderingen Onder Invloed Van Grondtrillingen, W. Van Impe (1977). Tijdschrift Der Openbare Werken Van Belgie--Drukkerij N.I.C.I. Lousbegskaa 32 9000 Gent
- 7) Seismic Site Response of Nonlinear Soil Media, Taylor, P.W. and Larkin, T.J. J. Geotechnical Engineering Division GT3, March (1978), p 3.69-381 A.S.C.E.
- 8) Interacción Suelo-Estructura de Cimentaciones (1980), L. Zeevaert, Editorial Limusa, México, D.F.
- 9) Strong Ground Motions Recorded during Earthquakes of May 11th and 19th, 1962 in Mexico City, 1964, by L. Zeevaert, Bulletin Seismological Society of America, Vol. 54, No. 1, pp 209-231, Febr. 1964

DEL CURSO: " LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS "

DEL 6 AL 10 DE ABRIL DE 1992.

1. BARBA ALEMÁN JOSE FLORENCIO
GERENTE DE LABORATORIO
CONTROL Y SERV. TEC. EN LA
CONSTRUCCION, S.A. DE C.V.
PRIMO VERDAD 412-C
GREMIAL, AGUASCALIENTES, AGS.
C.P. 20000
JOSE MARIA LOPEZ DE NAVA 404-7
OLIVARES SANTANA,
AGUASCALIENTES, AGS.
C.P. 20010
TEL: 17-26-17 OFNA.
12-01-73 HOGAR.
2. BARRUETA OCAÑA RAFAEL
3. BLAS ROBLES JOSE LUIS
PROFESIONAL TECNICO
S.C.T.
AV. COYOACAN # 1895
ACACIAS, BENITO JUAREZ,
PRIV. ALBERTO GALAN M.21 L.7,
PANTITLAN, IZTACALCO,
C.P. 08100
TEL: 534-97-65 OFNA.
4. CINCIRE ROMERO ABURTO VICTOR MANUEL
INGENIERO EN ESTUDIOS GEOTECNICOS
UNIDAD REGIONAL DE SERVICIOS TECNICOS (SCT)
RETORNO ALFONSO VEGA NUÑEZ No. 26,
FRACCIONAMIENTO "LAS CAMELINAS"
MORELIA, MICH.
C.P. 58290
MANUEL PONCE No. 65,
INFONAVIT "LAS CAMELINAS"
MORELIA, MICH.
C.P. 58290
TEL: 533-36 OFNA.
434-35 HOGAR.
5. CRUZ ROJAS LEOPOLDO JUAN
SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y
TRANSPORTES
KM. 6.5 DE LA CARRETERA
CRISTOBAL COLON
TRAMO: OAXACA-TEHUANTEPEC
DOMICILIO CONOCIDO/FABRICA DE
SAN JOSE,
C.T.M. OAXACA,
6. GOMEZ CASTILLO MIGUEL ANGEL
JEFE DE LA UNIDAD DE ESTUDIOS
S.C.T.
CARR. VALLES-VICTORIA,
KM. 228+500
CD. VICTORIA, TAM.
7 Y 8 CANALES No. 126,
CD. VICTORIA, TAM.
C.P. 87100
TEL: 283-77 OFNA.
208-56 HOGAR.
7. JUAREZ RAMON FERNANDO ANTONIO
COORDINADOR DE PROFESIONISTAS DICTAMINADORES
SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
KM. 6.5 TRAMO: OAXACA-TEHUANTEPEC,
CARRET: OAX-TEH.
RETORNO DE NIÑOS HEROES No. 110
TEL: 4-08-91 HOGAR.
8. LOPEZ BAUTISTA FABIAN
GERENTE TECNICO
GRUPO MOFAL, S.A. DE C.V.
SAN LORENZO 153-9° PISO,
VALLE, BENITO JUAREZ,
WAKE 539-10-"B"
ELECTRICISTAS, AZCAPOTZALCO
C.P. 02060
TEL: 575-18-70, 575-05-23 OFNA.
352-60-75 HOGAR.
9. MONTOYA CRUZ HECTOR
SUB-RESIDENTE DE OBRA
CENTRO S.C.T. HIDALGO
LIBRAMIENTO TAMPICO
KM. 11+000 PACHUCA, HGO.
CALLE SOL No. 148,
COL. GUERRERO,
CUAUHTEMOC,
TEL: 368-88 OFNA.
10. MARTINEZ ULIN JUAN
ING. TECNICO "A"
PETROLEOS MEXICANOS
AV. MARINA NACIONAL 329
C.P. 11320
27 DE FEBRERO No. 812-A
CARDENAS, TAB.
TEL: 254-25-45 OFNA.
247-02 HOGAR.
11. MENDOZA VELAZQUEZ FLORENCIO
GERENTE DE LABORATORIO DE
MECANICA DE SUELOS
CHI, S.C.
CALLE SAN FRANCISCO 1626-1° PISO,
DEL VALLE, BENITO JUAREZ,
C.P. 03100
AV. DE LAS DALIAS No. 104,
VILLA DE LAS FLORES, COACALCO.EDO.MEX.
C.P. 55700
TEL: 534-37-90 OFNA. 874-40-98 HOGAR.
12. NUÑEZ FARFAN JAIME
JEFE DE OFICINA
INSTITUTO MEXICANO DEL PETROLEO
AV. DE LOS CIEN METROS No. 152
SAN BARTOLO ATEPEHUACAN, G.A. MADEKO,
C.P. 07730
EJE CENTRAL 480 DEPTO. 1902
TLATELOLCO, CUAUHTEMOC, C.P. 06900,
TEL: 368-59-11 EXT.20657,
782-15-74 HOGAR.

