

**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA DE LA FACULTAD DE
INGENIERIA**

CURSO DE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS 1995, PRIMERA PARTE.

6-10 DE FEBRERO DE 1995 (40 hr).

PROGRAMA DE TRABAJO

LUNES 6	MARTES 7	MIER. 8	JUEVES 9	VIERNES 10
9-11 TEMA I TEORIA RRC	9-11 TEMA III TEORIA RRC	9-11 TEMA VI TEORIA GLR	9-11 TEMA VI PRACTICA GLR	9-11 TEMA VII TEORIA RPV
11-13 TEMA II TEORIA RRC	11-13 TEMA III PRACTICA RRC	11-13 TEMA VI TEORIA GLR	11-13 TEMA VI PRACTICA GLR	11-13 TEMA VII TEORIA RPV
13-14:30 C O M I D A				
14:30-16 TEMA II PRACTICA RRC	14:30-16 TEMA IV TEORIA MML	14:30-16 TEMA VI PRACTICA GLR	14:30-16 TEMA V TEORIA RPV	14:30-16 TEMA VII PRACTICA RPV
16-18:30 TEMA II PRACTICA RRC	16-18:30 TEMA IV PRACTICA MML	16-18:30 TEMA VI PRACTICA GLR	16-18:30 TEMA V PRACTICA RPV	16-18:30 TEMA VII PRACTICA RPV

RRC: Rigoberto Rivera Constantino.

MML: Manuel Mendoza López.

RPV: Ricardo Padilla Velázquez.

GLR: Germán López Rincón.

EVALUACION DEL PERSONAL DOCENTE

CURSO: LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS I

FECHA: Del 6 al 10 de febrero de 1995.

CONFERENCISTA	DOMINIO DEL TEMA	USO DE AYUDAS AUDIOVISUALES	COMUNICACION CON EL ASISTENTE	PUNTUALIDAD
Dr. Rígoberto Rivera Constantino				
Ing. Manuel Mendoza López				
Ing. Ricardo Padilla Velázquez				
Ing. Germán López Rincón				

EVALUACION DE LA ENSEÑANZA

ORGANIZACION Y DESARROLO DEL CURSO	
GRADO DE PROFUNDIDAD LOGRADO EN EL CURSO	
ACTUALIZACION DEL CURSO	
APLICACION PRACTICA DEL CURSO	

EVALUACION DEL CURSO

CONCEPTO	CALIF.	
CUMPLIMIENTO DE LOS OBJETIVOS DEL CURSO		
CONTINUIDAD EN LOS TEMAS		
CALIDAD DEL MATERIAL DIDACTICO UTILIZADO		
	<table border="1" style="width: 50px; height: 20px; margin: 0 auto;"> <tr><td> </td></tr> </table>	

ESCALA DE EVALUACION: 1 A 10

1.- ¿LE AGRADO SU ESTANCIA EN LA DIVISION DE EDUCACION CONTINUA?

SI	NO
----	----

SI INDICA QUE "NO" DIGA PORQUE.

2.- MEDIO A TRAVES DEL CUAL SE ENTERO DEL CURSO:

PERIODICO EXCELSIOR		FOLLETO ANUAL		GACETA UNAM		OTRO MEDIO	
PERIODICO EL UNIVERSAL		FOLLETO DEL CURSO		REVISTAS TECNICAS			

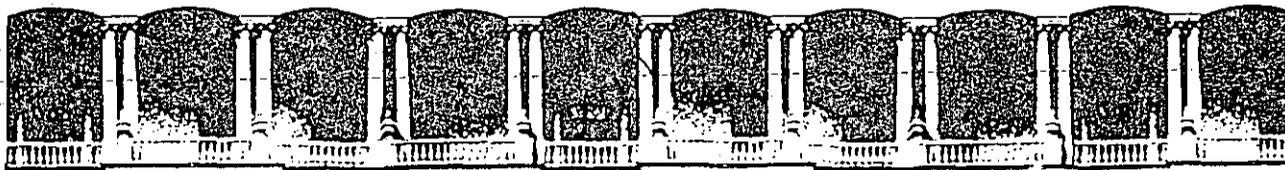
3.- ¿QUE CAMBIOS SUGERIRIA AL CURSO PARA MEJORARLO?

4.- ¿RECOMENDARIA EL CURSO A OTRA(S) PERSONA(S)?

SI		NO	
----	--	----	--

5.- ¿QUE CURSOS LE SERVIRIA QUE PROGRAMARA LA DIVISION DE EDUCACION CONTINUA.

6.- OTRAS SUGERENCIAS:



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

CURSOS ABIERTOS

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

TEMA: I

IDENTIFICACION DE SUELOS EN CAMPO

**ING. OSCAR RAUL COUTTOLENC
ECHEVERRIA**

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, ésta 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 TAMANO 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 asentos de las construcciones realizadas sobre ellas suelen estar terminados al acabar la construcción.</p>	<p>Partículas invisibles.</p> <p>En general, algo plásticos.</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 asentos 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 canteras 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 o 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, arreglándose el conjunto en forma de tetraedro. Estos tetraedros se agrupan entre sí formando una unidad hexagonal la cual se repite indefinidamente constituyendo una redícula 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 *caolínico* (del nombre chino Kau-ling) que procede de la carbonatación de la ortoclasa. Las arcillas caolínicas 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 bentónitas, 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 *ilítico* (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 caolínicas, montmoriloníticas o ilíticas, 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-

guen 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.

TEMA I.

IDENTIFICACION DE ROCAS Y MINERALES

(Traducción del Apéndice 3 del libro "Introduction to Rock Mechanics" de Richard E. Goodman, realizada por el Ing. Ricardo Rubén Padilla Velázquez)

¿CUANTAS ROCAS Y MINERALES DEBE CONOCER UN INGENIERO?

Los libros de texto de mineralogía comúnmente enlistan propiedades determinantes para cerca de 200 minerales. Un buen libro de petrografía mencionará más de 1000 tipos de rocas. El tema es interesante y tiene muchas repercusiones prácticas. Afortunadamente, sin embargo, la lista de los minerales formadores de rocas más comunes es más bien corta (alrededor de 16) y muchos tipos de rocas caen naturalmente dentro de grupos con atributos ingenieriles similares, de suerte que solamente cerca de 40 nombres de rocas serán suficientes para describir a la mayoría de las de real interés para los fines de la ingeniería civil. Hay casos excepcionales, como puede ser, cuando quizá tipos de rocas raras causen inusuales problemas en excavaciones o como materiales rocosos. Es posible aprender 1000 variedades con el fin de estar equipado para un caso

especial, aunque es más eficiente conseguir el auxilio de un petrólogo cuando suceda esto. Para la educación básica del ingeniero geotecnista, usualmente será suficiente familiarizarse con los 16 minerales y las 40 rocas antes comentados, esto es, debe ser capaz de identificarlas y distinguir algunas de sus particularidades y propiedades.

MINERALES FORMADORES DE ROCAS.

Los minerales más comunes formadores de rocas son los silicatos, carbonatos, y diversas sales (sulfatos y cloruros). Los silicatos se forman a partir de tetraedros de silicio-oxígeno (SiO_4) mutuamente eslabonados en "estructuras en isla", láminas, cadenas, y redes por presencia de hierro, magnesio, calcio, potasio y otros iones. Las estructuras en isla, tales como el olivino, son tetraedros sin esquinas cortadas (estos son los minerales de la más alta temperatura del grupo de los silicatos -tempranamente formados en disolución por enfriamiento- y son generalmente los primeros en intemperizarse cuando se exponen a la atmósfera). Las estructuras laminadas (p. ej. mica) se rompen fácilmente (debido a su clivaje o crucero) en una dirección y generalmente presentan baja resistencia al corte a lo largo de esa dirección (paralela a las láminas). Las cadenas (p. ej. los piroxenos y los anfíboles) y redes ligadas a los feldespatos y el cuarzo, son usualmente muy resistentes y durables.

Los carbonatos son soluciones débilmente solubles en agua, pero mucho más solubles si el agua se ha enriquecido con ácido por infiltración a través del suelo o por contaminación industrial. Los carbonatos también tienen la característica de fácil torsión por deslizamiento sobre los planos intracrystalinos, tales rocas compuestas por esos minerales se comportan plásticamente a elevadas presiones. Otras sales (p. ej. yeso y halita) son fácilmente solubles en agua. La piritita está presente en pequeñas cantidades en casi todas las rocas y ocasionalmente se presenta como un porcentaje significativo de éstas.

Los minerales formadores de rocas que usted debe ser capaz de identificar son:

Silicatos

Cuarzo, feldespato (ortoclasa y plagioclasa), mica (biotita y moscovita), clorita, anfíbol, piroxeno y olivino.

Carbonatos

Calcita y dolomita.

Otros

Yeso, anhidrita, halita, pirita y grafito.

La Tabla A3.1 le ayudará a identificar esos minerales. Ya que los minerales que forman la textura de la roca están usualmente incrustados en fragmentos o cristales de menos de un centímetro como dimensión máxima, resulta necesario observar a la roca usando una lupa, o mucho mejor, con un microscopio binocular. Los minerales se pueden dividir de esta forma, en aquellos que se pueden rayar con la uña, aquellos que se pueden rayar con una navaja pero no con la uña, y aquellos que no se pueden rayar con una navaja. En la escala de Moh's de dureza relativa, la uña tendrá usualmente una dureza entre 2 y 2.5, al tiempo que el promedio de la navaja tendrá una dureza entre 5 y 5.5. La presencia o ausencia de clivaje (cruce) es uno de los rasgos de diagnóstico que más fácilmente se puede notar en los minerales que se listan. Las superficies de clivaje son pulidas y uniformes, y reflejan la luz incidente uniformemente en una dirección. Los ángulos entre los clivajes se pueden medir girando el espécimen con la mano, para moverse desde la orientación de una reflexión sobre una superficie hasta la orientación de reflexión para la superficie adyacente. Como una ilustración de como trabaja la tabla, compare la calcita, el feldespato y el cuarzo, los cuales son tres minerales que los ingenieros frecuentemente confunden. El cuarzo no presenta clivaje y no se puede rayar con una navaja (puede mostrar fases cristalinas; las fases cristalinas se pueden destruir cuando se rompe el cristal, ya que las superficies de clivaje serán reconocibles en todos los trozos minerales después de romper el

TABLA A3.1

DIAGRAMA DE FLUJO SIMPLIFICADO DE IDENTIFICACIÓN DE MINERALES:
MINERALES FORMADORES DE ROCAS MÁS COMUNES

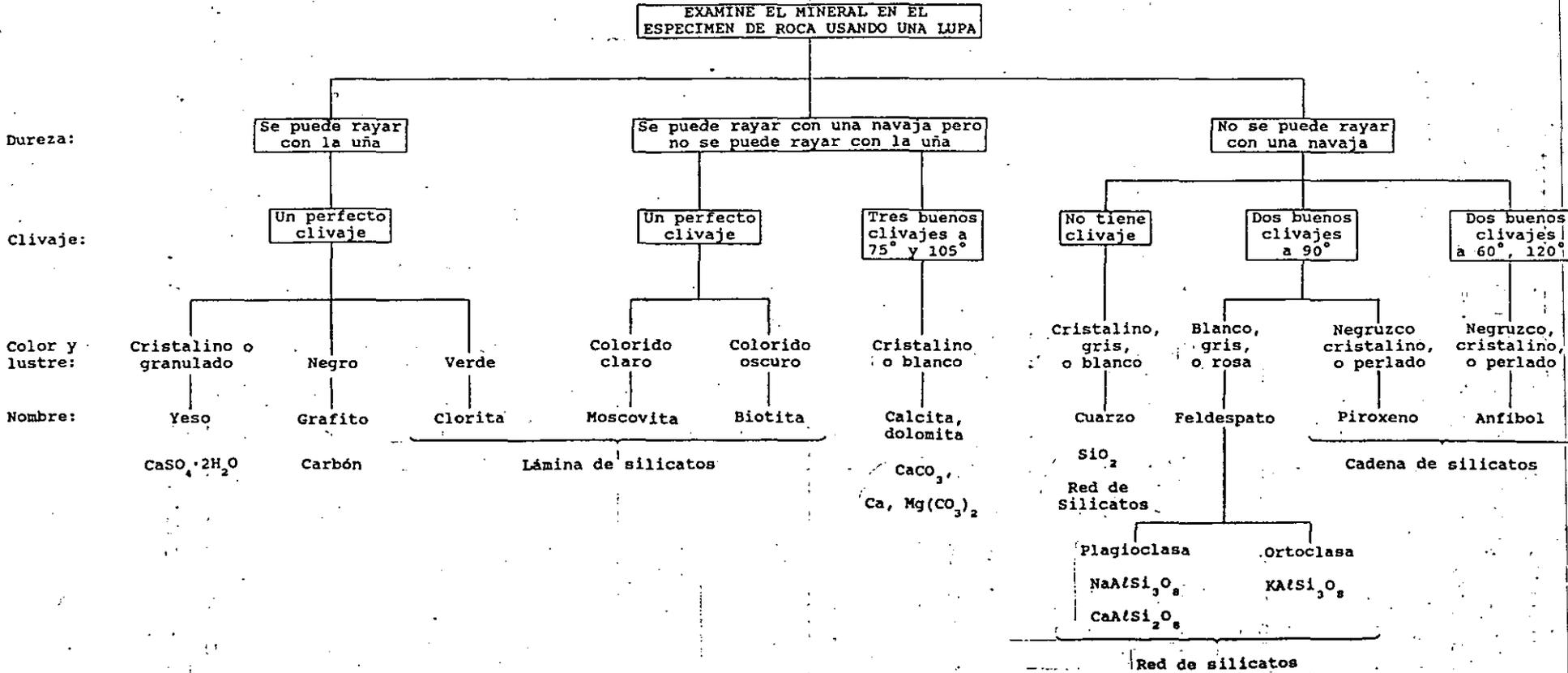


Lámina de silicatos

SiO_2
Red de Silicatos

Cadena de silicatos

Plagioclasa Ortoclasa
 $\text{NaAlSi}_3\text{O}_8$ KAlSi_3O_8
 $\text{CaAlSi}_2\text{O}_8$

Red de silicatos

crystal). El feldespato es más duro que la navaja y también presenta dos buenas direcciones de clivaje. La calcita también tiene buen clivaje pero se puede rayar. Además, la calcita presenta ángulos romboédricos entre las superficies de clivaje (75° y 105°) mientras que los clivajes del feldespato tienen aproximadamente ángulos de 90° entre ellos.

OTROS MINERALES DE IMPORTANCIA.

Un pequeño número de minerales explican muchos de los problemas especiales que algunas veces se presentan con las rocas. Esos problemas especiales tienen que ver con la contaminación, el intemperismo rápido, la expansión, el ataque químico de rocas vecinas, el comportamiento indeseable en el concreto, y la muy baja fricción. Algunos de los minerales involucrados son difíciles de identificar en pequeños especímenes, pero el ingeniero debe ser capaz de reconocer los nombres y valorarlos en los reportes geológicos. Los geólogos académicos no siempre están enterados de la influencia de algunas de esas particularidades, las cuales pueden influir sobre las propiedades ingenieriles y en el comportamiento de las rocas. A continuación se muestra una lista parcial de minerales potencialmente problemáticos.

Minerales solubles

Calcita, dolomita, yeso, anhidrita, sal (halita) y ceolita.

Minerales inestables

Marcasita y pirrotina.

Minerales potencialmente inestables

Nontronita (montmorillonita rica en hierro), nefelina, leucita, micas ricas en hierro.

Minerales cuyo intemperismo desprende ácido sulfúrico

Pirita, pirrotina, y otros sulfuros (minerales en mena)

Minerales con bajos coeficientes de fricción

Arcillas (especialmente montmorillonitas), talco, clorita, serpentinita, micas, grafito y molibdenita.

Minerales potencialmente expansivos

Montmorillonitas, anhidrita y vermiculita.

Minerales que reaccionan o interfieren con el cemento portland

Opalo, vidrio volcánico, algunos horstemos, yeso, ceolita y mica

IDENTIFICACION DE ROCAS COMUNES.

Uno no debe esperar ser capaz de asignarle nombre geológico correcto a todos los especímenes muestreados para un proyecto de ingeniería; algunas veces no solo se requiere un entrenamiento cabal en petrología, sino también un exámen petrográfico de una lámina delgada con el fin de determinar el tipo de roca de que se trata. Sin embargo, hay un sistema para identificación de rocas y la mayoría de los ingenieros lo puede utilizar para volverse razonablemente hábil para clasificar rocas con una pequeña guía. Se debe apreciar que la clasificación geológica de rocas no promete agrupar a las rocas de acuerdo con las propiedades ingenieriles; de hecho, la primera propuesta consiste en agrupar a las rocas en función de su origen. Sin embargo, el nombre de una roca con una pequeña descripción de la naturaleza y arreglo de las partículas que la componen o cristales, frecuentemente aporta una mejor connotación de valor práctico.

La Tabla A3.2 presenta un diagrama de flujo muy simplificado que le ayudará a asignar un nombre a un espécimen desconocido. En muchos casos al usar esta carta, el nombre de un grupo de rocas se puede asignar sin ambigüedades después del exámen de una superficie fresca (no intemperizada) o de un espécimen manejable que se desconozca. Como quiera que sea, la carta no es infalible a causa de las

fronteras entre diferentes grados, los cuales algunas veces se basan en juicios subjetivos, y las cualidades se fijan frecuentemente con diferentes grados comparando entre una muestra y la siguiente. De los muchos atributos que puede presentar un espécimen de roca, solo tres se eligieron predominantemente en esta carta: textura, dureza y estructura.

La mayor división se tiene entre las texturas *crystalina* y *clástica*. Las rocas cristalinas como son el granito, el basalto y el mármol poseen una textura entrelazada de cristales con espacios porosos muy pequeños o inexistentes. Pueden haber fronteras definidas por granos rotos y otras fisuras que pueden debilitar a la roca, y los cristales por sí mismos pueden ser deformables (p. ej. la calcita en el mármol) pero la matriz es generalmente de buena dureza. En contraste, las rocas clásticas consisten en una colección de partículas de minerales y rocas con espacios porosos semiesféricos más o menos conectados continuamente a través de la roca. A la extensión con que estos espacios porosos estén rellenos de un cementante durable, la roca será resistente y rígida. Algunas rocas clásticas que son duras y de apariencia rocosa contienen solo arcilla en los espacios entre partículas y se ablandan hasta la consistencia de un suelo al humedecerlas con agua. Algunos especímenes de rocas tienen una granulación tan fina que los granos o cristales no se pueden apreciar con una lupa; en este caso la roca se debe clasificar con otras pruebas.

El segundo índice de clasificación que se usa en la Tabla A3.2 es la *dureza*. Sin embargo, esta propiedad está menos definida como propiedad de una roca que como propiedad de un mineral. La dureza al rayado de una superficie de roca fresca aporta un índice útil. Por "fresco" se debe entender el no utilizar especímenes ablandados por intemperismo o con procesos de alteración localizados. Algunas rocas (p. ej. pizarras cloritosas, también llamadas rocas verdes) deben sus características a alteración hidrotermal, la cual ocurre a considerable profundidad, alterando un gran volumen de roca; esto no debe ser razón para excluir esas rocas como candidatas para fines de identificación, sino más bien para excluir aquellos especímenes

~~intemperizados que cuentan con sondeos vecinos.~~ El rayado de dureza de una roca no es un índice infalible, como sucede en algunas rocas que muestran diferentes niveles de dureza al rayado de una navaja y en algunas ocasiones se muestran estos límites con una "banda de dispersión" de variabilidad. No obstante, en ciertos casos la prueba de rayado se utiliza, por ejemplo, para distinguir la aplita del mármol, o la hornfelita de la argilita (también llamada arcillolita). En rocas micáceas, que se revelan como arañadas, bajo el microscopio, que de hecho están compuestas de laminillas fuera de los fragmentos de clivaje comparándolas con la hoja de la navaja, como en una acción de arado. El rayado de dureza usualmente no se utiliza como un índice de clasificación en las rocas clásticas cuarzosas.

Se hace una tercera división entre estructuras isotrópicas y anisotrópicas. Las rocas metamórficas (p. ej. pizarra, esquisto, y gneis), poseen una tendencia incipiente a partirse paralelas a un plano o un eje; consecuentemente, esas rocas presentan anisotropía extrema (direccionalidad) en todas sus propiedades físicas. Algunas rocas sedimentarias (p. ej. lutita, pedernal, y caliza fuertemente recostada), poseen semejantes laminaciones con espaciamientos cerrados, que por su misma uniformidad hacen que las muestras presenten una fuerte direccionalidad. En otras rocas, la estructura es masiva para la escala de una muestra manejable (p. ej. arenisca marcadamente recostada, caliza, y basalto) de modo que el espécimen aparece como si fuera isotrópico. Algunos granitos son isotrópicos en forma uniforme analizados en la escala de campo. En rocas clásticas cuarzosas, no obstante esto es importante como un atributo físico, el grado de isotropía no se utiliza como un índice de clasificación. La clasificación de esas rocas se efectúa principalmente con base en el tamaño de los granos y de la textura.

Algunos grupos de rocas particulares no se considerarán. Las rocas cristalinas isotrópicas de gran dureza, se presentan en tres formas dependiendo de los tamaños relativos de los cristales: las variedades de grano grueso son plutónicas de origen ígneo; aquellas con suficientes cristales gruesos en una matriz de tamaños de

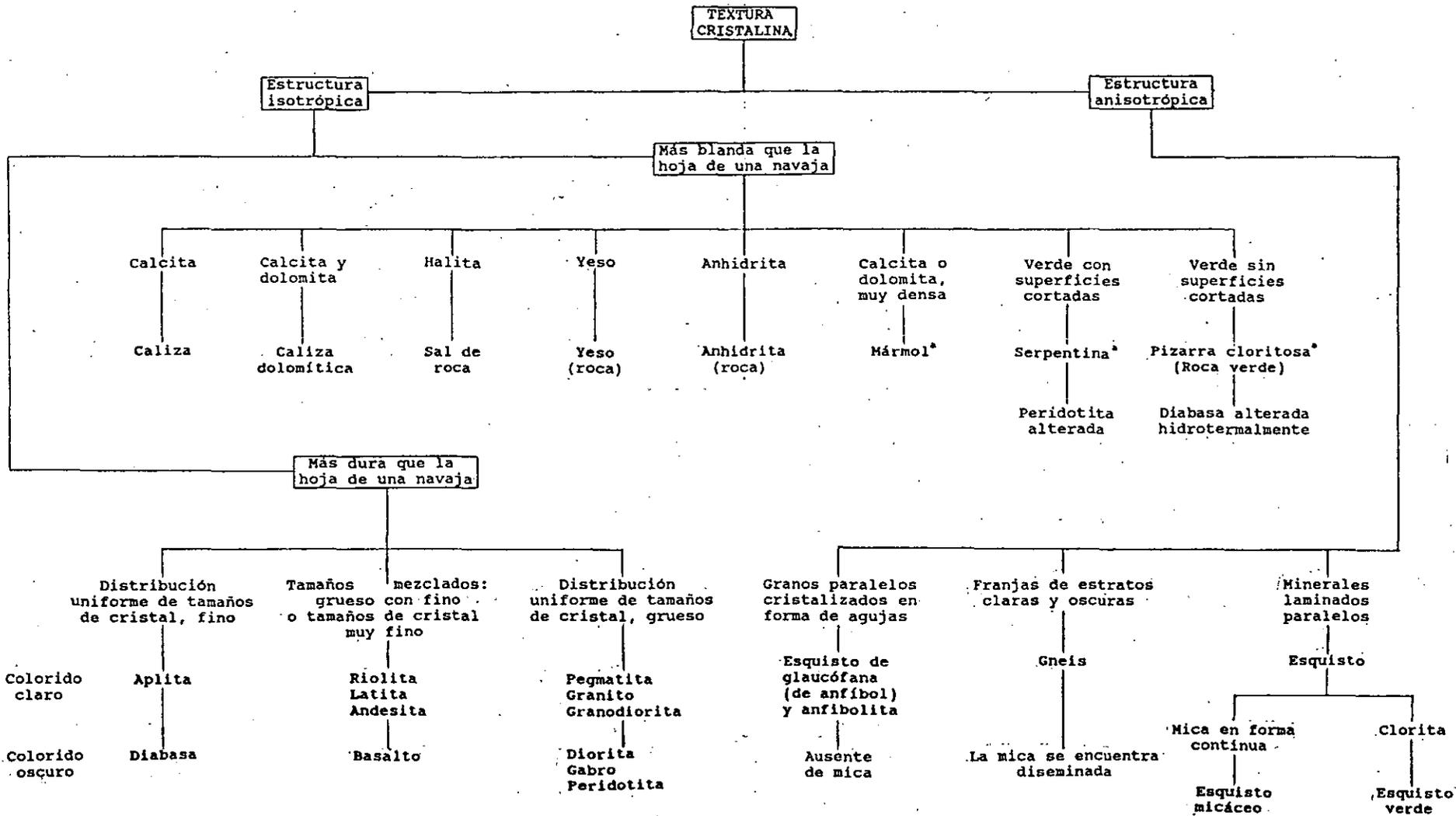
crystal invisibles al observarlos con una lupa (textura porfirítica) son de origen volcánico; las rocas que presentan en forma uniforme un grano fino, o porfirítico con un grano fino en la masa de fondo, tienen como origen usualmente el de un dique, habiéndose enfriado cerca de la superficie o a una profundidad moderada. Los nombres de la mayoría de esas rocas dentro de esos grupos, reflejan cambios en la composición mineralógica que no siempre son significativos desde el punto de vista de la ingeniería. Por ejemplo, la diferencia entre un granito y una granodiorita se encuentra principalmente en la abundancia relativa de los minerales de ortoclasa y plagioclasa, los cuales son casi idénticos en propiedades físicas. Las variedades oscuras de esas rocas, tales como el gabro y la peridotita, están compuestas de proporciones relativamente grandes de piroxeno y olivino formados tempranamente a una temperatura alta, los cuales se convierten en los más susceptibles a procesos de intemperismo. Las rocas cristalinas duras y anisotrópicas son usualmente un poco más resistentes (p.ej. gneis y anfibolita). Las rocas cristalinas blandas y anisotrópicas donde quedan incluidos los esquistos, en las cuales la suavidad se puede deber a una verdadera incrustación de clorita u otros minerales blandos, o un surcado de micas como previamente se hizo notar.

Las rocas cristalinas isotrópicas que se rayan fácilmente engloban a las rocas evaporitas (caliza, dolomita, yeso, anhidrita, sal de roca, etc.) y rocas básicas ígneas alteradas (serpentinita y pizarra cloritosa). Todas esas rocas pueden presentar unas propiedades indeseables de debilidad (baja resistencia) y deformabilidad para el ingeniero civil, las serpentinitas en virtud de superficies internas por rotura previa y minerales débiles asociados, y los esquistos en virtud de las bandas continuas de mica, clorita u otros minerales de baja resistencia al corte.

Las rocas más difíciles de identificar son aquellas sin granos visibles o cristales. Esto se presenta en los basaltos afaníticos, pedernales, lutitas, algunas pizarras, y algunas calizas de grano fino y dolomitas que pueden presentar dificultades cuando se examina la dureza y la estructura. Las estructuras y rocas asociadas que se

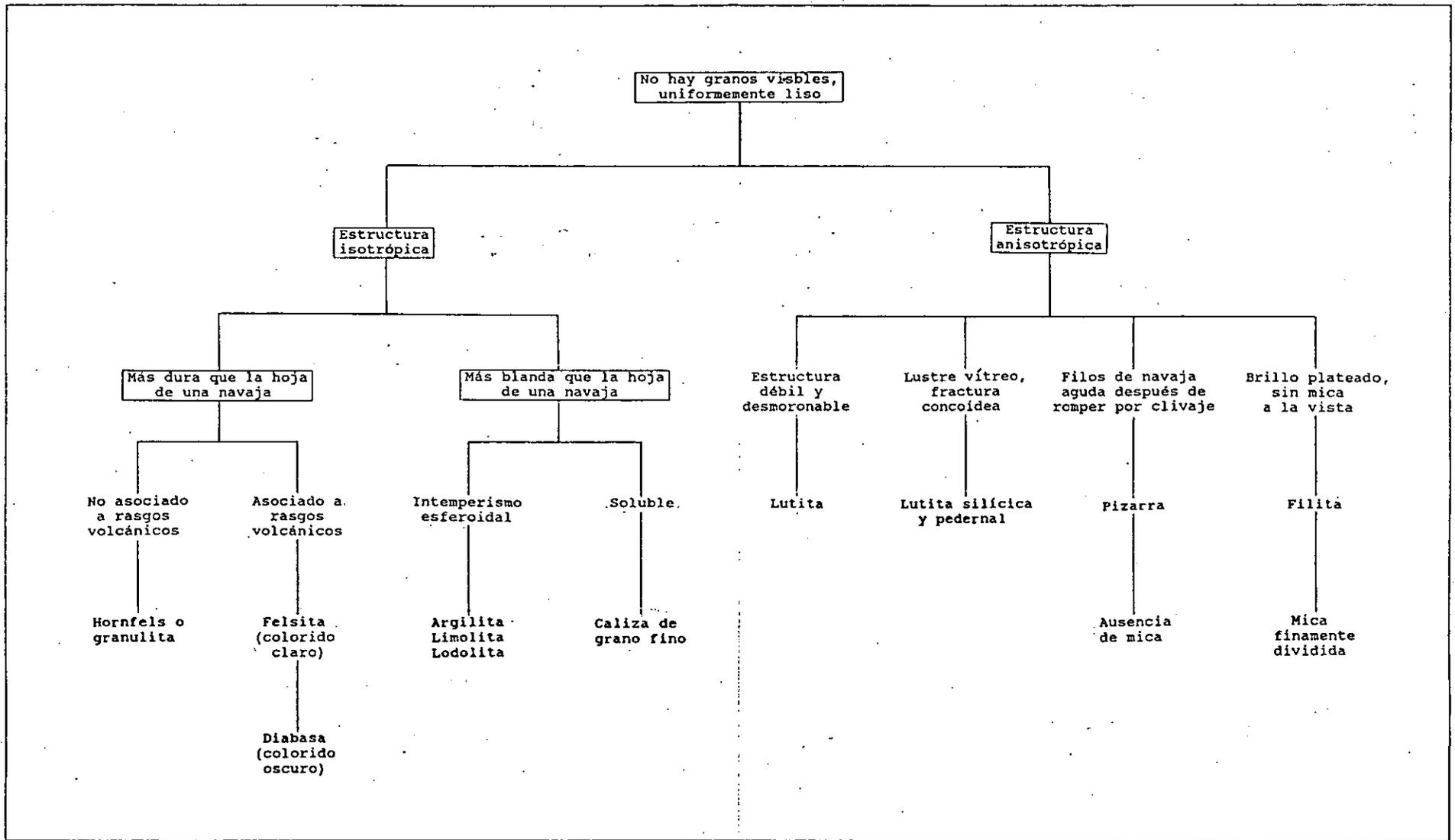
TABLA A 3.2

ESQUEMA DE IDENTIFICACIÓN DE ROCAS

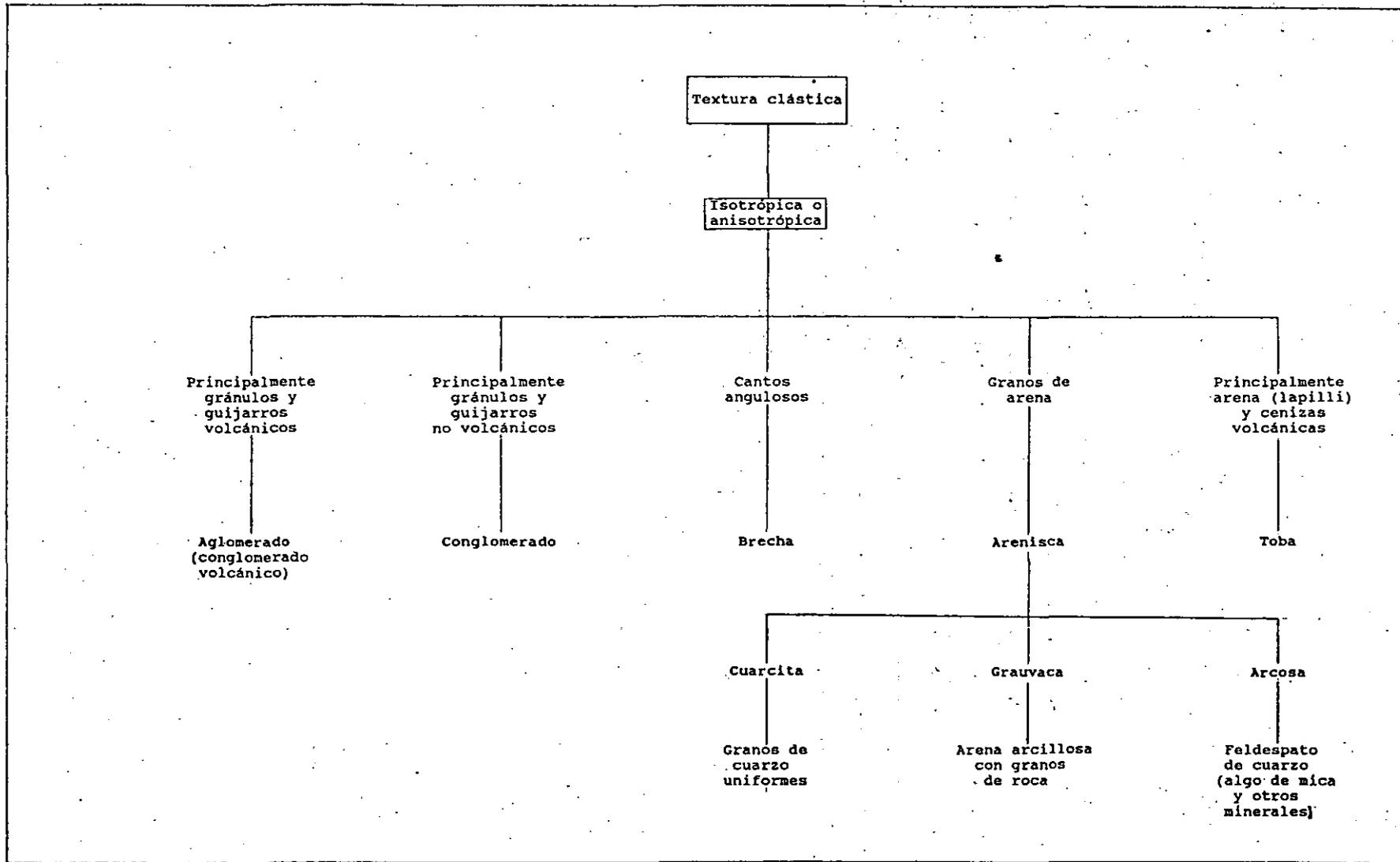


*En un espécimen manejable puede ser anisotrópico

T A B L A A3.2 (continuación 1)



T A B L A A3.2 (continuación 2)



pueden estudiar en el campo, usualmente facilitan mucho la identificación de las rocas.

La Tabla A3.3 presenta los periodos geológicos. En la ingeniería práctica, se recomienda que los nombres de las eras y los periodos se incluyan con el nombre petrológico de la roca, particularmente en lo referente a rocas sedimentarias. En forma general, las rocas más viejas tienden a ser más duras y con una cementación más permanente. Hay, desafortunadamente, importantes y dramáticas excepciones; por ejemplo, arcillas montmorilloníticas no cementadas que se asientan en unidades de roca desde el Paleozoico inferior. Aquellos versados en ingeniería geológica, son de la opinión que los nombres de las eras y periodos en que se forman las rocas se asocian implícitamente a atributos ingenieriles en forma más efectiva que hacerlo con cualquier otra propiedad índice aislada. Muchos trabajadores de Mecánica de Rocas deben entender la utilidad de esos nombres y emplearlos rutinariamente en la descripción de rocas.

La Escala Geológica del Tiempo

Era	Periodo	Epoca	Tiempo ^a
Cenozoico	Cuaternario	Holoceno	10 000 años
		Pleistoceno	2 m.a.
	Terciario	Plioceno	
		Mioceno	
		Oligoceno	
		Eoceno	65 m.a.
Mezozoico	Cretácico		
	Jurásico		
	Triásico		225 m.a.
Paleozoico	Pérmico		
	Pennsylvánico		
	Mississípico		
	Devónico		
	Silúrico		
	Ordovícico		
	Cámbrico		570 m.a.
Pre-cámbrico			

^a m.a. = millones de años

TEMA I.

INTRODUCCION A LA INGENIERIA GEOTECNICA.

(Traducción realizada por el Ing. Ricardo Padilla Velázquez de parte del Capítulo 1, del libro "An Introduction to Geotechnical Engineering", de los autores Robert D. Holtz y William D. Kovacs)

1.1 INGENIERIA GEOTECNICA.

La *Ingeniería Geotécnica*, como su nombre lo indica, se refiere a la aplicación de la tecnología de la Ingeniería Civil al manejo de los materiales térreos de la corteza del planeta. Usualmente, el ingeniero geotécnico se ocupa de estudiar sólo los materiales naturales que se encuentran en o cerca de la superficie de la tierra. Los ingenieros civiles denominan a estos materiales térreos como *suelo y roca*. El *suelo*, en el sentido ingenieril, es un aglomerado de minerales, materia orgánica y sedimentos, relativamente sin cohesión depositado sobre el lecho de roca. Los suelos se pueden romper o disgregar fácilmente, debido a sus constituyentes minerales o partículas orgánicas. Las rocas por el contrario, tienen alta resistencia debido a cohesión interna y fuerzas moleculares, que mantienen unidos a sus granos minerales constituyentes. Esto es cierto, tanto si la roca constituye una estructura masiva firme, como aquella que forma una partícula de grava embebida en un suelo arcilloso.

~~La frontera que divide a los suelos de las rocas es arbitraria, y~~
muchos materiales naturales que puede uno encontrar en la práctica profesional no son fácilmente clasificables. En ocasiones, se llega a hablar de "rocas muy blandas" o de "suelos muy duros". Otras disciplinas científicas e ingenieriles tienen diferentes criterios para definir la diferencia entre suelos y rocas. En geología, por ejemplo, se entiende como roca a todos los materiales apoyados en la corteza de la tierra, independientemente de cuantas partículas minerales están reunidas por diversas ligas. Los suelos para los geólogos son precisamente rocas descompuestas y desintegradas, generalmente apoyadas en la parte superficial más delgada de la corteza y capaz de sustentar la vida superficial. En forma similar, la pedología (ciencia del suelo) y la agronomía coinciden en estudiar las capas más superficiales del suelo, es decir, aquellos materiales de interés en actividades agrícolas y forestales.

Los ingenieros geotécnicos pueden aprender mucho, tanto de la geología como de la pedología. Ambas ciencias, especialmente la ingeniería geológica, son auxiliares importantes para el ingeniero geotécnico y existe un considerable traslape entre estos campos. Sin embargo, las diferencias de terminología, aproximación al sujeto de estudio y objetivos, puede causar alguna confusión, especialmente para los principiantes.

La ingeniería geotécnica tiene diversos aspectos o énfasis. La *mecánica de suelos* es la rama de la ingeniería geotécnica que se ocupa de la ingeniería mecánica y las propiedades de los suelos, mientras que la *mecánica de rocas* se ocupa de la ingeniería mecánica y las propiedades de las rocas, usualmente pero no necesariamente del lecho rocoso. La mecánica de suelos aplica los principios básicos de la mecánica, que incluye cinemática, dinámica, mecánica de fluidos y mecánica de materiales a los suelos. En otras palabras, el suelo, preferentemente al agua, el acero, o el concreto, por ejemplo, ahora la ingeniería de materiales llega a ser aquello cuyas propiedades y comportamiento debemos comprender, con el fin de construir cosas con ésta. Se puede hacer un comentario similar respecto a mecánica de rocas. Finalmente, se debe hacer notar que

existen diferencias significativas entre el comportamiento de las masas de suelo y las masas de roca, y en principio no hay mucho traslape entre ambas disciplinas.

La *ingeniería de cimentaciones* aplica los conocimientos de la geología, mecánica de suelos, mecánica de rocas, e ingeniería estructural, para posibilitar el diseño y la construcción de cimentaciones en obras de ingeniería civil y otro tipo de estructuras. La ingeniería de cimentaciones debe ser capaz de predecir el comportamiento o la respuesta del suelo o roca donde se cimenta, debido a las cargas que impone la estructura. Algunos ejemplos del tipo de problemas que encara la ingeniería de cimentaciones, incluye el diseño de las cimentaciones para industrias, comercios, edificios residenciales, y otros tipos como estructuras de apoyo para torres de radar; así como las cimentaciones para instalaciones petroleras como en el caso de tanques y estructuras fuera de costa. Los barcos deben contar con un dique seco durante la construcción o para fines de reparación, de modo que dicho dique debe contar con una cimentación. El apoyo de los cohetes y las estructuras pertinentes durante su construcción y lanzamiento conducen a problemas muy interesantes y desafiantes. Los problemas a que se enfrenta la ingeniería geotécnica en lo que se ha comentado, incluye la estabilidad de taludes naturales y excavados, la estabilidad de las estructuras de retención permanentes o temporales, los problemas de construcción, el control del movimiento y las presiones del agua, así como el mantenimiento y rehabilitación de viejos edificios. La cimentación no solo debe resistir con seguridad las cargas estáticas de la construcción y estructuras, sino que debe resistir también en forma adecuada las cargas dinámicas debidas a vientos, sismos, etc.

Si usted piensa acerca de esto, llegará a la conclusión de que es imposible diseñar o construir cualquier estructura de ingeniería civil, sin considerar finalmente la cimentación en suelos y en rocas con alguna extensión; y esta es una verdad, tanto si la estructura se construye en la tierra o si se hace en un ambiente extraterrestre. El desempeño, la economía, y la seguridad de

cualquier estructura de ingeniería civil, finalmente estará afectada o se puede controlar en función de su cimentación.

Los materiales térreos se utilizan frecuentemente como materiales de construcción, debido a que son los materiales de construcción más baratos posibles. Sin embargo, sus propiedades ingenieriles como pueden ser resistencia y compresibilidad en condiciones naturales son frecuentemente malas. En muchas ocasiones se deben tomar medidas para densificar, aumentar la resistencia, o por otra parte estabilizar y armar a los suelos, de modo que se desempeñen satisfactoriamente en condiciones de servicio.

Los terraplenes para carreteras y vías férreas, los campos de aviación, las presas de tierra y enrocamiento, los diques, y los acueductos, son ejemplos de estructuras de estructuras de tierra (materiales térreos); y el ingeniero geotécnico es el responsable de su diseño y construcción. La seguridad de las presas y la rehabilitación de presas viejas son aspectos importantes de esta área de la ingeniería geotécnica. Igualmente emparentado, especialmente para ingenieros en carreteras y campos de aviación, está el diseño del pavimento, el cual es la última capa superficial de la estructura de tierra. En este caso final, el traslape entre las ingenierías de transporte y geotécnica en más bien aparente.

La ingeniería de rocas, análoga para las rocas a lo que es la ingeniería de cimentaciones para los suelos, se encarga del estudio de las rocas como cimentación y como material de construcción. Debido a que la superficie de la tierra está en su mayor parte cubierta por suelo o agua, la ingeniería de rocas usualmente se aplica a obras bajo la superficie (túneles, casas de máquinas subterráneas, cavidades para depósitos de petróleo, minas, etc.). Sin embargo, algunas veces la ingeniería de rocas se aplica en obras superficiales, como es el caso de la construcción y cimentación de presas apoyadas en el lecho rocoso, excavaciones profundas en el lecho rocoso, la estabilidad de taludes de roca, etc.

Esta presentación pretende mostrar los problemas típicos a los que

se enfrenta el ingeniero geotécnico, que como se puede ver, primeramente, se trata de un campo muy amplio, y en segundo lugar, lo importante que resulta para el correcto diseño y construcción de estructuras en ingeniería civil. En verdad, se puede decir que la ingeniería geotécnica combina las ciencias físicas básicas, la geología y la pedología, con las ingenierías hidráulica, estructural, de transporte, de construcción y de minas.

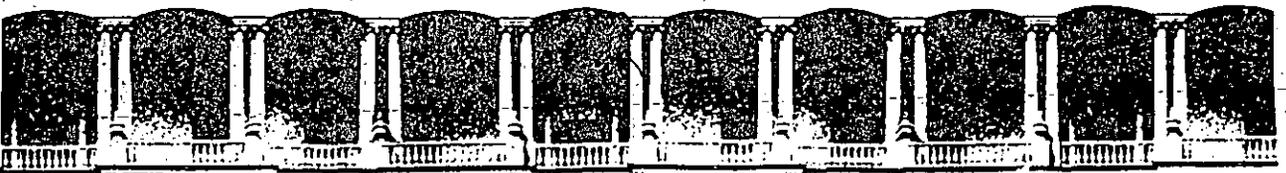
1.2 LA NATURALEZA UNICA DE LOS SUELOS Y LAS ROCAS COMO MATERIALES.

La ingeniería geotécnica es altamente empírica, y es quizá más cercana a un "arte" que las otras disciplinas que forman la ingeniería civil. Lo anterior se debe básicamente a que los suelos y rocas son materiales naturales. Frecuentemente se encuentran en estos materiales altas variaciones, entre puntos que pueden tener separaciones de hasta unos cuantos milímetros. Otra forma de expresar esto, es que los suelos son materiales heterogéneos antes que homogéneos. Es decir, que el material o las propiedades ingenieriles pueden variar ampliamente de un punto a otro en el interior de una masa de suelo. Además, los suelos en general son materiales no lineales, es decir, las relaciones entre esfuerzos y deformaciones no son una línea recta. También, para complicar más las cosas, los suelos son materiales no conservativos; esto quiere decir que tienen una memoria fantástica (recuerdan casi todo aquello que les ha sucedido, y este hecho afecta fuertemente su comportamiento ingenieril). En lugar de ser isotrópicos, los suelos son típicamente anisotrópicos, lo que quiere decir que sus propiedades materiales o ingenieriles no son las mismas en direcciones diferentes.

Muchas de las teorías de que disponemos para modelar el comportamiento mecánico de los materiales que se usan en ingeniería, suponen que los materiales son homogéneos e isotrópicos; y que además obedecen a leyes esfuerzo-deformación lineales. Los materiales de ingeniería comunes, como el acero y el concreto, no se desvían en forma significativa de esos ideales, por lo que se pueden

usar teorías lineales simples, con discreción, para predecir su respuesta para cargas de ingeniería. Con los suelos y las rocas no somos tan afortunados. Como podrá usted ver en sus estudios de ingeniería geotécnica, debemos suponer en muchos casos una respuesta esfuerzo-deformación lineal, pero para calcular adecuadamente se deben aplicar grandes correcciones empíricas o factores de "seguridad" a nuestros diseños, para calcular el comportamiento real del material.

Por otra parte, el comportamiento mecánico de los suelos y las rocas "in situ", está frecuentemente gobernado o controlado por juntas, fracturas, estratos y zonas débiles, y otros "defectos" en el material. Esta razón impide modelar exitosamente estos materiales en el laboratorio. Es por esto que la ingeniería geotécnica es realmente un "arte", antes que una ciencia de la ingeniería. El éxito de la ingeniería geotécnica depende del buen juicio y la experiencia del diseñador, constructor, o consultor. Por otra parte, el éxito del ingeniero geotécnico consiste en desarrollar un "tacto" sobre el comportamiento de los suelos y las rocas, para más adelante poder diseñar una cimentación en forma segura y económica, o construir con seguridad una estructura de ingeniería.



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

CURSOS ABIERTOS

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

**TEMA III:
PROPIEDADES INDICE**

- 2.1. Relación gravamétricas y volumétricas
- 2.2. Determinación de la densidad relativa de los sólidos del suelo

ING. MIGUEL POZAS ESTRADA

ING. OSCAR RAÚL COUTTOLENC ECHEVERRÍA.

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.

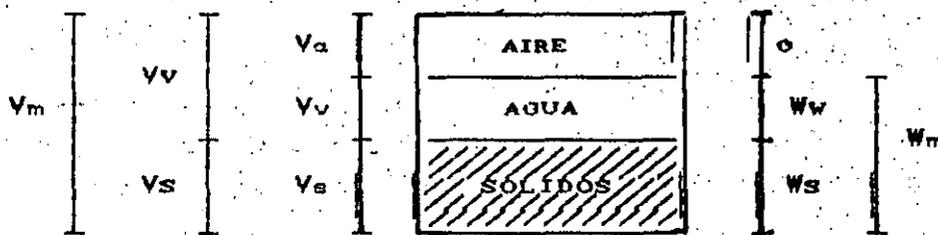
3. Agua, que puede hacer que el suelo aparezca desde muy húmedo hasta casi seco. El agua de los huecos puede estar en cantidad suficiente para llenar completamente los poros, o puede solo rodear los granos del suelo. Cuando no se tiene agua, los vacíos están llenos de aire.

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.

$$e = V_v/V_s \quad 0 < e < \infty$$

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 (S_s)

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

f). Peso volumétrico

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

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

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

E J E M P L O

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.

E J E M P L O.

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 VOLUMÉTRICAS Y GRAVIMÉTRICAS 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_g) y la líquida (V_w). El peso de la parte gaseosa se representa con W_g 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:

- Ia) Relaciones adimensionales fundamentales: entre pesos o entre volúmenes
- Ib) Relaciones entre pesos y volúmenes
- Ic) Relaciones adimensionales entre pesos y volúmenes

11a) Relaciones adimensionales fundamentales

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

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

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

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

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

11b) 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 las 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 $\gamma_o = \gamma_w = 1 \text{ ton/m}^3$.

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

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

Para:

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

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

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

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

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

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

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

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

11c) Relaciones adimensionales 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

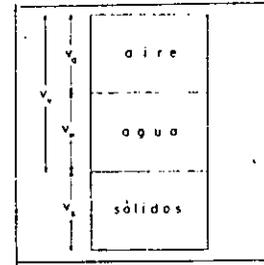
II a 1. Definiciones de volúmenes

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

V_a = Volúmenes de gases, aire

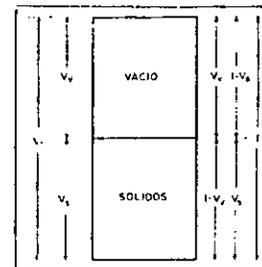
V_w = Volumen de líquidos, agua

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.

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

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

$$\begin{aligned} n &= \frac{V_v}{V_t} \\ V_t &= 1; V_v = \frac{e}{1 + e} \\ n &= \frac{e}{1 + e} \end{aligned}$$

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".

$$\begin{aligned} n &= \frac{V_v}{V_v + V_s} \\ n &= \frac{1}{1 + \frac{1}{e}} \\ n &= \frac{e}{1 + e} \end{aligned}$$

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

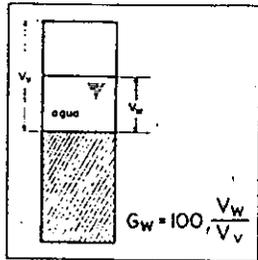
$C_r > 50$ % Compacto
 $C_r < 50$ % Suelto

II a 7. De las definiciones dadas en (3) Pág. 11 también se puede obtener la relación entre "n" y "e", sustituyendo en "n":

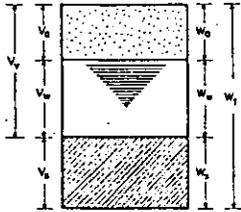
$$V_t = 1 \quad \text{y} \quad V_v = \frac{e}{1 + e}$$

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 compacidad relativa C_r .

II a 9. Se dice que un suelo natural es suelo si su compacidad 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: $W_a = 0$

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)

$$\begin{aligned} \gamma_d &= \frac{W_s}{V_t} \\ \gamma_m &= \frac{W_s + W_w}{V_t} \\ \gamma_{sat} &= \frac{W_s + V_v \times \delta_w}{V_t} \\ \gamma'_m &= \gamma_m - \delta_w \end{aligned}$$

- 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

$$\frac{\delta_s}{\delta_o} = S_s$$

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

si $V_w = V_s$

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

$\therefore S_s$: (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.

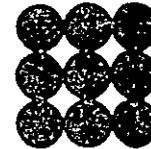
$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

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 acomodarlos más sueltos. Cuanto 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.