13. PUC HERNANDEZ FELIPE ANGELES
JEFE UNIDAD DE LABS.
SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y
TRANSPORTES (CENTRO SCT)
PROL. AV. VENUSTIANO CARRANZA S/N
CALLE TIKAL # 161
C/ROJO COMEZ,
FOVISSSTE III,
C.P. 77010
TEL: 221-86 OFNA.
261-63 HOGAR.
14. RIVERA JARAMILLO JULIA
JEFE DE OFICINA
DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION
Y OP. HIDRAULICA
VIADUCTO PIEDAD No. 507
GRANJAS MEXICO, IZTACALCO
INDEPENDENCIA # 25-6
STA. MARTHA ACATITLA,
IZTAPALAPA,
C.P. 09510
TEL: 650-39-72 OFNA.
732-52-42 HOGAR.
15. SANCHEZ SALVADOR ELIDIO
LABORATORISTA DEL DEPTO. DE MATERIALES
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL V.M.S.N.H.
EDIFICIO "C" P.B.
C.U. MORELIA, MICH.
EDIFICIO "C" P.B. C.U.
MORELIA, MICH.
TEL: 672-05 OFNA.
16. SORIA RAMIREZ LUIS ENRIQUE
JEFE DE LABORATORIO DE
CONTROL DE CALIDAD
SECRETARIA DE COMUNICACIONES
Y TRANSPORTES
XOLA Y UNIVERSIDAD,
NARVARTE,
KM. 17.5 CARR. MEX-TEXCOCO
SAN BERNARDINO,
C.P. 52100
TEL: 40058 OFNA.
17. YLLESCAS RAMOS MA. GUADALUPE
RESIDENTE DE OBRA
CONTROL Y SERVICIOS TECNICOS
EN LA CONSTRUCCION, S.A. DE C.V.
PRIMO VERDAD 412-C,
GREMIAL,
C.P. 20000
HORNEDO 418-4
CENTRO,
C.P. 20000
TEL: 17-26-17 OFNA.
15-96-52 HOGAR.
18. ZUNO CARRION RAFAEL
INGENIERO ESPECIALIZADO
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
AUGUSTO RODIN # 265
NOCHEBUENA, BENITO JUAREZ,
C.P. 03720
PRIVADA DE ZARAGOZA # 5-1,
BUENA VISTA, CUAUHEMOC,
C.P. 06350
TEL: 563-37-00 OFNA.
592-24-87 HOGAR.