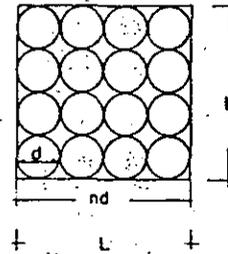
Al disminuir el tamaño de los elementos sólidos del suelo disminuyen las fuerzas de cuerpo, que son función del volumen (por ejem. el peso) y las fuerzas de superficie (por ejem., la adherencia), que varían con la disminución del área externa del sólido; la relación entre las fuerzas de superficie y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

$$\frac{\text{Área}}{\text{volumen}} = \frac{A}{V}$$

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.

DETERMINACION DE LA RELACION DE VACIOS PARA EL ACCOMODO MAS SUELTO DE ESFERAS



$$L = nd$$

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

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

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

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

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

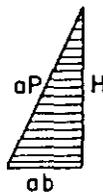
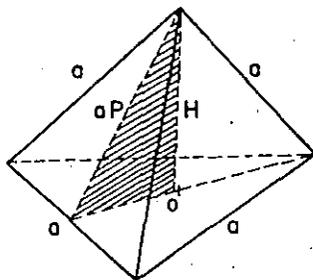
$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{n^3 d^3 - 0.5236 d^3 n}{0.5236 d^3 n}$$

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

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

$$e = 0.91$$

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



Volumen

$$G = ad$$

$$O = r^2 + ab^2$$

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

O = Baricentro

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

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

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

n = No. de esferas
d = diámetro de las esferas
S = 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:

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

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

El volúmen de los sólidos será:

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

El volúmen total será

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

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

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

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

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

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

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

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:

e-	Suelos
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 unirse grupos de estructuración secundaria y también se llama panaoide. El acomodo de las partículas finas permite explicar el fenómeno que se presenta al remodelarse 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 entera.

Al quedar en reposo las arcillas remodeladas 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 "TIXOTROPIA".

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

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

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

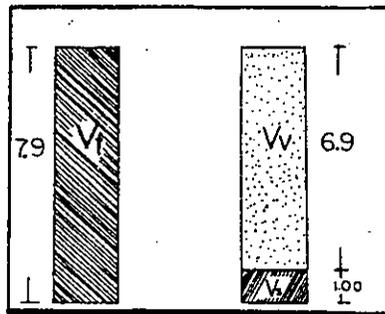


Fig. 2

Otra forma de obtener la relación de vacíos es fijarlo 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.

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

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

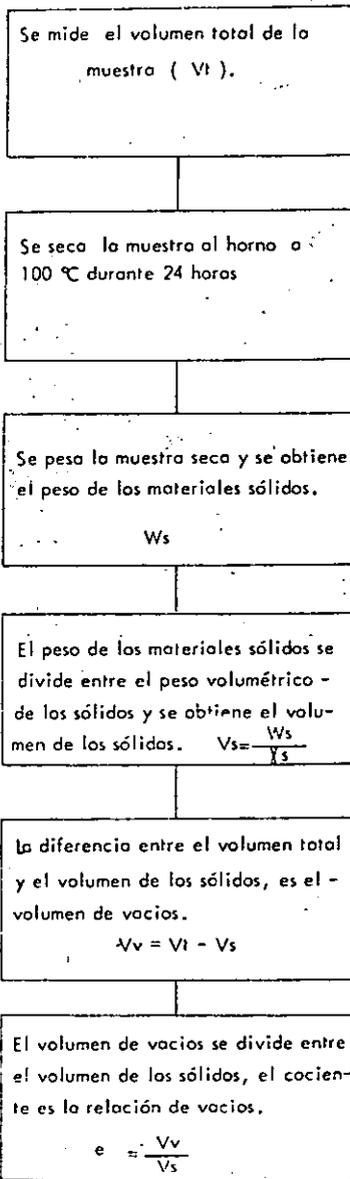
$$V_s = \frac{W_s}{S_s \gamma_o}$$

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

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

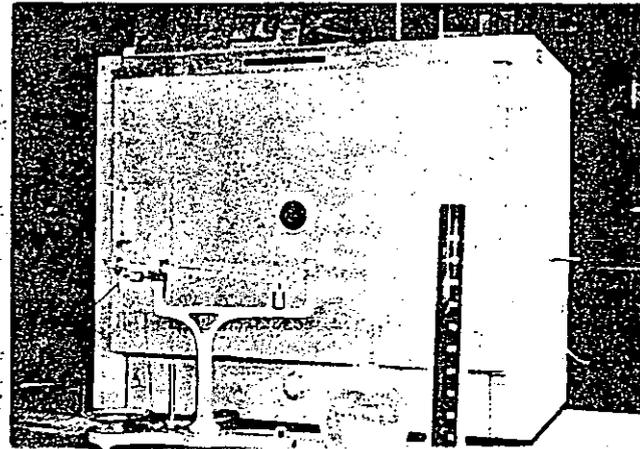
$$e = \frac{S_s \gamma_o}{\gamma_d} - 1$$

RELACION DE VACIOS



FIN

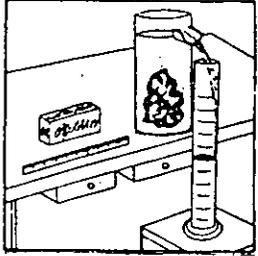
OBTENCION DE LA RELACION DE VACIOS.



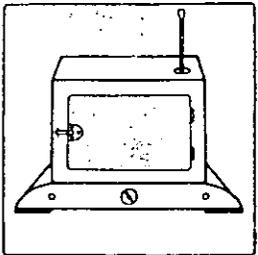
1. EQUIPO

- Recipiente con mercurio
- Horno de secado
- Balanza de precisión
- Probeta graduada

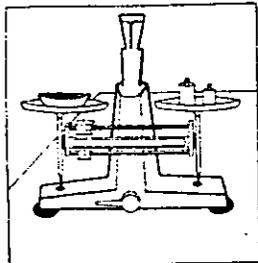
OBTENCION DE LA RELACION DE VACIOS



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.

$$V_t$$


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.

$$W_s$$

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

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

$$V_t - V_s = V_v$$

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: _____	_____

Volumen total 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 $V_v = V_t - V_s$	Relación de vacíos $e = \frac{V_v}{V_s}$	Porosidad $n = \frac{V_v}{V_t}$	ENSAYE ρ

ACLARACIONES: _____

OBSERVACIONES: _____

bl

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 homo a la temperatura adecuada.
3. Obtener malas pesadas

IIDa2. 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.

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

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

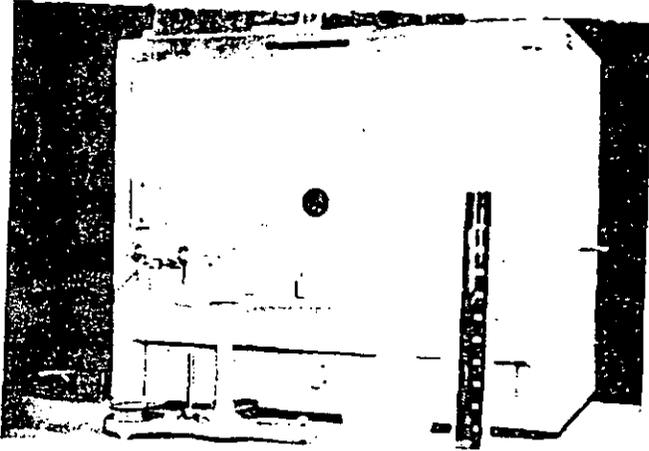
$$V_v = V_t - V_s$$

Se obtiene la Porosidad.

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

FIN

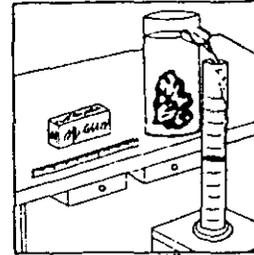
OBTENCION DE LA POROSIDAD



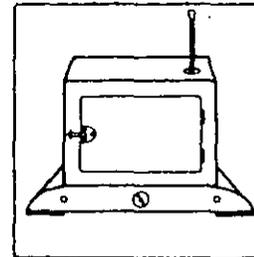
1. EQUIPO

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

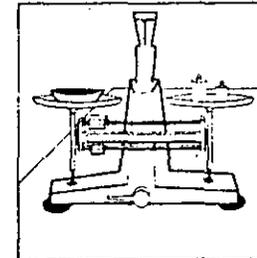
OBTENCION DE LA POROSIDAD



1. Se mide el volumen total de la muestra, la-brándola rectangularmente y si no es posible y tiene forma irregular, se sumerge dentro de un recipiente con mercurio; el volumen des-plazado será el volumen de la muestra.

$$V_t$$


2. Se seca la muestra al horno durante 24 ho-ras a 100°C.



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

$$W_s$$

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

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 melas pesadas

III.3. 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 acomodo de las partículas constitutivas de los suelos y se expresa de la forma siguiente:

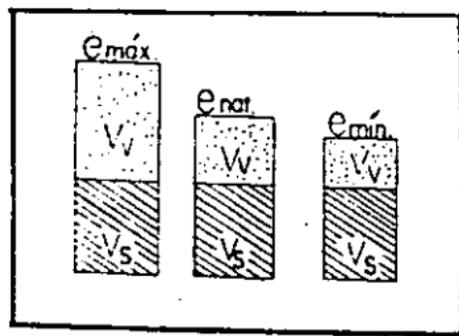


Fig. 3

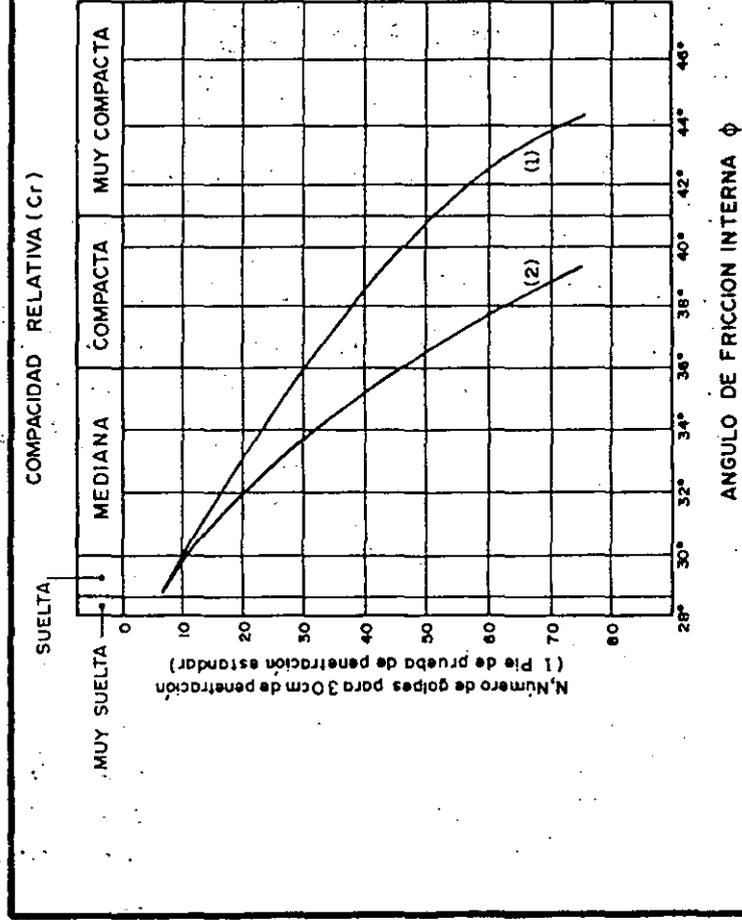
$$C_r = \frac{e_{\text{máx}} - e_{\text{nat}}}{e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}}$$

La obtención de la compactación relativa es difícil de realizar ya que la determinación de la $e_{\text{máx}}$ (relación de vacíos máxima) y $e_{\text{mín}}$ (relación de vacíos mínima), dependerá del procedimiento de compactación que se utilice.

Para la determinación de la compactación relativa (C_r) en arenas se acepta que: el estado más suelto (el cual define a $e_{\text{máx}}$) 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 $e_{\text{mín}}$ 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 Compactación Relativa.

El concepto de compactación 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 esfuero cortante, cohesión C y ángulo de fricción interna, también en la fig. 5 se muestra el número de golpes de perforación estándar y la compactación.



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 estandar, 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 lbs.) 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.

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

Para la obtención del peso volumétrico seco mínimo ($\gamma_{\text{dmín}}$) 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 ($\gamma_{\text{dmín}}$).

$$\gamma_{\text{dmín}} = \frac{W_s}{V_m}$$

El peso volumétrico seco máximo ($\gamma_{\text{dmáx}}$) 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 ($\gamma_{\text{dmáx}}$).

$$\gamma_{\text{dmáx}} = \frac{W_s}{V_m}$$

LA COMPACIDAD RELATIVA (C_r) PUEDE EXPRESARSE EN FUNCIÓN DE LOS PESOS VOLUMÉTRICOS EN LA FORMA SIGUIENTE:

$$C_r = \frac{e_{\text{máx}} - e_{\text{nat}}}{e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}} \times 100$$

$$\gamma_{\text{dmáx}} = \frac{W_s}{V_s + V_{\text{v mín}}} = \frac{V_s \gamma_s}{V_s + V_{\text{v mín}}} = \frac{\gamma_s}{1 + e_{\text{mín}}}$$

$$\gamma_{\text{dmín}} = \frac{\gamma_s}{1 + e_{\text{máx}}} \quad \gamma_{\text{dnat}} = \frac{\gamma_s}{1 + e_{\text{nat}}}$$

$$e_{\text{mín}} = \frac{\gamma_s}{\gamma_{\text{dmáx}}} - 1 = \frac{\gamma_s - \gamma_{\text{dmáx}}}{\gamma_{\text{dmáx}}}$$

$$e_{\text{máx}} = \frac{\gamma_s - \gamma_{\text{dmín}}}{\gamma_{\text{dmín}}}$$

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

$$C_r = \frac{\frac{\gamma_s - \gamma_{\text{dmín}}}{\gamma_{\text{dmín}}} - \frac{\gamma_s - \gamma_{\text{dnat}}}{\gamma_{\text{dnat}}}}{\frac{\gamma_s - \gamma_{\text{dmín}}}{\gamma_{\text{dmín}}} - \frac{\gamma_s - \gamma_{\text{dmáx}}}{\gamma_{\text{dmáx}}}} = \frac{\frac{\gamma_s}{\gamma_{\text{dmín}}} - \frac{\gamma_s}{\gamma_{\text{dnat}}}}{\frac{\gamma_s}{\gamma_{\text{dmín}}} - \frac{\gamma_s}{\gamma_{\text{dmáx}}}}$$

$$C_r = \frac{\frac{1}{\gamma_{\text{dmín}}} - \frac{1}{\gamma_{\text{dnat}}}}{\frac{1}{\gamma_{\text{dmín}}} - \frac{1}{\gamma_{\text{dmáx}}}} = \frac{\frac{\gamma_{\text{dnat}} - \gamma_{\text{dmín}}}{\gamma_{\text{dmín}} \gamma_{\text{dnat}}}}{\frac{\gamma_{\text{dnat}} - \gamma_{\text{dmáx}}}{\gamma_{\text{dmín}} \gamma_{\text{dmáx}}}} = \frac{\gamma_{\text{dmáx}}}{\gamma_{\text{dnat}}} \cdot \frac{\gamma_{\text{dnat}} - \gamma_{\text{dmín}}}{\gamma_{\text{dmáx}} - \gamma_{\text{dmín}}}$$

$$C_r = \frac{\frac{1}{\gamma_{\text{dmín}}} - \frac{1}{\gamma_{\text{dnat}}}}{\frac{1}{\gamma_{\text{dmín}}} - \frac{1}{\gamma_{\text{dmáx}}}} = \frac{\frac{\gamma_{\text{dnat}} - \gamma_{\text{dmín}}}{\gamma_{\text{dmín}} \gamma_{\text{dnat}}}}{\frac{\gamma_{\text{dnat}} - \gamma_{\text{dmáx}}}{\gamma_{\text{dmín}} \gamma_{\text{dmáx}}}} = \frac{\gamma_{\text{dmáx}}}{\gamma_{\text{dnat}}} \cdot \frac{\gamma_{\text{dnat}} - \gamma_{\text{dmín}}}{\gamma_{\text{dmáx}} - \gamma_{\text{dmín}}}$$

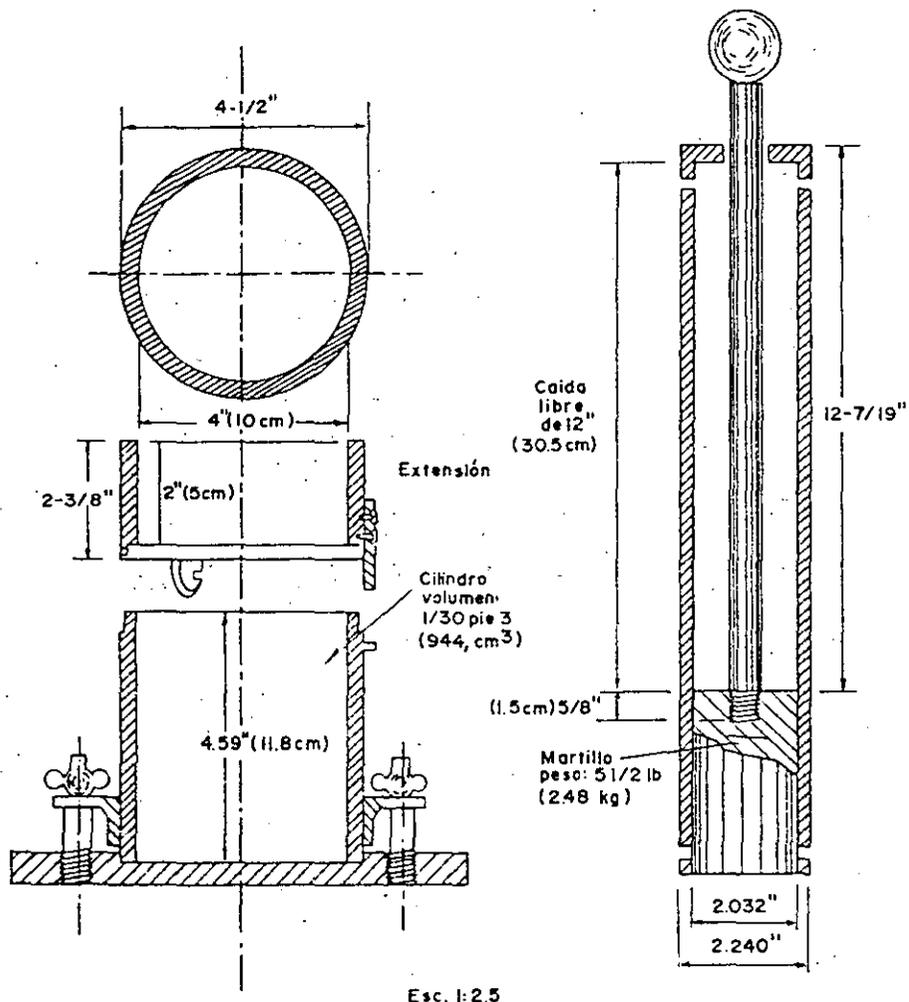
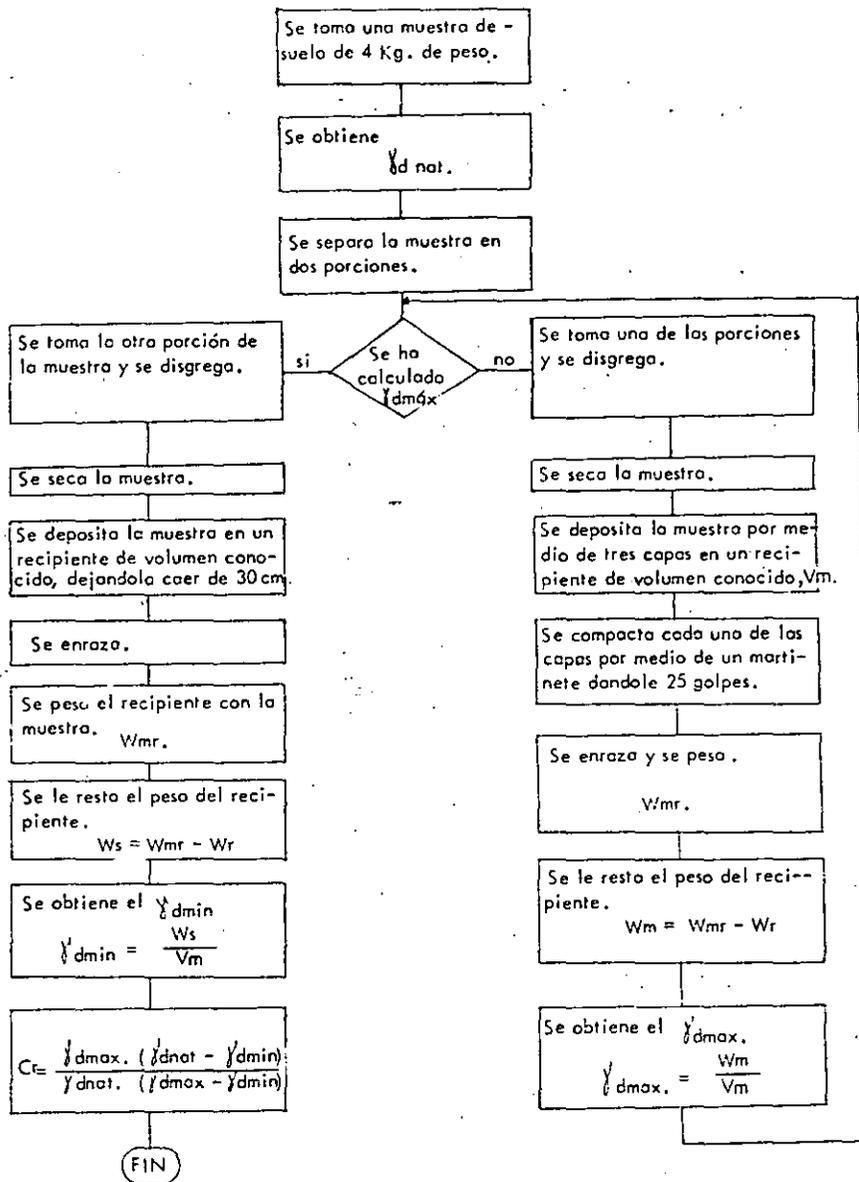
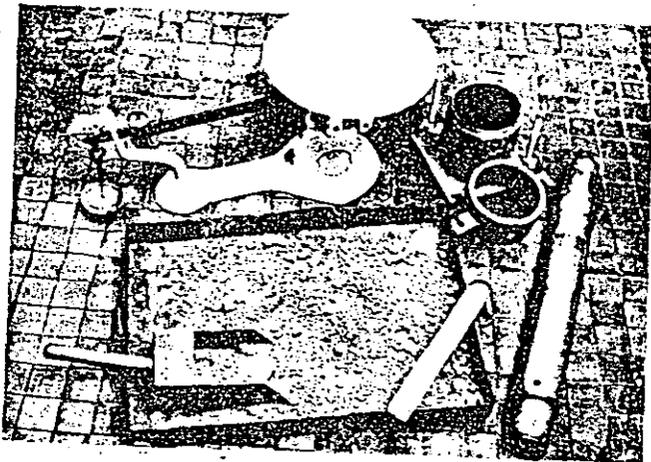


Fig. 6

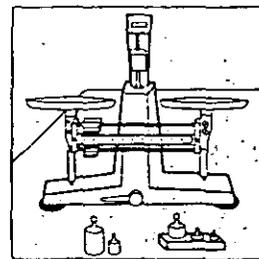
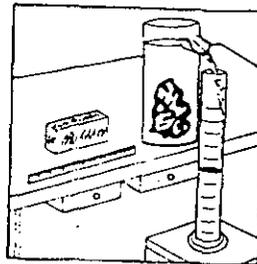
COMPACIDAD RELATIVA





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



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

$$V_m$$

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).

$$\gamma_{\text{nat}} = \frac{W_s}{V_m}$$

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



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 enrasa teniendo cuidado de no compactarlo y se pesa.

W_{sr}

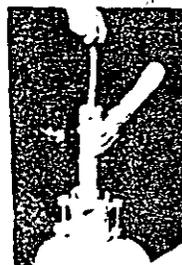
$$W_{RS} - W_R = W_S$$

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 ($W_{s\min}$).

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

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.

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

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

14. Compacidad Relativa.

UNAM
FACULTAD DE INGENIERIA
INGENIERIA CIVIL
GEOTECNIA

COMPACIDAD RELATIVA

OBRA : _____

FECHA : _____

UBICACION : _____

OPERADOR : _____

Muestra N°	Volumen de Muestra V _m	Peso de la Muestra W _m	$\gamma_{dn} = \frac{W_m}{V_m}$	Volumen del Recipiente V _r	Peso del Recipiente W _r	Peso del recipiente + peso del suelo - Compactado	Peso del Suelo Seco W _s	$\gamma_{dmax} = \frac{W_s}{V_r}$	Peso del recipiente + peso del suelo Suelto	Peso del Suelo Seco W _s	$\gamma_{dmin} = \frac{W_s}{V_r}$	C _r

$$C_r = \frac{\gamma_{dmax}(\gamma_{dn} - \gamma_{dmin})}{\gamma_{dn}(\gamma_{dmax} - \gamma_{dmin})}$$

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 hoy aire y gases disueltos en el agua por lo que tan poco 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.

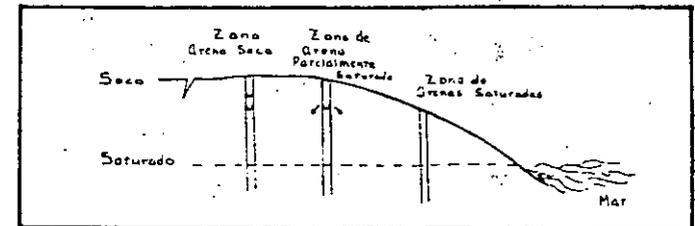


Fig. 7

En arcillas el grado de saturación es generalmente alto, 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, esto 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	Estado del suelo
0	Seco
1 - 25	Ligeramente húmedo
25 - 50	Húmedo
50 - 75	Muy húmedo
75 - 99	Mojado
100	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 ($\gamma_{uw} \approx 1$) se obtiene el volumen del agua contenido en la muestra de suelo (V_w).

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

33

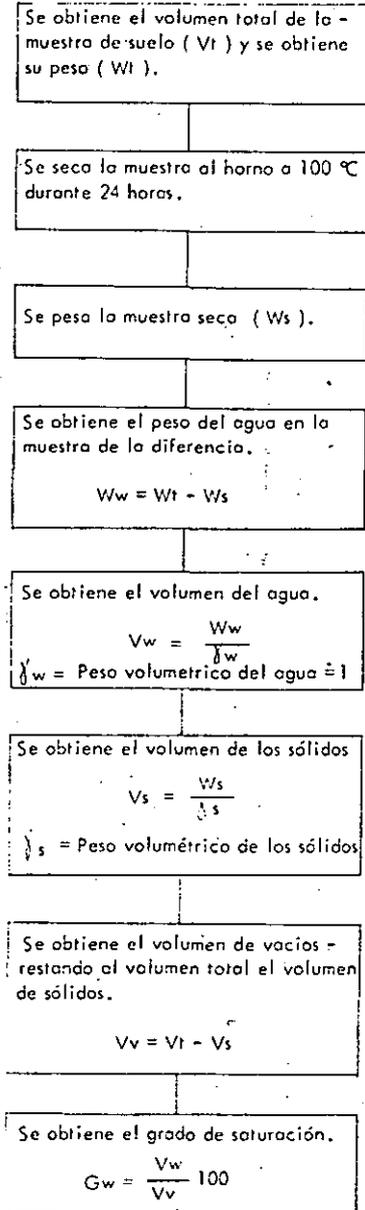
El volumen de vacíos (V_v) se obtiene de la diferencia del volumen de la muestra (V_m) y el volumen de sólidos (V_s), obtenido de dividir el peso de los sólidos entre el peso volumétrico de los sólidos (γ_s)

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

$$V_v = V_t - V_s$$

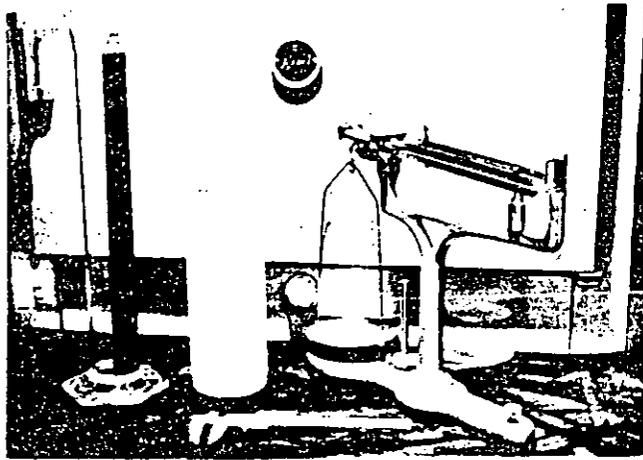
$$G_w = \frac{V_w}{V_v} \times 100$$

GRADO DE SATURACION



FIN

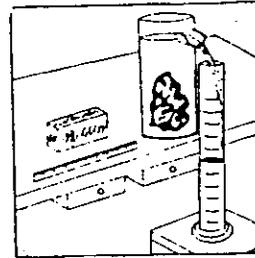
OBTENCION DEL GRADO DE SATURACION



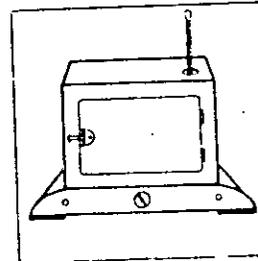
1.- EQUIPO EMPLEADO

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

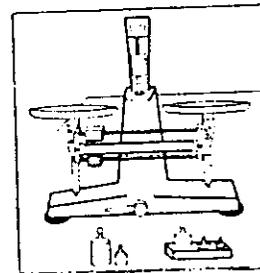
OBTENCION DEL GRADO DE SATURACION



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 $\div 1 \text{ gr/cm}^3$

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.

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

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

GRADO DE SATURACION

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

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

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

11D05. 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 debido 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

Se pesa la muestra
 V_m

Se seca la muestra en
el horno a $100\text{ }^\circ\text{C}$

Se pesa la muestra se-
ca: W_s

Se calcula la dife-
rencia entre los pesos
húmedo y seco: $W_m - W_s$

La diferencia dará el -
peso del agua que tenía
el material: W_w

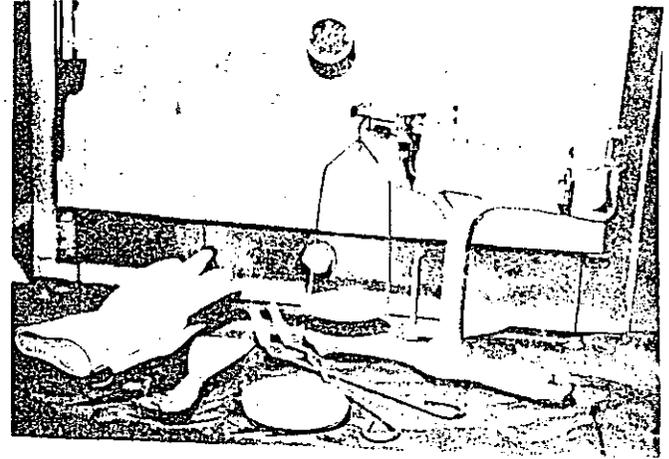
Se divide el peso del a-
gua entre el peso de los
sólidos secos: W_w / W_s

Del cociente se obtie-
ne el contenido de a-
gua w , y se expresa
en %.

$$w\% = \frac{W_w}{W_s}$$

FIN

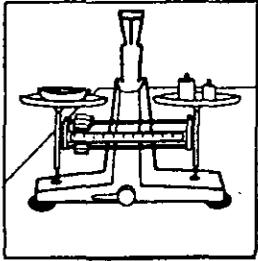
OBTENCION DEL CONTENIDO DE AGUA



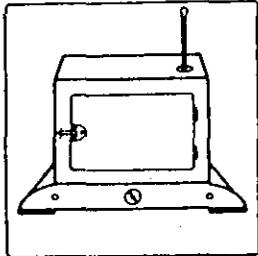
1. EQUIPO

- Vidrio de reloj o refractario.
- Balanza de precisión con error de 0.1 gramos.
- Horno de secado a temperatura constante a $110\text{ }^\circ\text{C}$.
- 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.

$$W_{\%} = \frac{W_W}{W_S} 100$$

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

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 del agua	Peso de la Cápsula	Peso del suelo seco	Contenido de agua
		Wch	Wcs	Ww	Wc	Ws	W %
		gr	gr	gr	gr	gr	%

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

$$W_m = W_s + W_w$$

Σh

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:

$$W_w = 0$$

$$W_s = W_m \longrightarrow$$

$$V_m = V_s$$

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

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

$$\frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s}{V_m} = \frac{W_s}{V_s}$$

$$\downarrow \quad \downarrow \quad \downarrow$$

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

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:

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

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

3. Si el suelo está saturado

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

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

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

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

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

$$\gamma_o = \gamma_w$$

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

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

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

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

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

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

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 ($C_w = 0$)

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

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

Parcialmente saturado

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

$G_w = G_w$

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

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

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

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

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

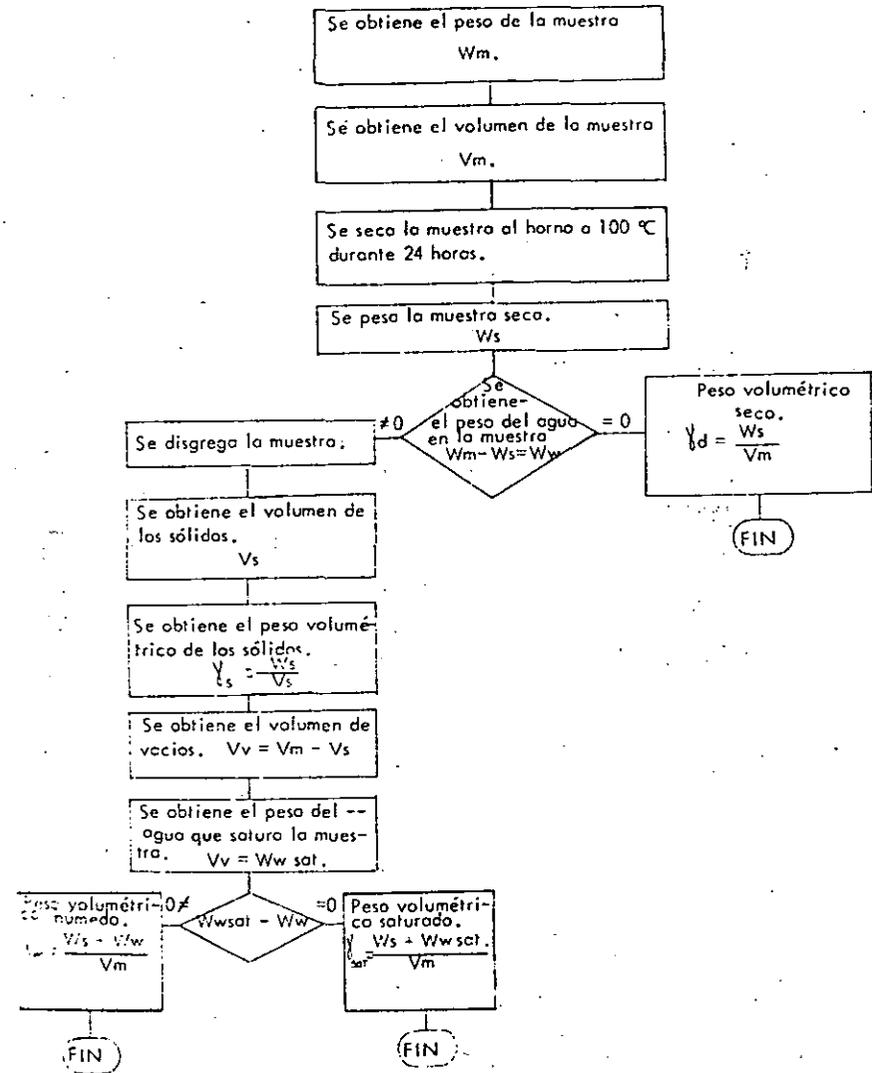
Saturado

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

$$\gamma'_{sat} = \gamma'_d + \frac{e}{1 + e} G_w \gamma_w$$

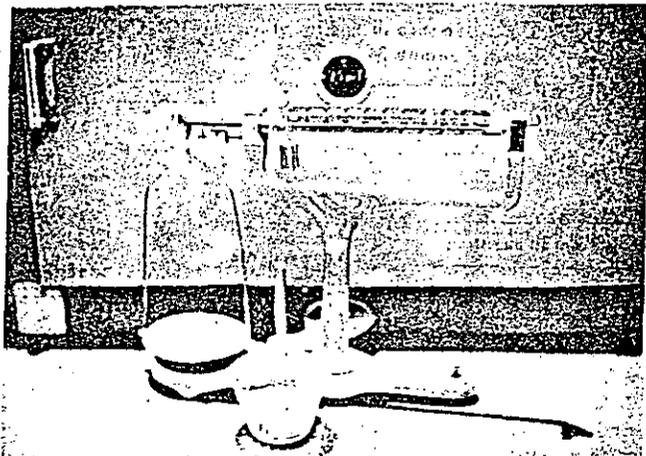
$$\gamma'_{sat} = \frac{S_s - 1}{1 + e} \gamma_w$$

PESO VOLUMÉTRICO



45

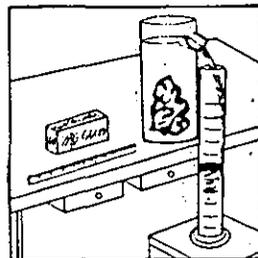
OBTENCION DEL PESO VOLUMETRICO



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.

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

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.

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

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

Algunos valores del peso específico

Tipo de suelo	Peso específico
Areña	2.65 - 2.67
Areña limosa	2.67 - 2.70
Arcilla inorgánica	2.60 - 2.80
Suelos con mica o fierro	2.75 - 3.00
Suelos orgánicos	< 2

Tabla 5

Para algunos materiales en los suelos el peso específico es:

Montmorilonita	2.20
Ilita	2.60
Cuarzo	2.66
Calcita	2.72
Clorita	2.80
Hematita	5.30
Mercurio	13.60
Plomo	11.30
Fierro	7.80
Agua	1.00
Hielo	0.92

TABLA 6

PESO ESPECIFICO DE LOS SOLIDOS

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 aligerar 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_{mws}

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

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

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.

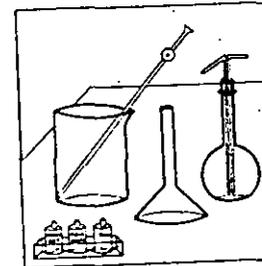
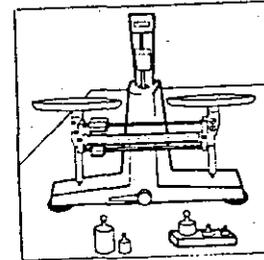
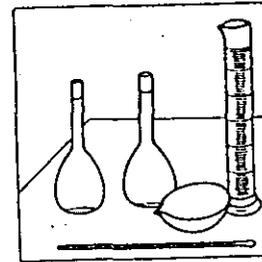
$$S_s = \frac{W_s}{W_s + W_{mw} + W_{mws}}$$

FIN

OBTENCION DEL PESO ESPECIFICO DE LOS SOLIDOS EN SUELOS FINOS

1. EQUIPO

- a) Matrazes calibrados con marca de aforo y 500 cm^3 de capacidad.
- b) Termómetro graduado de 0°C a 50°C , con 0.1°C de precisión.
- c) Cápsula de porcelana o vidrio refractario.
- d) Probeta graduada a 500 cm^3 de capacidad.
- e) Balanza con capacidad de 800 gr y precisión de 0.1 gr.
- f) Vaso de precipitado de 400 cm^3 de capacidad.
- g) Embudo de vidrio de conducto largo.
- h) Piseta y pipeta de 5 cm^3 .
- i) Solución para disolver grasas: mezcla crónica.
- j) Alcohol del 96° .
- k) Agua destilada.



donde:

$$S_s = S_s \cdot K$$

donde K: Corrección por temperatura.

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

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

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 fierro	2.75 - 3.00
Suelos orgánicos	< 2

Tabla 5

Para algunos materiales en los suelos el peso específico es:

Montmorilonita	2.20
Ilita	2.60
Cuarzo	2.66
Calcita	2.72
Clorita	2.80
Hematita	5.30
Mercurio	13.60
Plomo	11.30
Fierro	7.80
Agua	1.00
Hielo	0.92

TABLA 6

PESO ESPECIFICO DE LOS SOLIDOS

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 aligerar 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_{mw}

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

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

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.

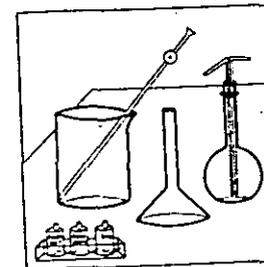
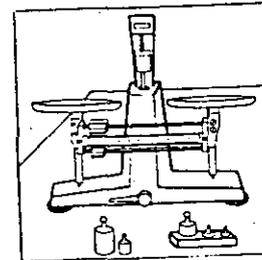
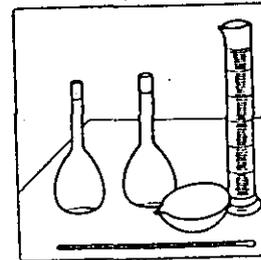
$$S_s = \frac{W_s}{W_s + W_{mw} + W_{mws}}$$

FIN

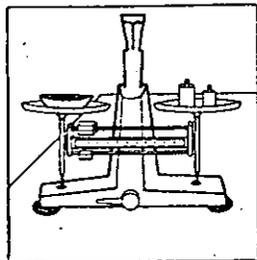
OBTENCION DEL PESO ESPECIFICO DE LOS SOLIDOS EN SUELOS FINOS

1. EQUIPO

- a) Matraces calibrados con marca de aforo y 500 cm³ de capacidad.
- b) Termómetro graduado de 0°C a 50°C, con 0.1°C de precisión.
- c) Cápsula de porcelana o vidrio refractario.
- d) Probeta graduada a 500 cm³ de capacidad.
- e) Balanza con capacidad de 800 gr y precisión de 0.1 gr.
- f) Vaso de precipitado de 400 cm³ de capacidad.
- g) Embudo de vidrio de conducto largo.
- h) Pisseta y pipeta de 5 cm³.
- i) Solución para disolver grasas: mezcla crónica.
- j) Alcohol del 96°.
- k) Agua destilada.

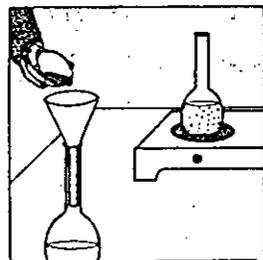


OBTENCION DEL PESO ESPECIFICO DE SOLIDOS

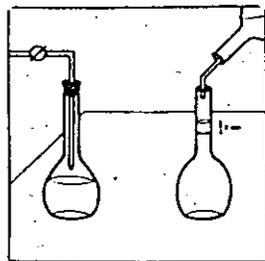


1. Conviene realizar la prueba con el contenido de agua natural que tenga el suelo, obteniéndose el peso de la muestra seca al finalizar la prueba.

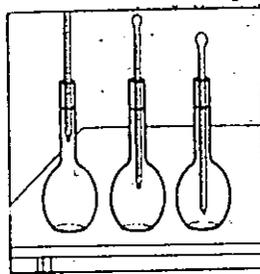
Pesar 500 gr del material que ha pasado la malla No. 4 en una cápsula.



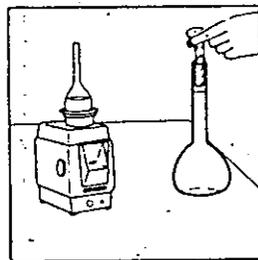
2. Poner alrededor de 300 cl de agua en el matraz.
3. Vaciar todo el material seco de la cápsula en el matraz.
4. Calentar el matraz.



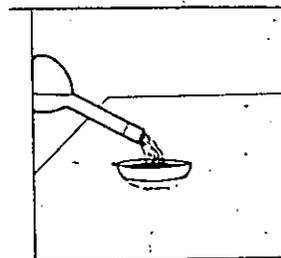
5. Aplicar vacío al matraz para extraer el aire no disuelto.
6. Agregar con cuidado agua destilada hasta 2 cm debajo de la marca de aforo.



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.

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} .

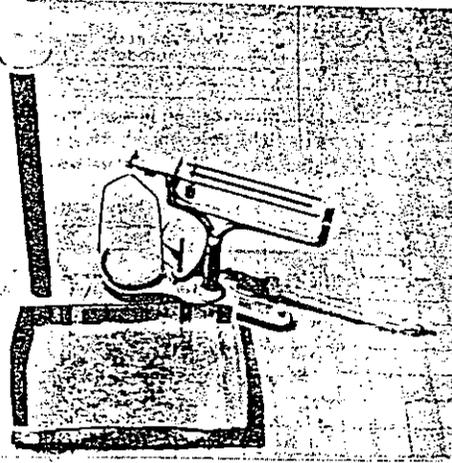
Se obtiene el porcentaje de absorción de la cantidad de agua absorbida y el peso seco. $W\% = \frac{W_{sh} - W_{sg}}{W_{sg}}$

Se obtiene el peso específico de las gravas.

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

FIN

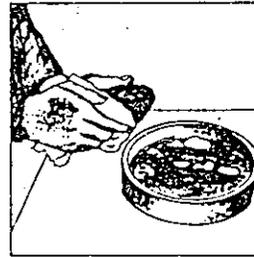
OBTENCION DEL PESO ESPECIFICO DE LAS GRAVAS



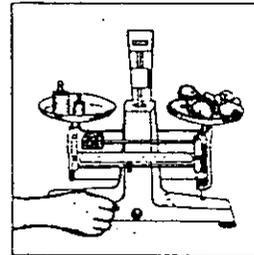
1. EQUIPO

- a) Charola
- b) Probeta graduada
- c) Balanza con precisión de 0.1 gr.

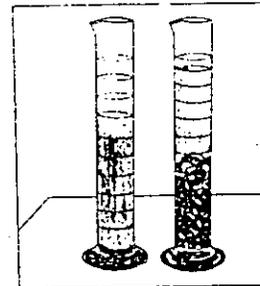
OBTENCION DEL PESO ESPECIFICO DE LAS GRAVAS



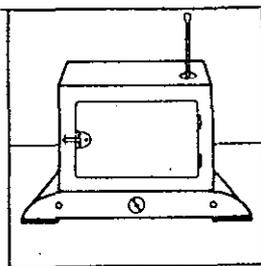
1. Se sumergen las gravas en agua durante 24 - horas para que se saturen; se sacan del agua y se secan superficialmente.



2. Se pesan las gravas saturadas y secadas superficialmente en las balanzas de precisión y se anotan en el registro como:
"Peso grava húmeda"



3. Se determina el volumen de las gravas, introduciéndolas en una probeta graduada que contenga un volumen conocido de agua, la diferencia en la lectura, será el volumen de las gravas.



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

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

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

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

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



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

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

TEMA III:

CLASIFICACION DE SUELOS

ING. CARMELINO ZEA CONSTANTINO

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 caolinitica, 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

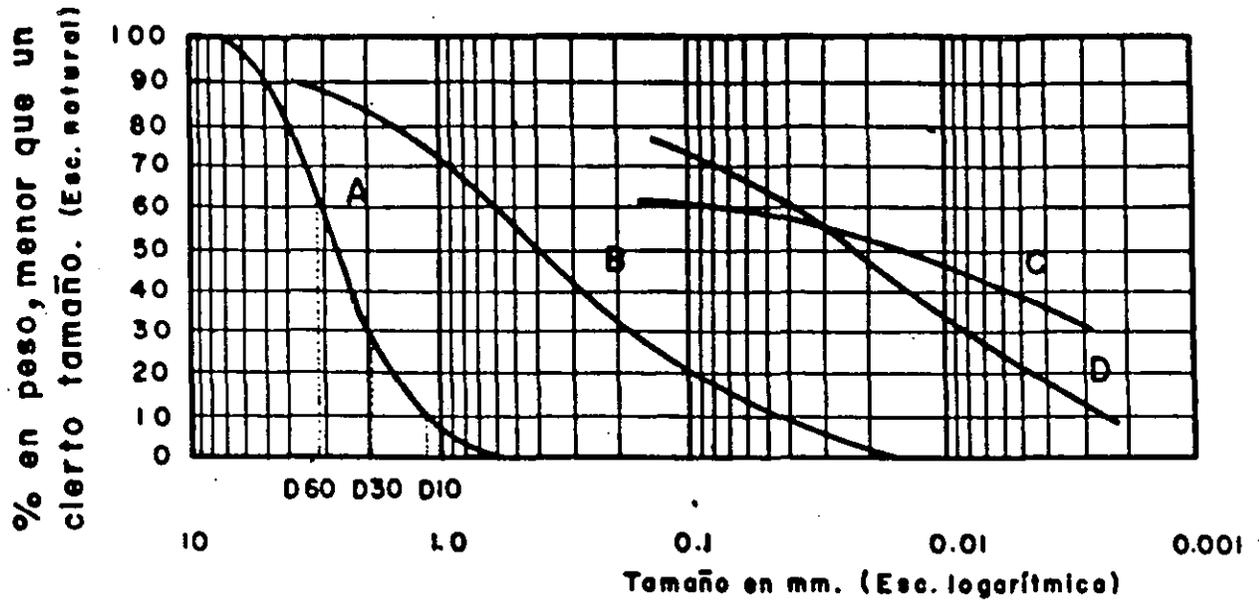


Figura 1 Curvas granulométricas de algunos suelos. A) Arena muy uniforme de Ciudad Cuauhtémoc, México. B) Suelo bien graduado, Puebla, México. C) Arcilla del Valle de México (curva obtenida con hidrómetro). D) Arcilla del Valle de México (curva obtenida con hidrómetro).

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

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

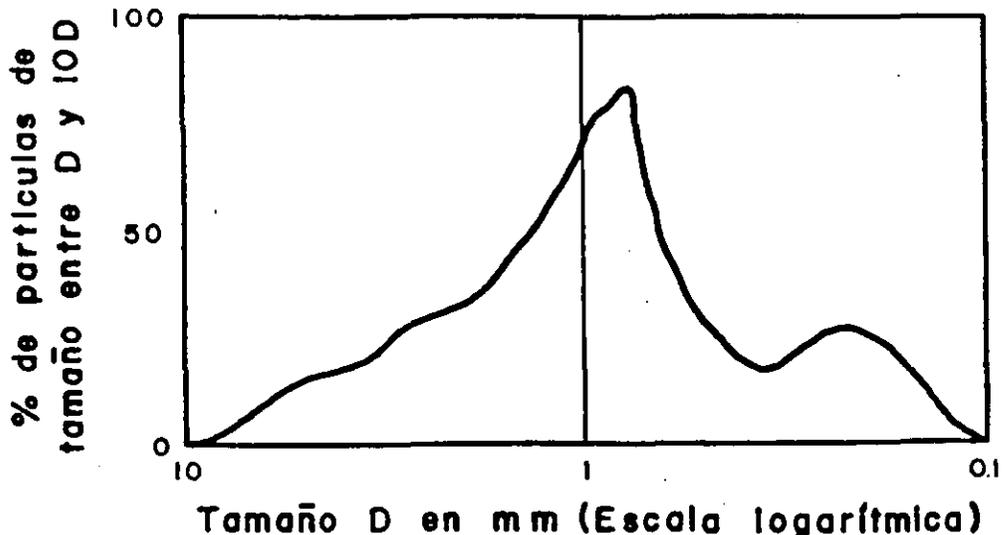


Figura 2 Histograma de un suelo.

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 afectaban 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 floculenta 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 sedimenten 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_s) 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 anotar lo 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_s). 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; anotarlos 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.



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

CLASIFICACION DE SUELOS
GRANULOMETRIA POR MALLAS

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

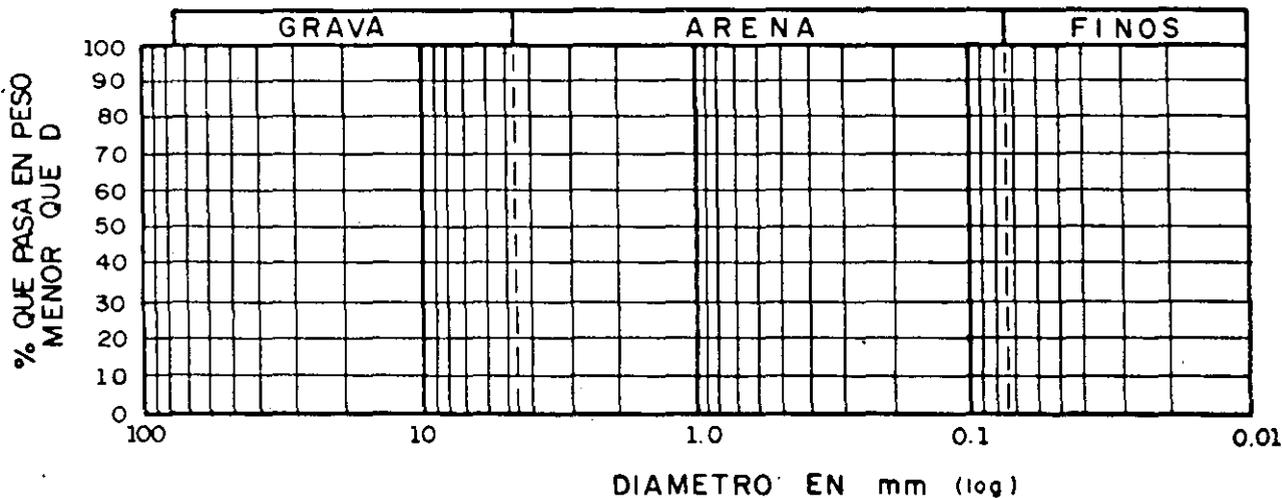
D₁₀ = _____ mm

D₃₀ = _____ mm

D₆₀ = _____ 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

I. INTRODUCCION

Quando 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 solicitaciones 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 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 cm, 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.

7.- 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 $200 \text{ g} \pm 20 \text{ g}$.
- f) Verificar las siguientes dimensiones de la herramienta de ranuración:

Ancho en el fondo: $2.00 \pm 0.05 \text{ mm}$.

Profundidad de la ranura: $8.0 \pm 0.1 \text{ mm}$

Ancho en la parte superior de la ranura: $11.0 \pm 0.2 \text{ mm}$.

IV.2. Límite líquido

- 1.- Se remolda 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.

- 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.- Pesar la pastilla de suelo para obtener peso seco.

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

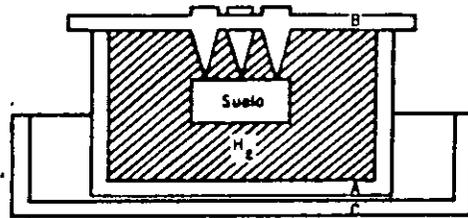


Figura A.1 Método de Terzaghi para la determinación del volumen de una muestra de suelo.

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.

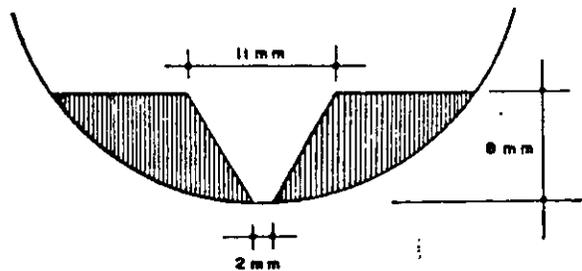


Figura 3 Dimensión de la ranura en la copa de Casagrande.

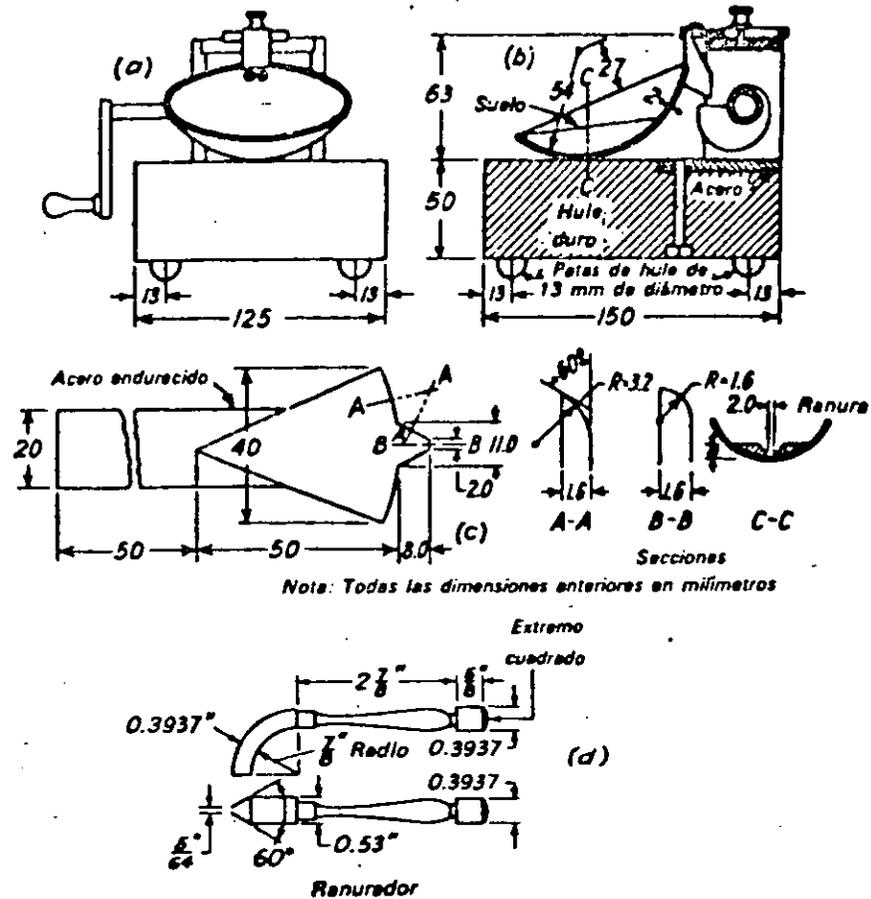


Figura 4 a) y b) Aparato mecánico para determinar el límite líquido. c) Ranurador de Casagrande. d) Ranurador estándar de la ASTM.

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 pasa la malla N° 40 abajo de la Línea A o bien que su índice de plasticidad sea menor que 4.

Grupos GC y SC

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:

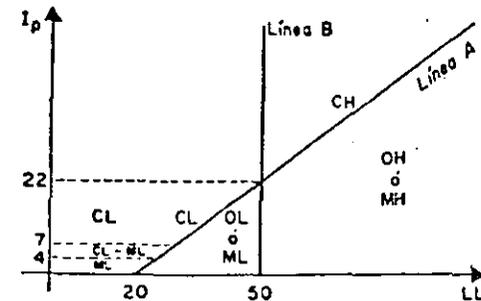
- Limos inorgánicos, de símbolo genérico M (del sueco *mo* y *mjala*).
- Arcillas inorgánicas, de símbolo genérico C (*clay*).
- Limos y arcillas orgánicas, de símbolo genérico O (*organic*).

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 feldespatos 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 y geológico 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 remoldado, 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, encajarlo 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 sitúe; 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. Extendiendo 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 pase 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 des-

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 de 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. Sobre pasado 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				SIMBOLOS DEL GRUPO (L)	NOMBRES TÍPICOS	INFORMACION NECESARIA PARA LA DESCRIPCION DE LOS SUELOS	CRITERIO DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO	
Fracciones de partículas mayores de 75 y 150 micras en partes iguales							Cálculo de la plasticidad (C _u) y del coeficiente de curvatura (C _c)	
GRANULAS Más de 75 micras de la fracción gruesa y más de 150 micras de la fracción fina. Para clasificación visual puede usarse (C _u) como criterio de clasificación.	Áreas gruesas en las muestras de las partículas y condiciones características de todos los tamaños intermedios	GW	Gravas bien graduadas, masas de grava y arena, con poco o nada de finas	<p>Para las series más pesadas (grava y arena) se debe proporcionar información sobre características, condiciones de humedad y características de drenaje.</p> <p>EJEMPLO Arena gruesa con grava, como un 20% de grava de partículas gruesas, 75-150 micras de 15 cm de tamaño máximo, arena gruesa fina de partículas intermedias de 0.075 a 0.25 mm, gravilla de 0.25 mm de tamaño máximo, 15% de finas no plastificadas de 0.075 a 0.0075 mm en estado seco, compactadas y tamizada en el lugar, arena gruesa, (SW)</p>	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$, mayor de 4; $C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} D_{60}}$, entre 1 y 3			
	Prevalencia de un tamaño o un tipo de tamaño, con ausencia de algunos tamaños intermedios	GP	Gravas mal graduadas, masas de grava y arena, con poco o nada de finas		No satisfacen todos los requisitos de graduación para GW			
	Fracción fina poco o nada plástica (Para identificación como grupo ML usual)	GM	Gravas finas, masas de grava, arena y limo		Límites de plasticidad arriba de la "línea A" o 1g mayor que 4			
	Fracción fina plástica (Para identificación como grupo CL usual)	GC	Gravas finas, masas de grava, arena y arcilla		Límites de plasticidad arriba de la "línea A" con 1g mayor que 7			
APENAS Más de 75 micras de la fracción gruesa y más de 150 micras de la fracción fina. Para clasificación visual puede usarse (C _u) como criterio de clasificación.	Áreas gruesas en las muestras de las partículas y condiciones características de todos los tamaños intermedios	SW	Áreas bien graduadas, arenas con grava, con poco o nada de finas	<p>Para las series más pesadas (grava y arena) se debe proporcionar información sobre características, condiciones de humedad y características de drenaje.</p> <p>EJEMPLO Arena gruesa con grava, como un 20% de grava de partículas gruesas, 75-150 micras de 15 cm de tamaño máximo, arena gruesa fina de partículas intermedias de 0.075 a 0.25 mm, gravilla de 0.25 mm de tamaño máximo, 15% de finas no plastificadas de 0.075 a 0.0075 mm en estado seco, compactadas y tamizada en el lugar, arena gruesa, (SW)</p>	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$, mayor de 6; $C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} D_{60}}$, entre 1 y 3			
	Prevalencia de un tamaño o un tipo de tamaño, con ausencia de algunos tamaños intermedios	SP	Áreas mal graduadas, arenas con grava, con poco o nada de finas		No satisfacen todos los requisitos de graduación para SW			
	Fracción fina poco o nada plástica (Para identificación como grupo ML usual)	SM	Arenas finas, masas de arena y limo		Límites de plasticidad abajo de la "línea A" o 1g mayor que 4			
	Fracción fina plástica (Para identificación como grupo CL usual)	SC	Áreas gruesas, masas de arena y arcilla		Límites de plasticidad arriba de la "línea A" con 1g mayor que 7			
PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION EN LA FRACCION QUE PARA LA MALLA #200								
LIMOS Y ARCILLAS Límite líquido mayor de 50	RESISTENCIA EN ESTADO SECO (Compresión de un espécimen)	DIATANCIA (Fracción de agua)	PLASTICIDAD (Comportamiento de un espécimen)	<p>Deve de informarse sobre características de grava y arena de la muestra, cantidad y tamaño máximo de las partículas gruesas, tipo del suelo, humedad, estado seco y gravilla, cuando sea aplicable, descripción preliminar y tamaño para partículas.</p> <p>Para las series más pesadas (grava y arena) se debe proporcionar información sobre características, condiciones de humedad y características de drenaje.</p> <p>EJEMPLO Limo grisáceo, café, ligeramente plástico, contenido de agua en estado natural es como mencionado, condiciones de humedad y drenaje.</p>	<p>EQUIVALENCIA DE SIMBOLOS</p> <p>G: Grava M: Limo O: Arenas gruesas P: Bien graduada L: Bien comportada S: Arena C: Arcilla R: Turba</p>			
	Muy o ligera	Regada o tanta	Nada		ML	<p>COMPARACION SUELOS A UNO LIMITE LIQUIDO LA LA TENACIDAD Y LA RESISTENCIA EN ESTADO SECO AUMENTAN CON EL INDICE PLASTICO</p>		
	Mucha o nada	Muy o muy tanta	Mucha		CL			
LIMOS Y ARCILLAS Límite líquido menor de 50	Ligera o media	Lenta	Ligera	OL				
	Ligera o media	Lento o nada	Ligera o media	MH				
	Alta o muy alta	Mucha	Alta	CH				
SUELOS TAMBIÉN ORGANICOS	Mucha o nada	Muy o muy tanta	Ligera o media	OH				
	Facilmente identificables por su color, olor, comportamiento y procedimiento por su testado físico			P _i	Turba y otros suelos altamente orgánicos			

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

Una gran cantidad de suelos con fracción fina de 40 partes por ciento o más de 0.075 mm.

Para fines de clasificación en el campo se usará la muestra compactada y se usará la muestra suelta para fines de descripción.

DIATANCIA
Descripción de la muestra

Después de quitar las partículas mayores que la malla No. 40, preparar una muestra de suelo compactada (aproximadamente 10 cm³) de la muestra suelta y una muestra suelta (aproximadamente 10 cm³) de la muestra compactada.

Colocar la muestra en la parte de la parte superior horizontalmente, preparar y preparar como se indica en el método. Una vez que se haya preparado la muestra suelta, se usará la muestra suelta para fines de descripción de la muestra suelta. Cuando se usen las muestras compactadas y se usen las muestras sueltas, se usará la muestra suelta para fines de descripción de la muestra suelta.

Los suelos sueltos más finos que la malla No. 40, se usará para fines de descripción de la muestra suelta.

RESISTENCIA EN ESTADO SECO
Características de comportamiento

Después de eliminar las partículas mayores que la malla No. 40, preparar una muestra de suelo compactada (aproximadamente 10 cm³) de la muestra suelta y una muestra suelta (aproximadamente 10 cm³) de la muestra compactada.

Una muestra suelta más fina que la malla No. 40, se usará para fines de descripción de la muestra suelta.

TENACIDAD
Características de comportamiento

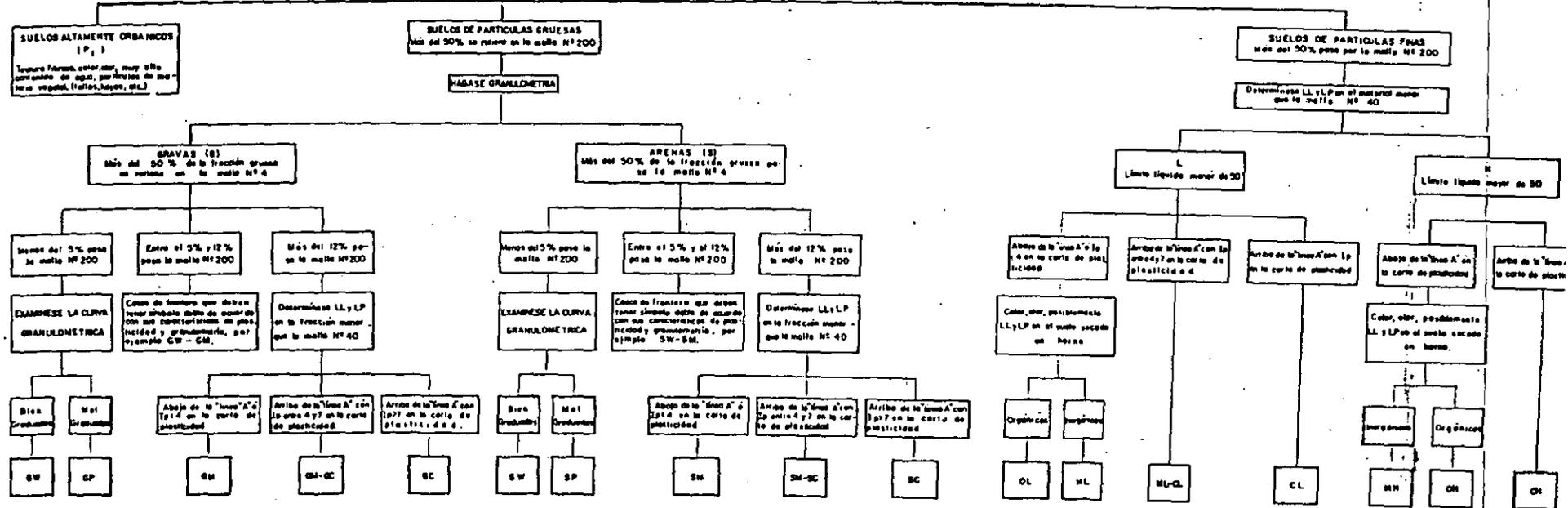
Después de eliminar las partículas mayores que la malla No. 40, preparar una muestra de suelo compactada (aproximadamente 10 cm³) de la muestra suelta y una muestra suelta (aproximadamente 10 cm³) de la muestra compactada.

Una muestra suelta más fina que la malla No. 40, se usará para fines de descripción de la muestra suelta.

Información de referencia - Los suelos que poseen las características de dos grupos se designan con la combinación de los dos símbolos. Por ejemplo GW-GC, mezcla de grava y arena bien graduada con contenido orgánico. Todos los símbolos de los nombres en este texto son los U.S. Standard.

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

HAGASE UN EXAMEN VISUAL DEL SUELO PARA DETERMINAR SI ES ALTAMENTE ORGANICO, DE PARTICULAS GRUESAS O DE PARTICULAS FINAS, EN LOS CASOS DE FRONTERA DETERMINESE LA CANTIDAD QUE PASA POR LA MALLA N° 200



NOTA - Las unidades de las mallas son de U.S. Estándar



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

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

TEMA IV:

COMPACTACION DE SUELOS

ING. CARMELINO ZEA CONSTANTINO

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

I. 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, $\omega\%$, 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, aun 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 $2/3$ 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 la 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.

PISIONES

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 adosadas, 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, tómesese 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 revítese 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, quítese el molde de la máquina de compresión y determínesele la altura (h_e), restando la altura total del molde la altura entre la cara superior del espécimen y el borde superior del molde; regístrese 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 cuchillo 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.
- 2) 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

- 1) 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 d

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

- 2) 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, cámbiense 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, suéltase 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, cámbiense 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

- 1) 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 atornillese.
- 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.
- 5) 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; después proporcionense 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 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 deformación 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 suelo 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 9 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 despues 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 despues 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 en 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 periodo 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 fue 30% 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 almacenan.

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~~ más favorables las características con que se presenta la resistencia en las 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.

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 está 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 relativamente 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 usó 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) fué más grande que para el molde de 6" (3.05). Se llegó a la conclusión de que el molde de 6" fué 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 lo 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 Ingenieria de Suelos en la Vías Terrestres", Volumen I. Ed. LIMUSA.

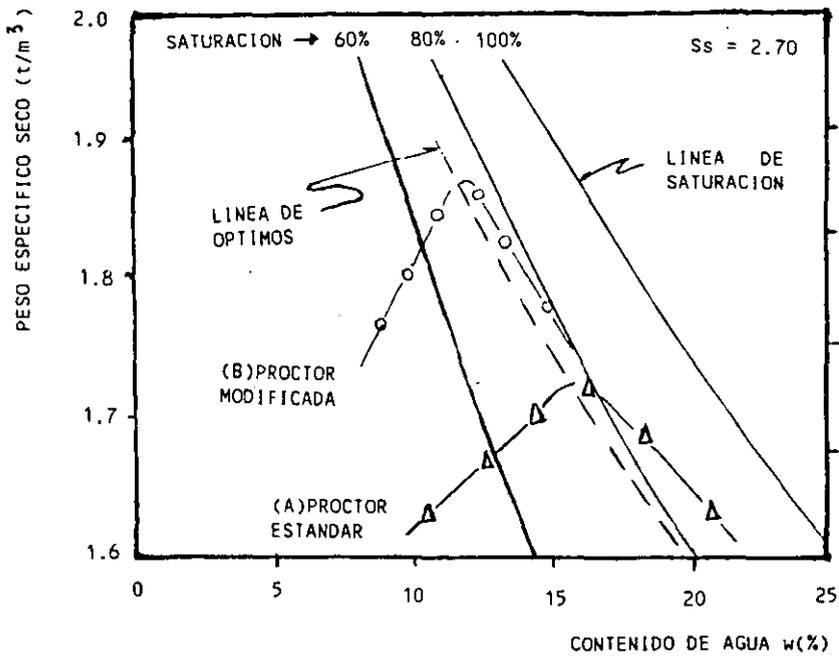


FIG 1. CURVAS DE COMPACTACION PROCTOR ESTANDAR Y PROCTOR MODIFICADA.

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	-

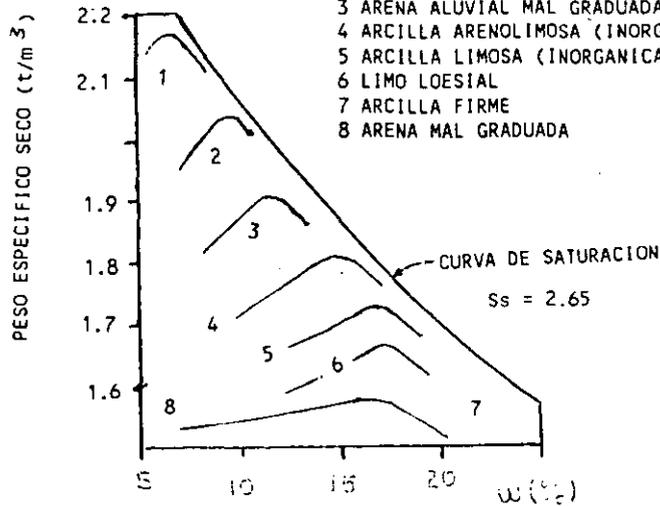


FIG 2 CURVAS CONTENIDO DE AGUA-PESO ESP. SECO, PARA 8 SUELOS COMPACTADOS MEDIANTE LA PRUEBA PROCTOR ESTANDAR.

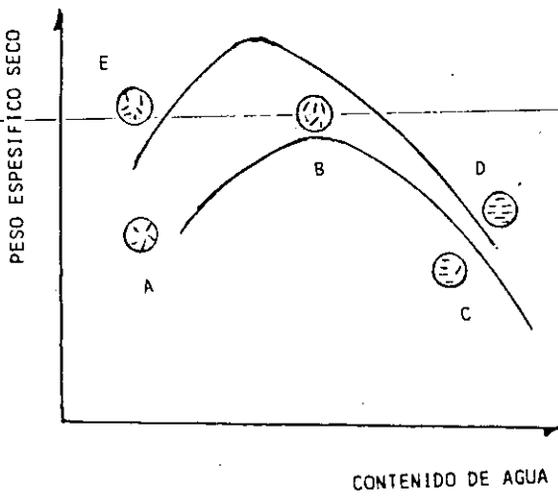
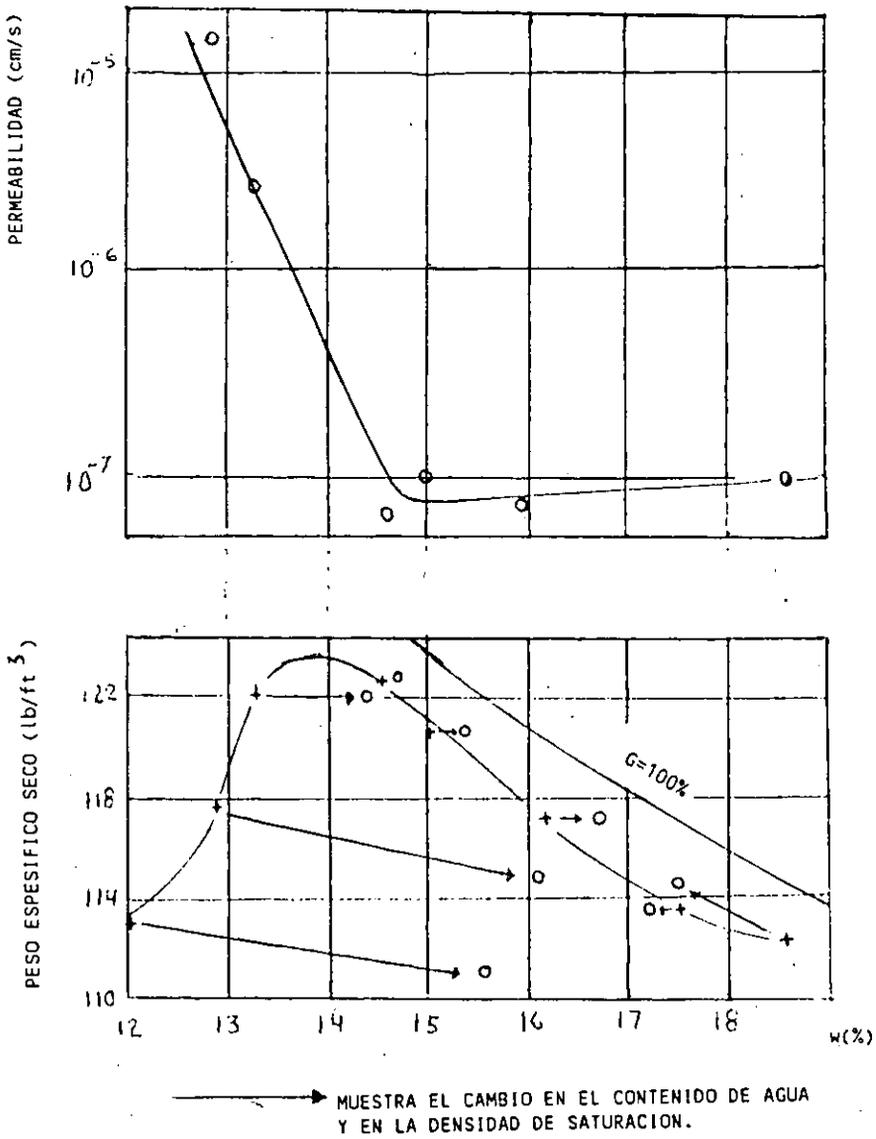
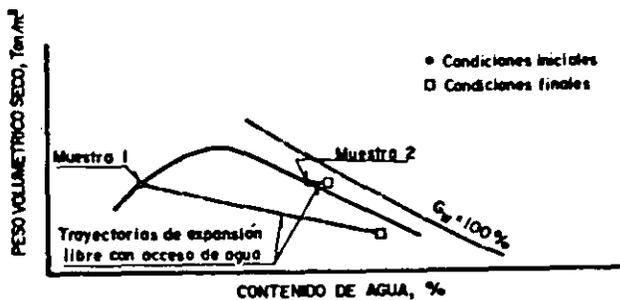


FIG 4 EFECTO DE LA COMPACTACION EN LA ESTRUCTURA DEL SUELO

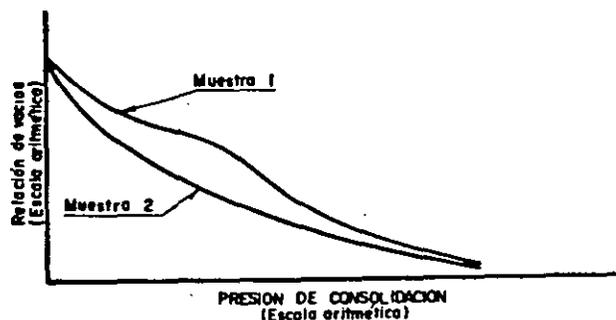


LAS PRUEBAS DE PERMEABILIDAD Y COMPACTACION
 ESTAN HECHAS EN ARCILLA ARENOSA DE JAMAICA.

FIG 5 CAMBIO EN LA PERMEABILIDAD AL VARIAR EL CONTENIDO
 DE AGUA DE LA MUESTRA EN EL MOLDE.



a) Condições de compactação e trajetórias de expansão livre



b) Curvas relação de vazios-pressão

Figura 7. Compresibilidade e expansividade de um solo argiloso compactado a uma mesma relação de vazios com conteúdos de água a ambos lados ótimo

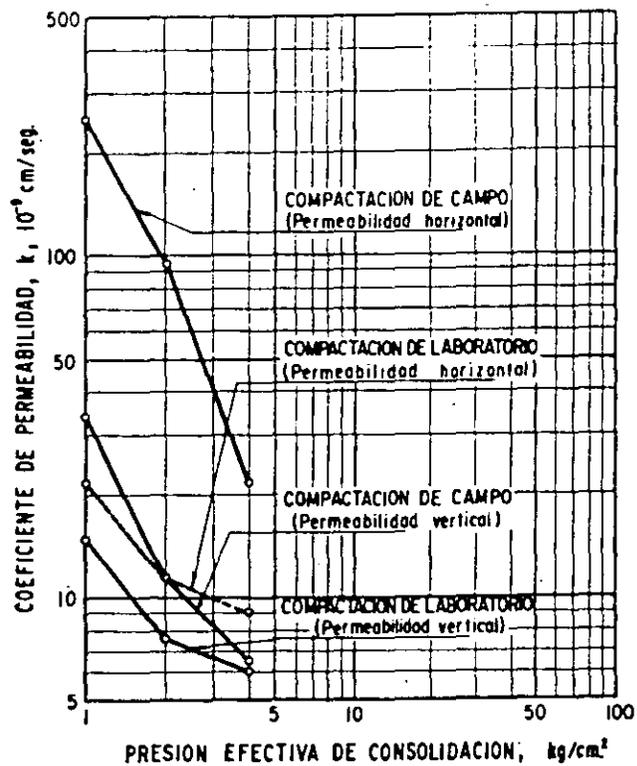


Figura 8. Diferenças de permeabilidade vertical e horizontal em amostras compactadas em el campo y en el laboratorio

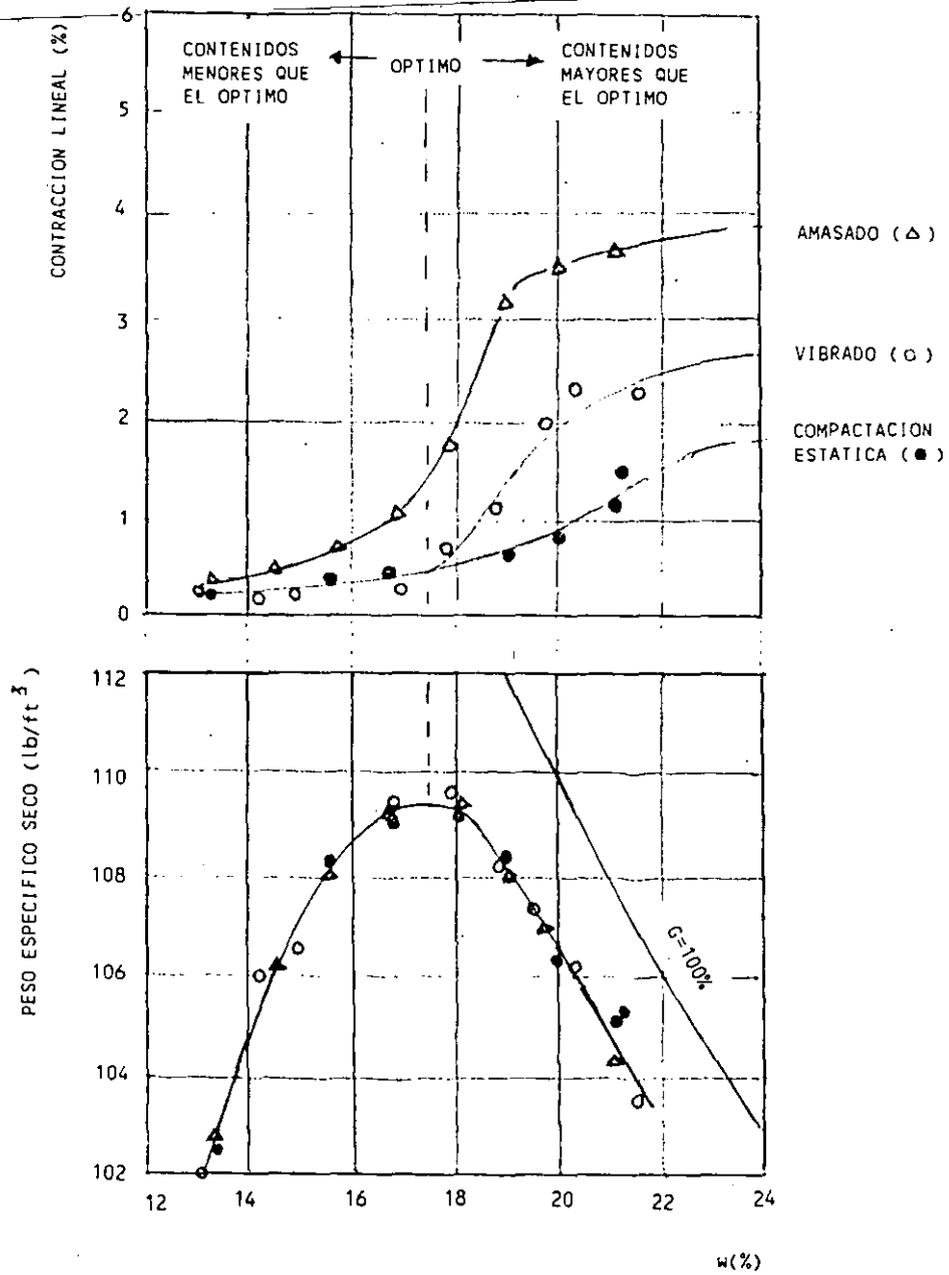
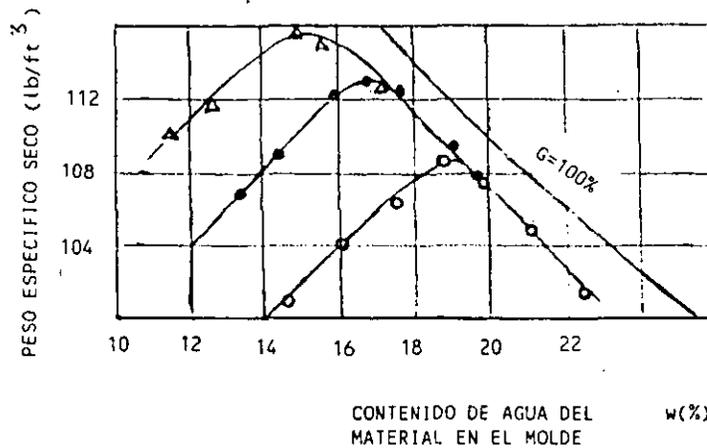
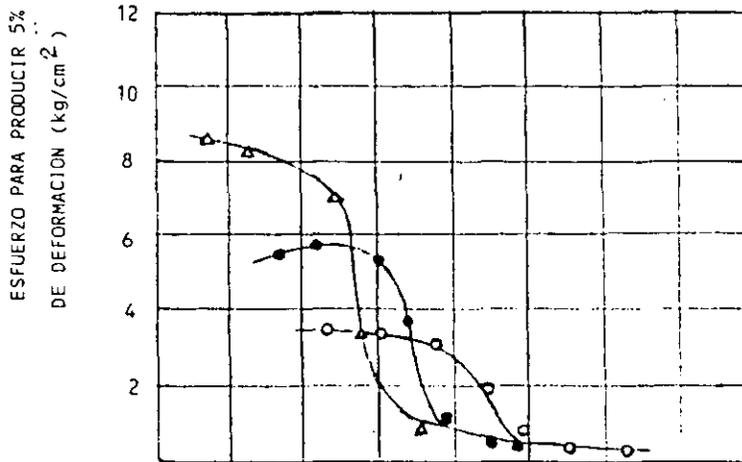
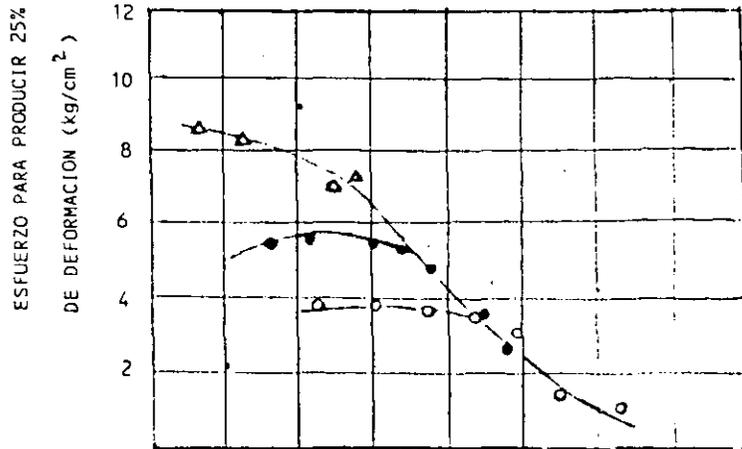


FIG 9 LA CONTRACCION ES FUNCION DEL CONTENIDO DE AGUA Y EL TIPO DE COMPACTACION.

PRUEBA NO CONSOLIDADA NO DRENADA
 PRESION DE CONFINAMIENTO = 10 kg/cm²



NUM. DE CAPAS	NUM. GOLPES CAPA	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.

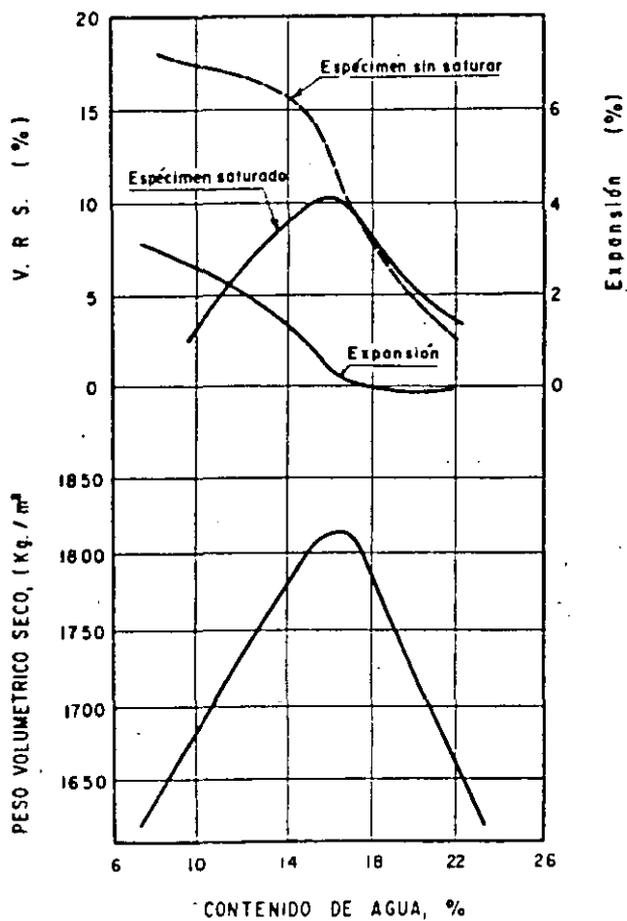


Figura 11 Variación del V. R. S. de una arcilla limosa con la compactación

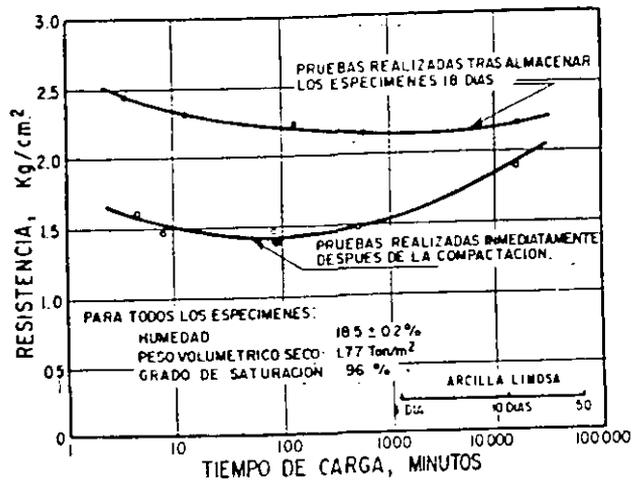


Figura 12 Efectos de tiempo en la resistencia de una arcilla limosa con alto grado de saturación

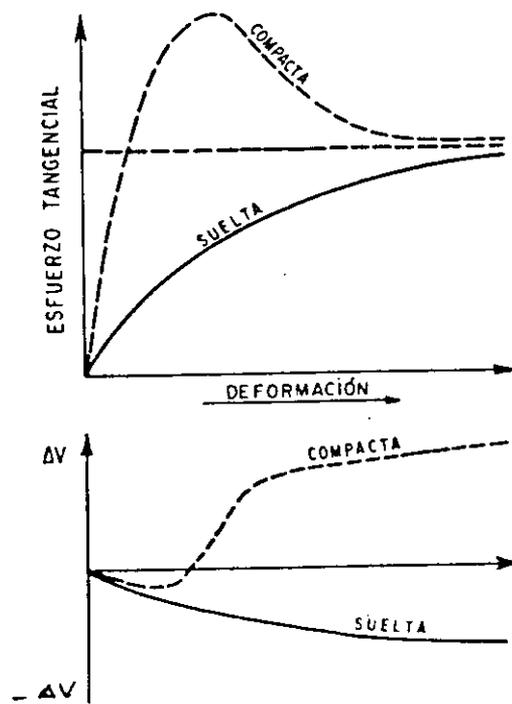


Figura 13 Diferencias de comportamiento entre una suelta y una compacta

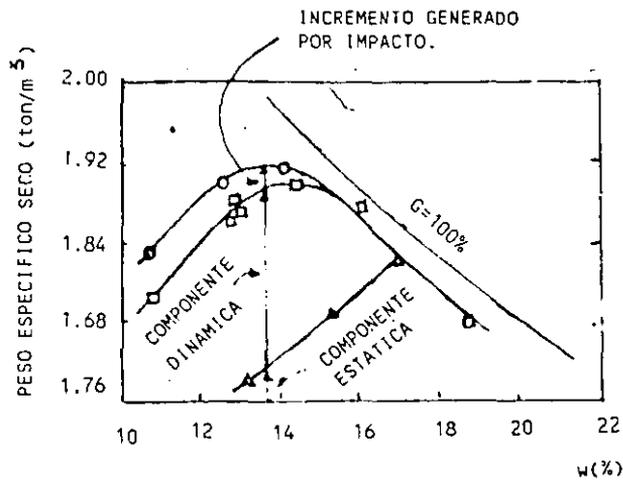


FIG 15 RESULTADOS DE LA COMPACTACION DE ARENA LIMOSA EN CAPAS DE 30 cm, CON Y SIN VIBRACION USANDO UN RODILLO VIBRATORIO REMOLCADO DE 7700 kg.

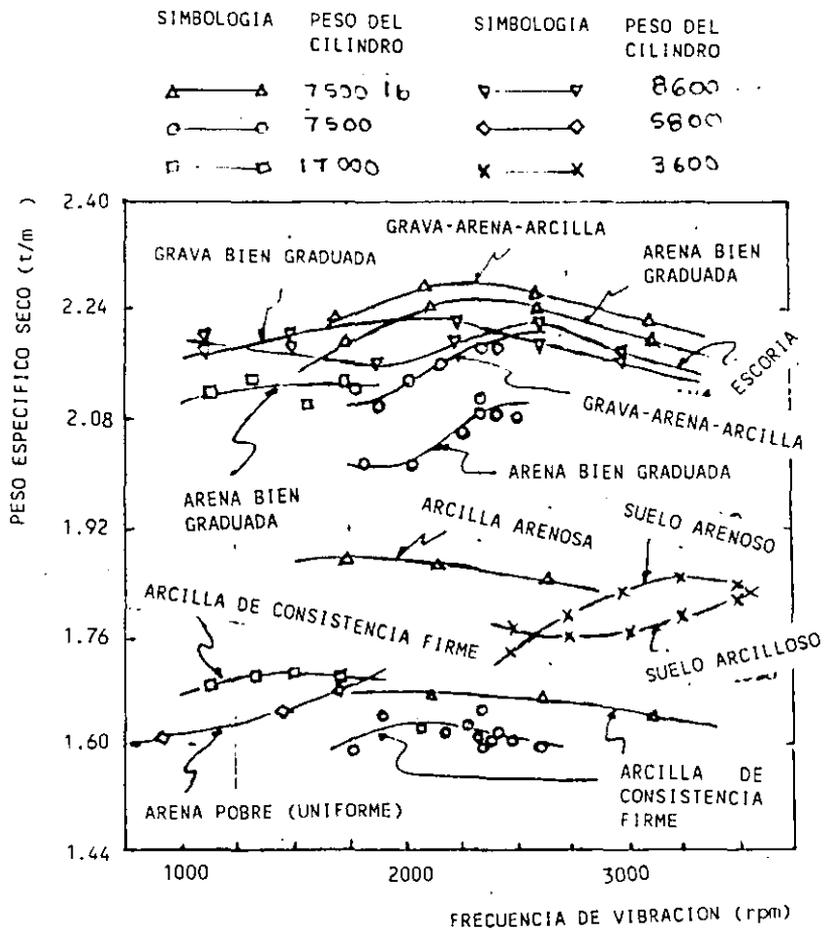


FIG 16 VARIACION DE LA COMPACTACION AL CAMBIAR LA FRECUENCIA DE VIBRACION USANDO UN RODILLO LISO VIBRATORIO.

CONDICIONES QUE INFLUYEN EN LOS RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE COMPACTACION DE SUELOS

Manuel J. MENDOZA L.

Instituto de Ingeniería U.N.A.M.

RESUMEN Se analizan las diversas condiciones experimentales que influyen en los resultados de los ensayos de compactación en el laboratorio. Se trata primordialmente lo referente a los suelos cohesivos, enfatizando la objetividad y representatividad de las pruebas de laboratorio, en relación a la compactación de campo. Se presentan resultados de propiedades mecánicas de suelos cohesivos compactados que se ven modificadas por el procedimiento de compactación.

1. INTRODUCCION

1.1 Antecedentes

Las vías terrestres, como cualquier otra obra térrea que construye el hombre como infraestructura para su servicio y bienestar, deben mostrar un comportamiento mecánico acorde a las necesidades para las que fueron construidas. Para proporcionarles a los suelos que constituyen esas obras las características deseables, siempre surge la compactación como el medio de estabilización y mejoramiento más adecuado y barato.

La compactación es posiblemente la actividad geotécnica más antigua que ha realizado el hombre; en el principio, mediante su propio paso o el de animales en brechas y bordos. Sin embargo, no fue sino hasta la década de 1930, con los artículos publicados por Proctor, cuando se establecieron de manera consciente las bases experimentales de la relación peso volumétrico seco, γ_d - contenido de agua de compactación, w_c - energía de compactación, E_c . De ese entonces a la fecha se han realizado numerosos estudios de campo y laboratorio con suelos compactados, cuya naturaleza trifásica determina un comportamiento mecánico complejo; la interacción entre fases en los suelos cohesivos compactados se complica todavía más por el tamaño y mineralogía de sus partículas. La mayoría de esos estudios han aportado conocimientos acerca del *qué*, estableciendo relaciones fenomenológicas entre propiedades tales como la resistencia cortante, compresibilidad y permeabilidad y por la otra, la relación $\gamma_d - w_c - E_c$. Asimismo se ha avanzado primordialmente en el *cómo*, desarrollándose equipo de construcción con gran diferencia en peso, mecanismo de compactación, tracción e incluso grados de automatización y control de la operación; por su parte, el equipo de laboratorio se ha mecanizado y se han desarrollado medios para compactar por amasado y vibración, acciones éstas más apegadas a la operación de campo con ciertos equipos y materiales. La comple-

jididad antes citada de estos suelos aunada a su diversidad y variabilidad en la naturaleza, son los motivos por los que son reducidos los estudios que explican los *por qué*. Las investigaciones a nivel microscópico podrían eventualmente dar respuestas explicativas en el futuro mediano, con base en la observación y caracterización de la estructura e interacción de sus componentes bajo esfuerzos externos.

La situación anterior ha llevado a una práctica cotidiana de la compactación con cierta componente empírica, perdiéndose en ocasiones el concepto de la compactación como medio para alcanzar ciertas propiedades ingenieriles deseadas, por el erróneo de la compactación por sí misma.

1.2 Objetivos

Se analizan en este trabajo las diversas condiciones que influyen en los resultados de los ensayos de compactación en el laboratorio. Tales pruebas se tratan ya sea como el medio para establecer las propiedades deseadas de cierto suelo y sus parámetros de diseño para un problema dado, o bien como la operación para ejercer el control de calidad de cierta obra; se enfatiza el primer aspecto, revisando lo relativo a la representatividad de los ensayos de laboratorio.

La mayor parte de este trabajo se refiere a los materiales térreos compactables, de acuerdo con la norma mexicana (ref 1), y de éstos los que poseen un porcentaje apreciable de suelos finos, lo que les proporciona un comportamiento cohesivo. Tales suelos podrían presentarse en el cuerpo de terracerías o bien en la capa sub-rasante de vías terrestres.

2. REPRESENTATIVIDAD DE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO

2.1 Principio de representatividad

Un principio básico general de los ensayos de laboratorio es que el material de prueba sea lo más semejante en características mecánicas al material del prototipo y que además, se vea sometido a equivalentes acciones externas tales como esfuerzo aplicado o gradiente hidráulico de la obra real. En lo que se refiere a la compactación de suelos, esta representatividad se ha intentado dar por impactos o presión estática, primero, y por amasado o vibración, o bien con alguna combinación de estos procedimientos, en años más recientes.

2.2 Tipos de compactación y su representatividad

El procedimiento de impactos sistematizado por Proctor vio pronto la aparición del procedimiento de presión estática propuesto por Porter, iniciándose así una discusión que todavía persiste entre quienes defienden la técnica de impactos que permite definir con facilidad la energía de compactación y aquellos que consideran que la aplicación de presión estática es más simple y rápida, y por tanto, un ensayo más conveniente.

La mayor parte de los estudios (refs 2 y 3) realizados al respecto, se han enfocado a la comparación de los pesos volumétricos secos máximos y de los contenidos óptimos de agua de distintos suelos, en ambas pruebas de compactación en el laboratorio. De esta manera se ha podido verificar que los valores de $\gamma_{d,max}$ resultantes de los ensayos Proctor

SOP y Porter SOP son comparables y parece existir una relación confiable entre ellos. En general se puede señalar que un suelo cuyo producto " I_p ($\% < 200$)" es alto, se compacta más eficientemente por medios estáticos que por impactos y viceversa.

Sin embargo, la discusión de estos tipos de compactación con base sólo en el $\gamma_{d,max}$ que alcanzan en cada una de ellas, excluye a las propiedades mecánicas generadas por uno y otro tipo de densificación. Unos resultados que muestran la importancia de esta consideración son los presentados en la ref 4 y que se resumen en la Tabla I. Al compactar 15 especímenes de cada suelo y con cada tipo de compactación, en los que se reprodujeron el mismo peso volumétrico seco y semejante contenido de agua, se obtuvo que los valores relativos de soporte en condiciones saturadas de los especímenes compactados estáticamente, fueron prácticamente del doble de los densificados por impactos.

La consideración de la cabal representatividad de un ensayo de compactación de laboratorio, es de particular importancia para especificar racionalmente la compactación de campo; no así para el control de calidad de la misma, para cuya realización se pueden emplear incluso otras técnicas indirectas.

Tabla I. Comparación de los valores relativos de soporte para suelos compactados estáticamente y por impactos (Ref 4)

Suelo	w_L %	I_p	% que pasa Malla 200	V R S			
				IMPACTOS		P. ESTÁTICA	
				\bar{X}	CV	\bar{X}	CV
1	38	18	29	11.1	7.6	21.8	4.2
2	43	20	74	12.4	5.6	22.1	1.8
3	40	20	90	11.7	6.5	22.5	1.9

\bar{X} = valor promedio

CV = coeficiente de variación

Por otra parte, al compararse entre sí dos tipos de compactación de laboratorio y al no establecer ninguna relación con los resultados de la compactación de campo, se desvirtúa o no se atiende al principio de que "... las pruebas de laboratorio sólo se justifican en términos de su representatividad de los procesos de campo que producen", ref 5; así pues, persiste la pregunta acerca de cuál tipo de compactación de laboratorio representa más fielmente la compactación que ejercen los equipos modernos de compactación en el campo.

La representatividad de las pruebas de impactos se ha puesto en duda, ya que ante la acción dinámica del impacto, las paredes rígidas del molde ejercen cierto confinamiento y con ello restricciones al desplazamiento lateral de las partículas, lo cual no ocurre en el campo por el reducido confinamiento superficial.

Por otra parte, la compactación estática basa su densificación primordialmente en el acercamiento relativo y uniforme de los granos, grumos o partículas en la dirección de la compresión, con mínimo desplazamiento lateral. Por el bajo confinamiento antes citado, sobre todo en las primeras pasadas de un equipo de compactación en el campo, los componentes del suelo sufren desplazamientos laterales de importancia, ya que como se explica en el mecanismo de indentación de Prandtl del cual se derivó la solución de Terzaghi al problema de capacidad de carga, la penetración origina desplazamiento de las porciones contiguas laterales.

Las consideraciones simples antes expuestas no apoyan a la compactación por presión estática y al parecer su permanencia de uso, sólo se justifica por la sencillez de su realización y la costumbre establecida; la objetividad de su estandarización para definir el óptimo podría incluso objetarse.

Para el caso de los suelos cohesivos se ha reconocido el hecho de que la compactación por amasado en el laboratorio reproduce más fielmente la estructura de un suelo densificado con rodillos pata de cabra o rodillos neumáticos. En efecto, en un estudio efectuado por

el Cuerpo de Ingenieros (E.U.A.) y reportado en una cuidadosa investigación de la Universidad de Harvard (ref 6) se hicieron comparaciones de diversos procedimientos de laboratorio con la compactación en el prototipo. La compactación a plena escala se efectuó tan to con rodillos pata de cabra (33 kg/cm^2 , 8 pasadas, capas de 20 cm) como con rodillos neumáticos ($11,350 \text{ kg}$ por eje, 4 pasadas, capas de 30 cm). La curva de compactación de campo se muestra en la Fig. 1; en ésta también se incluyen los resultados de las compactaciones Proctor estándar por impactos y Harvard miniatura por amasado. Pudo comprobarse que la compactación por amasado con 30 pisonadas de 9 kg cada una, a cada una de las 10 capas con que se forma el pequeño espécimen cilíndrico ($h = 71.6 \text{ mm}$, $d = 33.3 \text{ mm}$) arrojó una curva de compactación prácticamente igual a la de campo. Esta comparación también adolece de considerar sólo los γ_d , aunque en este caso al menos se cubre toda la curva de compactación y no sólo el $\gamma_{d,max}$; la verificación se realizó años más tarde (ref 7), al comparar las características esfuerzo-deformación de materiales de la presa Canyon en condiciones intactas y remoldeadas-recompactadas.

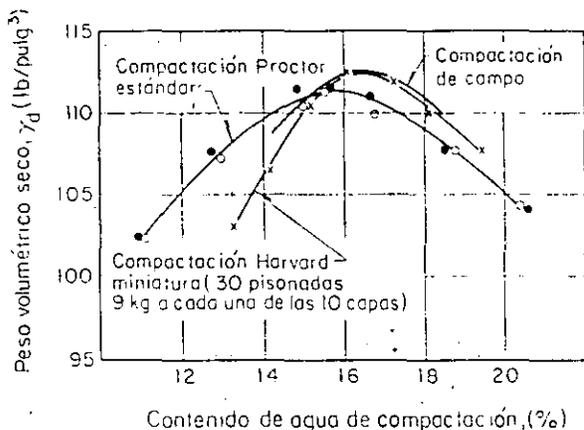


Fig. 1 Comparación de curvas de compactación de laboratorio y campo (ref 6)

2.3 Compactación por amasado

Con excepción del procedimiento de Hveem, la técnica de amasado ha tenido un campo de aplicación limitado en la tecnología de vías terrestres. Por lo antes señalado, se estima conveniente revisar algunos motivos de tal exclusión, así como proponer algunos elementos que faciliten su empleo.

La mayor limitación del procedimiento de amasado Harvard miniatura (ref 8) es el referente a su tamaño muy pequeño, lo que determina que sólo sea útil para suelos finos francos con porcentajes reducidos de tamaño no mayores a la abertura de la malla 4; como se verá más adelante, aun con esos tamaños de gránulos o grumos se pueden tener efectos de esca-

la y de pared. Para los materiales compactables de sub-rasante con tamaños que pueden alcanzar los 7.5 cm, el molde de 3.33 cm de diámetro es imposible de usar. Existen otros equipos disponibles en el mercado extranjero que permiten compactar por amasado especímenes de tamaños mayores, aunque no como para incluir las gravas de 7.5 cm; su mecanismo es complicado y de costo alto.

En investigaciones recientes (ref 9) realizadas en el Instituto de Ingeniería, UNAM, se ha desarrollado un compactador neumático-mecánico que permite densificar por amasado especímenes de hasta 15 cm de diámetro, de manera sencilla y mediante un equipo simple, Fig. 2; de esta manera se pueden incluir gravas hasta de 2 cm.



Fig. 2 Vista del compactador neumático-mecánico

El principio de operación es el mostrado en la Fig 3, en donde se indica que la presión neumática constante actúa sobre un diafragma ahulado (bell-o-gram), el que le ejerce al pisón una fuerza igual al producto de su área por la presión; dicha fuerza se aplica al suelo cuando éste reacciona al compactarlo. Dependiendo del tamaño del molde por preparar, Fig 4, el compactador puede accionarse manualmente o se puede montar en una prensa de cremallera, lo que permite ejercer fuerzas relativamente altas con un moderado esfuerzo del operador.

En la Fig 5 se muestra la aplicación sucesiva de pisonadas de los compactadores neumáticos, en comparación con uno de resorte tipo Harvard-Wilson; en las ordenadas se indica la fuerza registrada por una celda instrumentada dispuesta bajo el molde de compactación

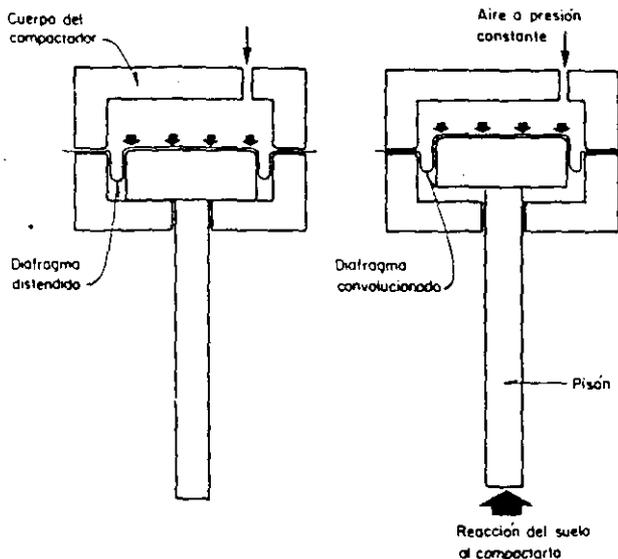


Fig. 3 Principio de operación de los compactadores neumáticos

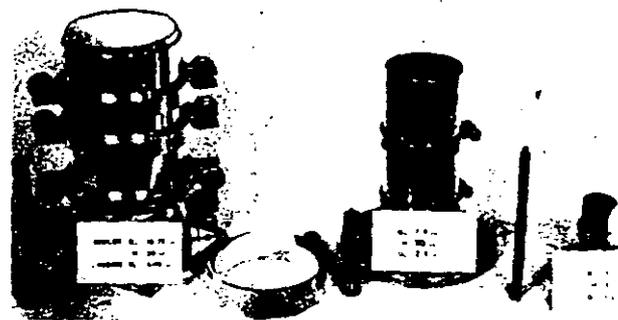


Fig. 4 Vista de moldes y pisones de compactación de diferentes tamaños

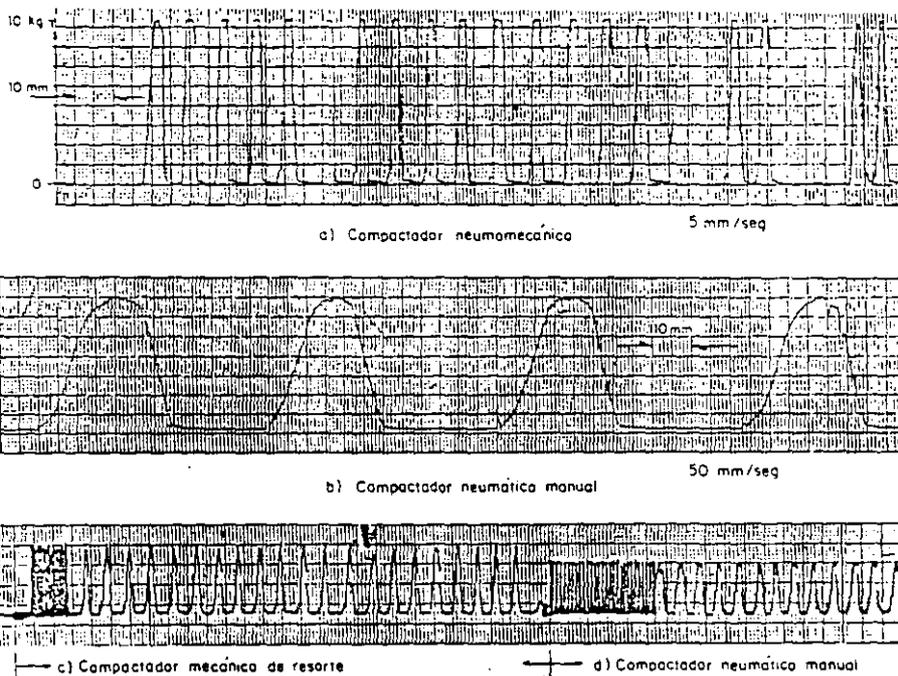


Fig. 5 Registros de la aplicación de pisonadas a través del tiempo de diversos compactadores

y en las abscisas, el tiempo transcurrido. Puede notarse que la carga se aplica más uniformemente con los compactadores neumáticos que con el de resorte. Nótese también, Fig 5a, que el neumático mantiene la carga máxima una fracción mayor de tiempo que el de resorte, Fig 5c; el primero determina formas trapeciales, mientras que en el último, son triangulares.

2.4 Compactación por vibración

El autor no posee resultados de ensayo de compactación por medios vibratorios. P. no haber una norma al respecto en SCT, que existen sin duda capas como la base de un camino o la de balasto en una vía férrea constituidas por suelo granular, en caso de una prueba en el laboratorio con medios vibratorios resultaría la más representativa.

3. SUELOS ENSAYADOS

Se proporciona en la Tabla II una breve descripción de los suelos en estudio (ref 10), de los que se presentan algunos resultados en incisos posteriores. El material ensayado fue secado previamente al ambiente, homogeneizado y almacenado; a esta condición le corresponde el w_i de partida para cada ensaye.

4. MOLDES, GRANULOMETRIA DE AGREGADOS Y PISONES

4.1 Forma de los moldes

Atendiendo al enfoque de que no sólo son convenientes las determinaciones de γ_d y w_c , el uso de un molde cilíndrico de compactación con proporción conveniente de diámetro a altura, es muy recomendable para poder ensayar el espécimen integral en alguna prueba que defina su comportamiento esfuerzo-deformación; de esta manera se evita el labrado de especímenes. En los ensayos de laboratorio efectuados en el II-UNAM se ha empleado para suelos finos un molde de 3.6 x 8.5 cm, en el que se pueden compactar especímenes por impactos, amasado o presión estática, para someterlos después a compresión no confinada o triaxial.

4.2 Granulometría previa a la preparación para la compactación

Con frecuencia se procede a secar el material proveniente de un banco de préstamo, antes de agregarle agua para su posterior compactación.

El secado previo genera un alto porcentaje de grumos y asociaciones de partículas, sobre todo en materiales francamente arcillosos. De esta manera, la fracción gruesa de los suelos por compactar puede estar constituida por grumos, aun cuando sus partículas constituyentes sean menores de la abertura de la malla 200. Terzaghi hizo notar (ref 11) hace tiempo la importancia de estos grumos en el comportamiento de los suelos cohesivos; señaló que las partículas por sí mismas no son necesariamente las determinantes de las propiedades del material, sino más bien las asociaciones de ellas formando agregados o paquetes.

En la Tabla III se incluyen para cada suelo en estudio tanto la granulometría de las partículas a partir de w_n , determinada por hidrómetro (vía húmeda), como la granulometría del suelo con w_i y agrumado inmediatamente antes de la preparación para la compactación, obtenida por mallas (vía seca). Con excepción de la arena cuarzosa SP-San Roque, los materiales restantes acusan el efecto del secado.

En el inciso siguiente se mostrarán resultados que apoyan las apreciaciones de Terzaghi, así como otros a los que contribuye el tamaño del molde.

4.3 Efecto del tamaño de los granos y los grumos

Se ha observado (ref 9) que en mezclas de gravas o arena con fracción fina de suelos se modifican apreciablemente los valores de

Tabla II. Identificación de los Suelos Ensayados

Clasificación y Suelo	Descripción y Origen	Proporciones en la Composición Mineralógica	Contenidos de agua, en %	C. Proctor Estándar $\gamma_{d,max}$ (g/cm ³)	w_{opt} (%)
SM-San Vicente	Material areno-limoso proveniente de lomeríos suaves formados por tobas volcánicas y localizados al oriente del Distrito Federal sobre la carretera México-Tezcoco	Mayor : Feldespatos Media : Montmorilonita y haloisita Trazas: Cristobalita y anfíbola	$w_n = 30.0$ $w_i = 14.2$ $w_L = 32.9$ $I_p = 6.5$	1.44	28.2
SC - Chicoasén	Material areno-arcilloso proveniente del préstamo "La Costilla" usado para el núcleo impermeable de la presa Chicoasén. Se trata de lutitas alteradas y redispersadas	Mayor : Cuarzo Media : Clorita Trazas: Mica, Montmorilonita, feldespatos y calcita	$w_n = 10.0$ $w_i = 4.2$ $w_L = 30.7$ $I_p = 10.2$	2.00	12.7
MH - Necaxa	Material limo-arcilloso residual proveniente de la descomposición de basalto en la ladera derecha de la presa Necaxa, Pue.	Mayor : Metahaloisita y haloisita hidratada. Media : Hematita, Cuarzo Trazas: Magnetita, ilmenita	$w_n = 51.6$ $w_i = 7.2$ $w_L = 74.0$ $I_p = 23.7$	1.24	41.0
CH - La Peña	Material arcilloso proveniente de un depósito aluvial cercano a la boquilla de la presa La Peña, Hgo.	Mayor : Montmorilonita Media : Feldespatos Trazas: Cristobalita, cuarzo	$w_n = 21.6$ $w_i = 19.4$ $w_L = 69.4$ $I_p = 38.3$	1.37	34.5

w_n = Contenido natural de agua (in situ)

w_i = Contenido inicial de agua (antes de añadirle agua para la compactación)

Tabla III. Granulometría de partículas (1) y del suelo por compactar (2).

[Se indica el porcentaje que pasa en peso]

Malla No.	SM-San Vicente		SC-Chicoasén		MH-Necaxa		CH-La Peña		SP-San Roque	
	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
4	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
10	91	88	74	60	100	72	100	65	65	65
20	76	73	44	24	100	44	100	41	24	24
40	57	53	32	12	100	19	99	23	8	8
60	46	41	29	8	100	9	98	14	4	4
100	36	30	27	6	100	6	95	7	1	1
200	25	17	26	4	98	2.5	90	4	0	0
<2u	4.5	-	7.3	-	46	-	46	-	0	0

γ_d y w_c ; ello trae como consecuencia variación en las propiedades mecánicas. En la Fig 6 se muestra que en la medida que se aumenta el porcentaje de gruesos constituidos por granos duros, aumenta el γ_d y se reduce el w_c ; al no tener confinamiento, es explícito que en ese mismo sentido se reduzca la resistencia q_u .

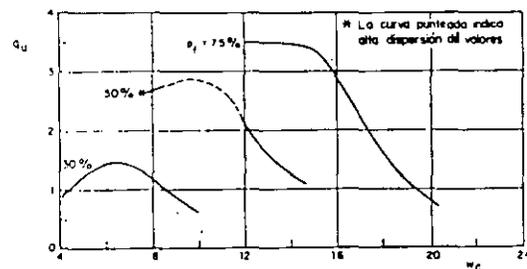
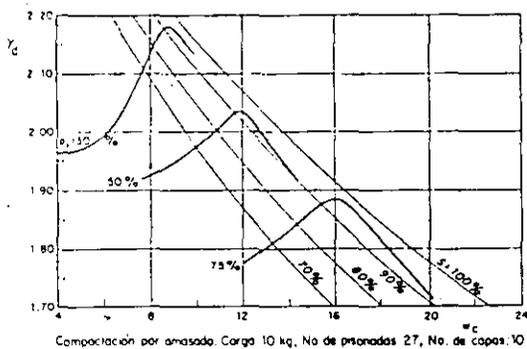
Los resultados anteriores muestran las posibles discrepancias que se pueden obtener con los pesos volumétricos secos y el contenido de agua, cuando se sustituye la fracción gruesa de cierto tamaño, por un peso equivalente de una fracción de tamaños menores. Esta práctica es frecuente en México y sigue los lineamientos de los métodos C y D de la norma AASHTO.

Por otra parte, es común disgregar el material con un pisón de madera cubierto con tela, antes de iniciar algún ensaye en el laboratorio (ref 12); derivado de esta acción se incluye entonces un suelo con cierta granulometría de grumos, determinada por la intensidad de la disgregación. Se muestra el efecto que tiene el ensaye de diferentes granulometrías de grumos, no de granos, ya que se trata de los suelos francos finos MH-Necaxa y CH - La Peña.

Las granulometrías iniciales fueron:

- Integral de grumos como usualmente se pacta (caso 2 de la Tabla III)
- Grumos finos (pasan la malla 100, en su totalidad)
- Grumos gruesos (pasan la malla 4 y se quedan en la malla 8)

En ambos suelos y empleando tanto compactación por impactos como por amasado, los resultados acusan una moderada diferencia en γ_d , principalmente en la rama seca, como se aprecia en las Figs 7 a 9. Sin embargo, la resistencia a la compresión no confinada exhibe una diferencia superior, tanto mayor conforme se está más del lado seco, llegando a igualdad para la resistencia q_u , una relación de 3 a 1. La resistencia es máxima para los grumos finos e intermedia para la integral y mínima para los grumos gruesos; esto se explica por la mayor cuantía de debilidades que tienen los grumos conforme son más grandes.



γ_d = Peso volumétrica seco, en g/cm³
 q_u = Resistencia en compresión no confinada, en kg/cm²
 w_c = Contenido de agua, en porcentaje
 p_f = Porcentaje de finos
 M1 = Muestra integral (pasa malla 4)

Fig. 6 Curvas de compactación y resistencia en compresión no confinada de mezclas de la arena SP-San Roque con los finos del suelo SC-Chicoasén

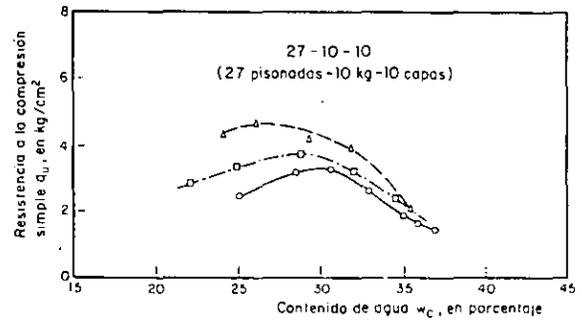
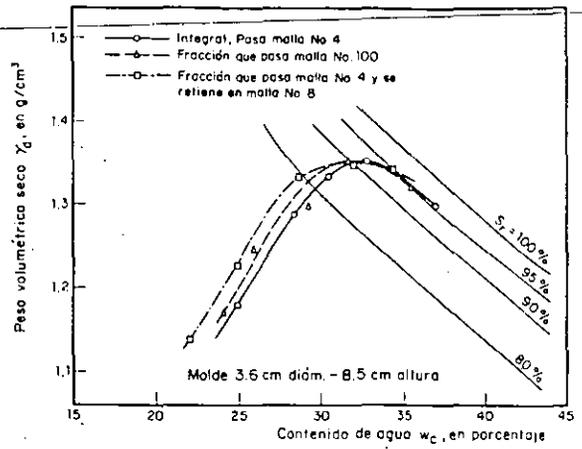
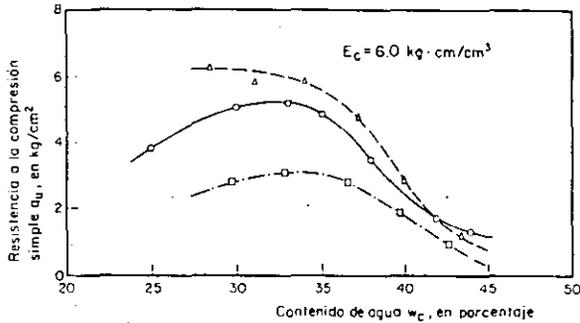
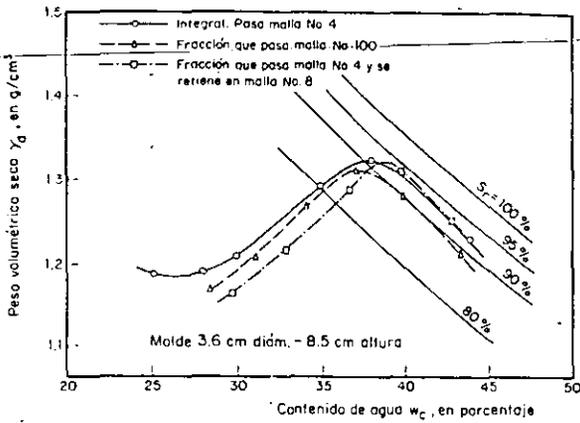


Fig. 7 Efecto de la granulometría de grumos del suelo MH-Necaxa secado al ambiente, sobre el γ_d y la resistencia q_u . Compactación por impactos

Fig. 9 Efecto de la granulometría de grumos del suelo CH-La Peña secado al ambiente, sobre el γ_d y la resistencia q_u . Compactación por amasado

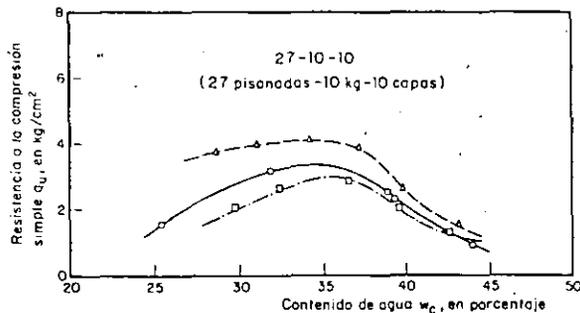
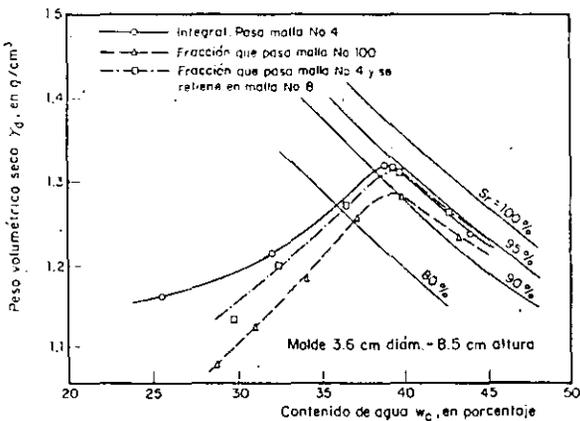


Fig. 8 Efecto de la granulometría de grumos del suelo MH-Necaxa secado al ambiente, sobre el γ_d y la resistencia q_u . Compactación por amasado

Puede apreciarse en las Figs 7 y 8 que en el suelo MH - Necaxa, las diferencias en q_u fueron menores en las muestras compactadas por amasado que en las de impacto, lo que permite asegurar que ese procedimiento destruye más grumos.

4.4 Efectos de pared y escala

La ocurrencia de una capa superficial más porosa se ha observado (ref 13) en especímenes cilíndricos de suelos granulares; éste hecho está relacionado con la presencia de una pared rígida y es tanto más importante cuanto menor es la proporción del diámetro del molde al tamaño máximo de granos. Se mostrará enseguida que este efecto de pared también ocurre en suelos cohesivos compactados, siempre que éstos se ensayen agrupados inicialmente. Se compararon nuevamente los suelos MH - Necaxa y CH - La Peña, a los que toda vez se les dosificó para asegurar la misma granulometría de partida; el tamaño máximo de los grumos en el primero fue de 4.76 mm y en el segundo de 9.52 mm. Los moldes empleados fueron de 36.0, 79.1 y 126.8 mm de diámetro con una proporción de altura a diámetro de 2.36, a fin de evitar el efecto de esbeltez reducida.

En la Fig 10 se muestran las curvas de compactación correspondientes a diferentes proporciones D/T_{max} . El efecto de pared se aprecia en la rama seca del suelo CH-La Peña,

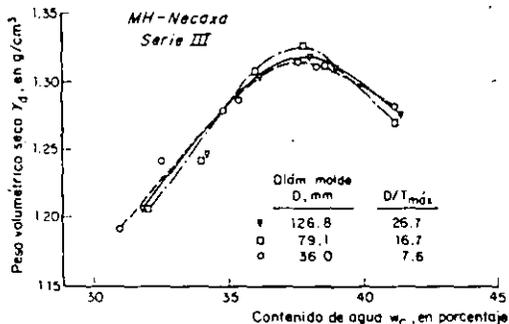
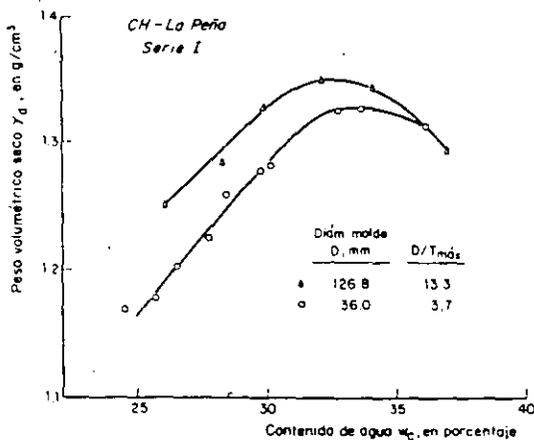


Fig. 10 Variación de las curvas de compactación por el efecto de pared

en tanto que en el suelo MH - Necaxa para un cociente D/T_{\max} mayor a 7.6, el efecto de pared desaparece. De los resultados anteriores se concluye que como en los ensayos con suelos granulares, debe respetarse en suelos cohesivos compactados una relación D/T_{\max} de por lo menos 7.

Un efecto que por el contrario al de pared, afecta más a los especímenes cada vez más grandes, es el de escala, ya que así como aumentan, también es mayor la probabilidad de la ocurrencia de defectos y debilidades que facilitan la falla. Como se demostró en la Fig 10, el suelo MH - Necaxa no mostró efecto de pared en el intervalo estudiado; por el contrario, en la Fig 11 se distingue que el efecto de escala es notable ya que la resistencia q_u se reduce en un 20% al aumentar el tamaño del espécimen. Por los resultados anteriores se sugiere que se usen moldes y granulometría de grumos tales que la relación D/T_{\max} sea de por lo menos 10, para no sobrestimar la resistencia en el laboratorio por los efectos de escala.

4.5 Sobre la homogeneidad de especímenes.

Para la determinación de propiedades mecánicas es importante contar con especímenes compactados homogéneos, a fin de evitar efectos tales como pandeo, modos inusuales de falla

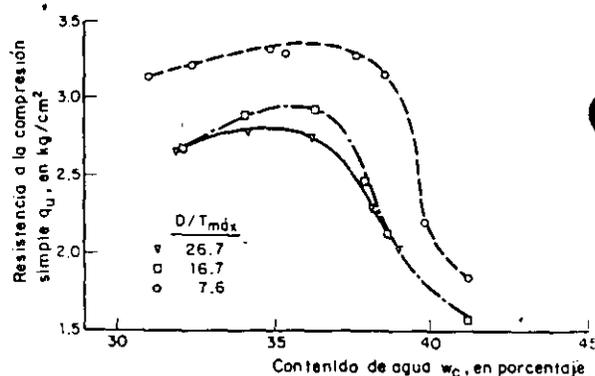


Fig. 11 Variación de la resistencia q_u y el efecto de escala

o planos de corte inducidos (ref 14); el grado depende del tipo de compactación y la distribución de la energía de compactación en el volumen por preparar. La densificación por capas se ha reconocido como determinante para alcanzar la homogeneidad; la compactación de 10 capas en un molde de relación $H/D > 2$, se ha considerado (ref 6) como muy conveniente.

Para la comparación de pesos volumétricos en la dirección vertical se empleó un molde de 79.1 mm de diámetro, el cual es longitudinalmente tripartido y recubierto con una lámina de teflón a fin de extruir fácilmente el espécimen sin necesidad de prensa o gato hidráulico. Cada una de las diez capas con que se compactó y se fraccionó un espécimen, se pesó en una balanza de precisión y el volumen se determinó por inmersión en agua, reduciéndolas previamente con parafina y brea. En Fig 12 se muestran los resultados de la compactación por impactos y por presión estática en el suelo MH-Necaxa; se distingue que el procedimiento por amasado obtiene especímenes más uniformes. En dos pruebas efectuadas con cada procedimiento de compactación, los coeficientes de variación de los pesos volumétricos totales fueron 0.26 y 0.39% para el de amasado y de 0.52 y 0.77% para el de presión estática.

Por otra parte, cabe comentar que cuando se compacta estáticamente una muestra en una sola capa, como es usual para los ensayos VEB, se genera también un espécimen con peso volumétrico decreciente hacia el extremo superior, como resultado de la fricción que debió vencerse durante la densificación. Al seccionar varios especímenes así formados, midió una diferencia en el γ_d de aproximadamente 5.3%. Una manera que se encontró para reducir esta diferencia, aunque más complicada, fue la de emplear un pistón móvil en el extremo del cilindro.

4.6 Pisón no circular para compactación por amasado

En el inciso anterior se revisó el aspecto de homogeneidad en la dirección longitudinal, través de la altura, de especímenes compactados; aquí se revisa el aspecto de homogeneidad en la dirección transversal.

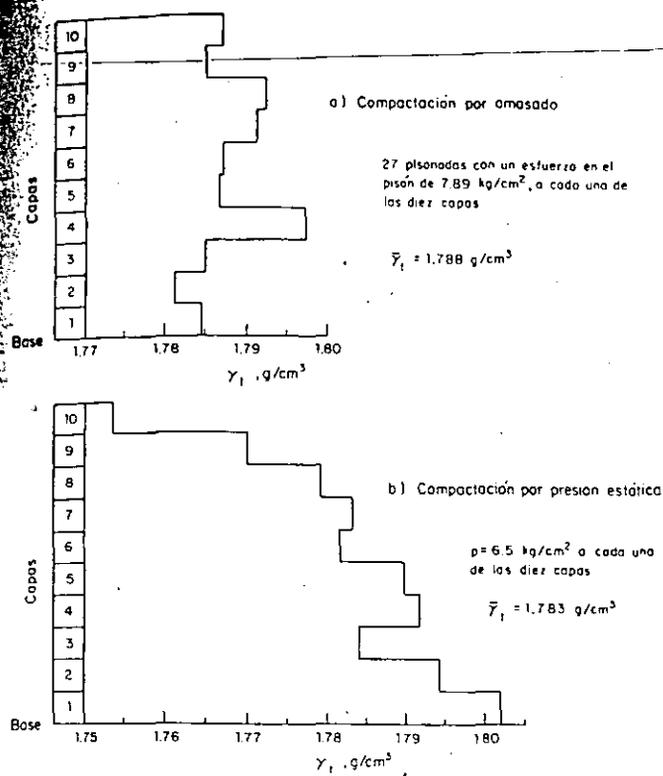
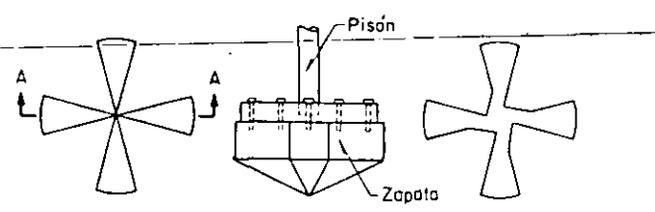


Fig. 12 Variación a través de la altura del peso volumétrico total de especímenes compactados por amasado y estáticamente. MH-Hecaza

Tradicionalmente se han empleado pisonos de sección circular (ref 8) para la compactación por amasado, cuyo diámetro es del orden del 40% del diámetro del molde. Con esta geometría se cubre el área transversal con 9 aplicaciones, 8 en la periferia a cada 45° y tangentes a la pared y la restante al centro; la ronda siguiente de pisonadas van defasadas 22.5° respecto a las de la primera ronda, buscando cubrir todo el área, y así sucesivamente. Al proceder de esta manera se generan zonas en donde se traslapan las pisonadas y otras en donde éstas son mínimas; así cuando se aplican 27 pisonadas, ciertas áreas reciben hasta 6 pisonadas y otras sólo 1 ó 2.

El procedimiento anterior trae como consecuencia que no se alcance mismo γ_d en la dirección radial, como pudo comprobarse al seccionar cuidadosamente sectores circulares de especímenes de 152.4 mm de diámetro, procediendo como se señaló en el inciso anterior para determinar el γ_t .

Para atenuar este efecto se consideró conveniente diseñar un nuevo pison que distribuyera mejor la energía de compactación en todo el volumen y que lo hiciera en un número más reducido de pisonadas. Surgió así la idea de un pison con cuatro sectores de 30° cada uno, dispuestos a cada 90°, semejando una cruz de Malta, Fig 13a; su diámetro es 1 mm menor que el del molde. Se consideró inicialmente que



a) Geometría original de la zapata en planta b) Base penetrante de la zapata. Corte A-A c) Geometría propuesta de la zapata con base horizontal

Fig. 13 Pison de sectores para compactación por amasado

el ancho de los sectores reduciéndose hacia el centro provocaban un efecto con la profundidad de menor cuantía que las zonas más anchas de la periferia; por ello se decidió construir el prototipo con una base penetrante, Fig 13b. Pronto se vieron las dificultades prácticas al formar especímenes con superficie extrema cónica, aun cuando así se encontró la menor dispersión de γ_d en el sentido radial. Para salvar esta dificultad se propuso una base plana y el aumento en planta de la zona central, Fig 13c. De esta manera se llegó a un pison de compactación práctico para operarse con el compactador neumomecánico, que no tiene mayor dispersión de γ_d en dirección radial que el pison circular y que reduce a la tercera parte el número de pisonadas.

5. PREPARACION DEL SUELO POR COMPACTAR

5.1 Sobre los procedimientos de preparación y sus efectos

Una vez decidido el tipo de compactación, la mayor parte de las veces no se le presta cuidado suficiente a la preparación del material; se llama la atención acerca de estos aspectos del trabajo experimental, ya que puede afirmarse que los resultados de la compactación de suelos cohesivos dependen de la forma como se compactan y del modo como se preparan para el ensaye.

Los procedimientos estándar de preparación de suelos establecidos por entidades tales como la ASTM y la AASHTO, indican un secado de material a una temperatura que no exceda los 60°C (ref 15). En nuestro país, SCT recomienda este procedimiento (ref 12), así como la SARH (ref 16); en el inciso siguiente se describirán las limitaciones y contraindicaciones de esta práctica, sobre todo en presencia de suelos residuales. Como resultado de este secado se forman grumos, de cuyo tamaño ligado al del molde, se derivan los efectos descritos en los incisos 4.2 a 4.4.

Otra variable del procedimiento de preparación es el tiempo de curado del material, que es el lapso comprendido entre el momento en que se le añade agua y el de su compactación; éste es necesario para distribuir uniformemen

te el agua en el suelo. Las mayores diferencias en el γ_d y la resistencia q_u de especímenes con diferentes tiempos de curado, ocurren en la rama seca. Para la mayoría de los suelos se recomienda fijar como tiempo de curado un día, lo que en el campo puede llevar del orden de una semana.

En lo referente a la acción de añadir el agua al suelo, cuanto más finas sean las gotas más fácil y en menos tiempo se podrán incorporar a los grumos para alcanzar una distribución uniforme del contenido de agua; no es aceptable agregar el agua a chorros. Un atomizador o una pistola de aire, ésta a una presión de 1.5 kg/cm^2 aproximadamente, resultan muy apropiados. Se llama la atención de eventuales diferencias entre la compactación de campo y la de laboratorio por el tipo de agua utilizado.

Por lo que respecta al reuso de material para compactar varios especímenes con diferentes contenidos de agua, se sabe que la curva de compactación así obtenida adquiere valores del $\gamma_{d, \text{max}}$ del 1 al 4% superiores a los que se alcanzan usando porciones separadas de material para definir cada punto de la curva $\gamma_d - w_c$ (ref 17). La práctica de reusar el material debe eliminarse; no se justifica el muestreo de una cantidad reducida de material de un banco de préstamo.

5.2 Efectos del secado en los suelos residuales.

Los suelos residuales exhiben características muy peculiares, en particular en las curvas de compactación y sus propiedades índice y mecánicas, por su alta sensibilidad al secado. Los suelos residuales volcánicos abundan en México como resultado de la intemperización de rocas ígneas jóvenes o cenizas volcánicas; el suelo MH - Necaxa es de este tipo (ver Tabla II) y con él se muestra cómo el procedimiento de preparación puede modificar las características de compactación y de resistencia. Al efectuar dos pruebas de compactación con energía correspondiente a la Proctor estándar, una con la fracción previamente secada al ambiente ($w_i = 5\%$) y la otra a partir de un contenido de agua próximo al natural, se obtienen dos de las tres curvas de la Fig 14. Con el material previamente secado se observa un significativo aumento del $\gamma_{d, \text{max}}$ y una considerable reducción en el $w_{c, \text{opt}}$; una tercera curva perteneciente al material previamente secado reproduce el mismo $\gamma_{d, \text{max}}$ del material no secado, pero con sólo la cuarta parte de energía de compactación.

Los resultados anteriores se pueden interpretar de la manera siguiente: Los esfuerzos de succión crecientes con el secado provocan esfuerzos de compresión sobre el esqueleto mineral de los grumos llevándolos a una porosidad baja. Por otra parte, se ha comprobado que las partículas del mismo suelo pero sin secado previo se encuentran en forma de agregados (ref 18), aunque en asociaciones más porosas que los "grumos secos". Al compactar ambas fracciones con la misma energía de com

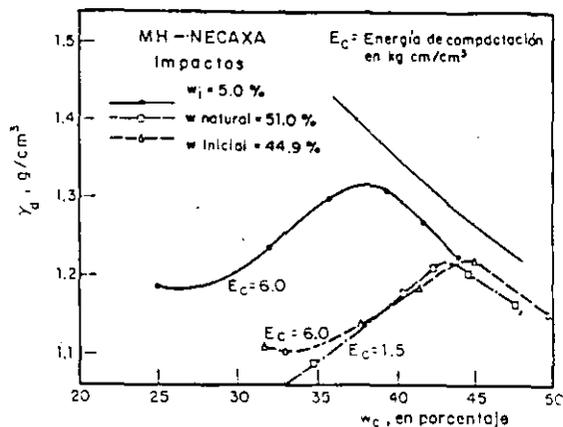


Fig. 14. Curvas de compactación por impacto del suelo MH-Necaxa con y sin secado previo

compactación, la menor porosidad de los "grumos secos" se refleja en un $\gamma_{d, \text{max}}$ mayor y un $w_{c, \text{opt}}$ menor, de manera semejante a lo que ocurre en un material cohesivo con porcentaje creciente de granos (ver Fig 6); así pues los "grumos secos" se asemejan en cierta medida a los granos duros, como lo demuestra el hecho de que ni al añadirles agua ni al compactarlos se destruyen totalmente.

Por la coincidencia de curvas de compactación para la combinación material no secado - cierta energía y material secado - mucha menor energía, puede considerarse que el secado previo es equivalente a emplear una energía mayor de compactación.

Con cierta frecuencia se suscita la reacción de los constructores en el sentido de que no es posible alcanzar el γ_d o grado de compactación proyectado, aun con equipo pesado y gran cantidad de pasadas; la razón es de residir en que la curva patrón de compactación se haya obtenido en el laboratorio con material previamente secado.

No obstante la diferencia en las curvas de compactación con misma energía entre los materiales natural y previamente secado, resulta sorprendente que las máximas resistencias a compresión no confinada sean muy semejantes, Fig 15. Estos resultados, inusitados frente a la experiencia acumulada en suelos aluviales o coluviales, fueron ya anotados por Terzaghi (ref 19) para el caso de los suelos residuales volcánicos de Kenya y Jamaica. Al parecer un efecto de escala llevado a nivel de los grumos podría explicar que aun el espécimen alcance un mayor γ_d en los previamente secados, sus grumos posean, por tanto, porosidades más grandes, debilidades mayores que provocan la falla.

El secado en los suelos residuales provoca cambios que en general son irreversibles, afectando granulometría y límites de plasticidad (ref 20) además de las curvas de com

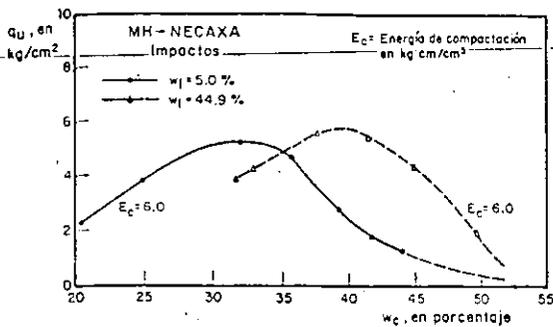


Fig. 15 Resistencia no confinada de los especímenes compactados por impactos del suelo MH-Necaxa, con y sin secado previo

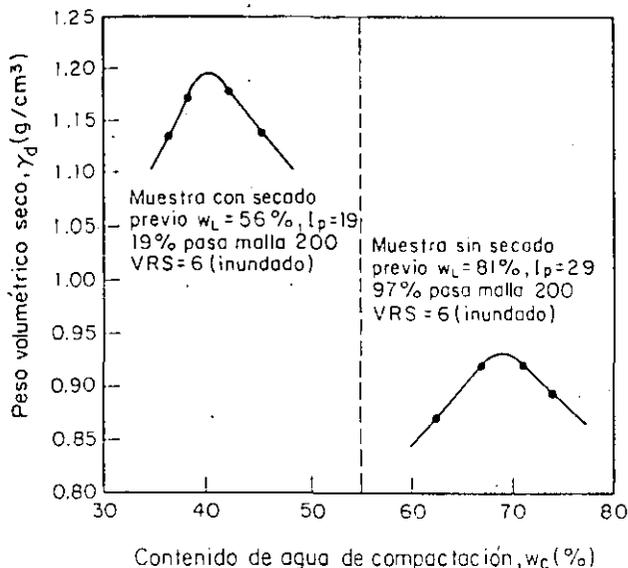


Fig. 16 Comparación de propiedades físicas de especímenes compactados con y sin secado previo (ref 21)

ción. Esto es particularmente válido en los suelos residuales haloisíticos a los que la deshidratación previa les modifica incluso su mineralogía. Un resultado muy semejante al caso antes expuesto es el del suelo proveniente del aeropuerto internacional de San José, Costa Rica (ref 21) en el que no obstante la gran diferencia en γ_d entre los especímenes con y sin secado previo, Fig 16, se alcanzó en ambos el mismo valor relativo de soporte.

5.3 Tiempo de reposo

Cuando la realización de algún ensaye para determinar propiedades mecánicas ocurre tiempo después de compactar cierto suelo, éstas sufren diferencias importantes con respecto a las de especímenes frescos; se reconoce como tiempo de reposo al lapso transcurrido entre la compactación y la ejecución de algún ensaye.

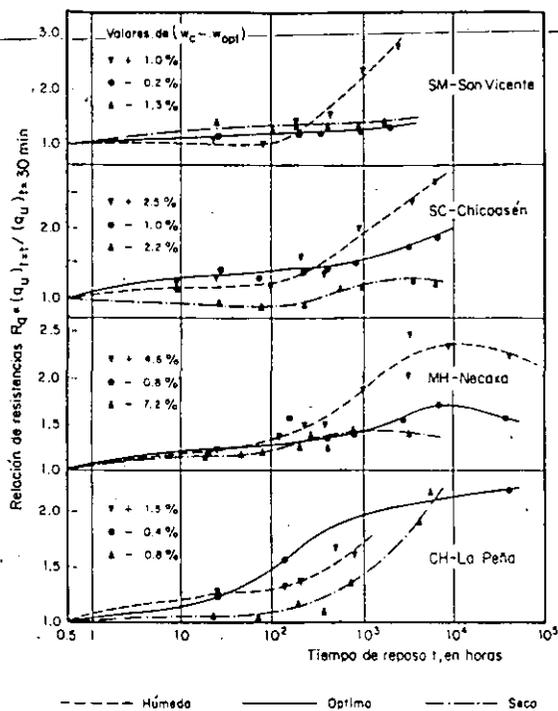


Fig. 17 Efecto del tiempo de reposo sobre la resistencia a la compresión no confinada de suelos compactados por amasado (25-10-10)

Se presentan enseguida los resultados del ensaye de los cuatro suelos cohesivos, preparados con tres contenidos de agua correspondientes a la rama seca, al óptimo, y a la rama húmeda de la curva de compactación por amasado 25-10-10 (25 pisonadas de 10 kg - 7.87 kg/cm² - en cada una de las 10 capas); para cada contenido de agua de cada suelo se compactaron 10 probetas el mismo día (ref 18), de las cuales se fueron ensayando a diferentes tiempos de reposo, teniendo especial cuidado de protegerlas contra pérdidas de humedad.

La variación de R_q con el tiempo de reposo - se muestra en la Fig 17, siendo R_q la relación entre las resistencias a la compresión no confinada para cierto tiempo de reposo, t , y el tiempo de reposo considerado como inicial (30 minutos). Se aprecia que la resistencia aumenta con el envejecimiento en los cuatro suelos, resultando más notorio el incremento cuanto mayor es el contenido de agua de compactación; se alcanzan valores de R_q del orden de 2.5 para $t = 500$ días.

Para estudiar los cambios de la deformabilidad por el envejecimiento se definió la relación R_M como el cociente de los módulos secantes al 50% de la deformación de falla en los ensayos q_u , para un tiempo de reposo t y el inicial. Aunque con dispersión mayor a la de R_q , se encontró que R_M puede alcanzar valores incluso mayores que R_q , sobre todo

en los materiales compactados en la rama húmeda. Este efecto de "endurecimiento" por el envejecimiento puede justificarse, por lo menos cualitativamente, las diferencias que a menudo se tienen entre las mediciones *in-situ* de las deformaciones de una estructura térrea, y aquellas estimadas con el método de los elementos finitos con base en los resultados de ensayos de laboratorio con especímenes frescos.

6. PROCEDIMIENTOS DE COMPACTACION Y SU INFLUENCIA EN LA RESISTENCIA CORTANTE Y LA DEFORMABILIDAD

6.1 Impactos, amasado y presión estática

En el inciso 2.2 se señaló la influencia que tiene el tipo de compactación sobre las propiedades mecánicas de los suelos compactados. A los resultados ahí presentados que indican diferencias significativas en el VRS de especímenes compactados por impactos y presión estática, se añaden en este capítulo los referentes a los cuatro suelos cohesivos en estudio, compactados por impactos, amasado y presión estática; a los especímenes así den-

significados se les falló en pruebas de compresión no confinada, con lo que se tiene un índice de resistencia y deformabilidad en su condición no-drenada.

Cada uno de los suelos ensayados se compactó con cinco diferentes energías en cada uno de los tres tipos de compactación; las condiciones en cada caso fueron las indicadas en la Tabla IV. Siempre se utilizó un molde de 3.6 de diámetro y 8.5 cm de altura; los suelos fueron previamente secados al ambiente, de tal suerte que el contenido inicial de agua de cada uno fue el señalado en la Tabla II; la granulometría, la mencionada en la Tabla III.

Se decidió secar los suelos al ambiente, a pesar de los efectos conocidos del secado, con objeto de partir sistemáticamente para las pruebas de compactación, con el mismo contenido inicial de agua y con la misma granulometría de grumos; ello por la dificultad de preservar el contenido natural de agua de una gran cantidad de material a través del tiempo.

Tabla IV. Condiciones de compactación de los suelos ensayados a compresión no confinada.

SUELO	IMPACTOS					AMASADO			ESTATICA	
	E_c	P	H	N_g	N_c	N_p	F	N_c	σ_c	N_c
SM San Vicente	1.5	0.466	3.6	8	10	27	5	10	6.0	10
	3.0	0.466	7.2	8	10	27	10	10	12.0	10
	6.0	0.466	14.55	8	10	27	20	10	24.0	10
	10.3	0.802	14.55	8	10	27	30	10	45.0	10
	27.4	1.472	20.95	8	10	17	40	10	65.0	10
SC Chicoasén	1.5	0.466	3.6	8	10	27	5	9	3.0	10
	3.0	0.466	7.2	8	10	27	10	9	6.0	10
	6.0	0.466	14.55	8	10	27	15	9	12.0	10
	10.3	0.802	14.55	8	10	27	20	9	24.0	10
	27.4	0.732	20.95	16	10	27	40	10	45.0	10
MH Necaxa	1.5	0.466	3.5	8	10	36	5	10	2.85	10
	3.0	0.466	7.2	8	10	10	10	10	6.3	10
	6.0	0.466	14.55	8	10	18	15	10	15.8	10
	10.3	0.802	14.55	8	10	27	20	10	-	-
	27.4	0.732	20.95	16	10	-	-	-	-	-
CH La Peña	1.5	0.466	3.6	8	10	36	5	10	3.9	10
	3.0	0.466	7.2	8	10	10	10	10	6.0	10
	6.0	0.466	14.55	8	10	18	15	10	12.3	10
	10.3	0.802	14.55	8	10	17	20	10	41.3	10
	27.4	0.732	20.95	16	10	-	-	-	-	-

- P peso del martillo de compactación, en kg (diámetro del martillo, 1.8 cm)
H altura de caída libre del martillo, en cm
 N_g número de golpes en cada una de las 10 capas
 N_c número de capas
 N_p -F- N_c Número de pisonadas por capa-fuerza aplicada por el pisón, kg-número de capas (diámetro del pisón, 1.27 cm)
 σ_c esfuerzo axial de compactación, en kg/cm²
 E_c energía específica de compactación, en kg-cm/cm³

Tabla V. Efecto de los diferentes métodos de compactación sobre la resistencia q_u y el módulo de deformación inicial M_o .

Suelo	S_r %	γ_{dc} g/cm ³	R_{qu}		R_{Mo}		Suelo	S_r %	γ_{dc} g/cm ³	R_{qu}		R_{Mo}	
			Amasado	Estática	Amasado	Estática				Amasado	Estática		
Slt-San Vicente	70	1.35	0.64	1.27	0.60		70	1.10	1.73	1.27		5.17	
		1.40	0.97	1.19	0.90			1.15	1.28	0.95	0.98	2.41	
		1.45	1.05	1.04	0.98			1.20	0.97	1.14	0.68	1.51	
		1.50	1.09	0.97	1.00			1.25	0.87	1.37	0.65	1.12	
		1.55		0.89				1.29	0.99		0.69	1.06	
	90	1.35		1.00			90	1.20	1.05		2.07		
		1.40	0.97	1.14				1.24	1.15	0.86	1.82	5.07	
		1.45	1.07	1.08	0.84			1.28	1.27	0.93	1.21	3.54	
		1.50	1.08	1.02	1.22			1.32	1.16	1.06	0.89	2.18	
en el óptimo	1.35					en el óptimo	1.24	0.99	0.95	1.03	5.23		
	1.40	1.02	0.93				1.28	0.85	0.88	0.78	3.35		
	1.45	1.10	1.02	0.97			1.32	0.64	0.74	0.61	1.76		
	1.50	1.13	1.03	1.43			1.36	0.49	0.59	0.58	0.92		
	1.55	1.00	0.99	1.30		1.40	0.40	0.49		0.59			
SC-Chicoasán	70	1.85	0.75	0.92	0.89	0.81	70	1.20	1.04		1.59	1.11	
		1.90	0.79	0.89	0.64	0.73		1.25	0.93	0.85	1.29	1.26	
		1.95	0.77	0.88	0.64	0.77		1.30	0.81	0.92	0.96	1.19	
		2.00	0.74	0.85	0.75	0.79		1.35	0.85	1.01	0.84	1.14	
		2.05	0.71	0.78	0.90	0.82		1.38	0.90	1.08			
	90	1.90		2.42		2.85	90	1.30	0.98	0.85	1.31	1.27	
		1.95	1.00	1.34	0.40	1.91		1.35	1.01	1.03	1.34	1.49	
		2.00	0.82	0.89	0.49	0.87		1.40	0.94	1.02	1.06	1.36	
		2.05	0.84	0.77	0.60	0.74		1.45	0.93	0.94	1.25	1.21	
	en el óptimo	2.10	0.87	0.85	1.19	0.93	en el óptimo	1.50	0.96	0.96	1.25	1.09	
		1.90		2.44		3.35		1.30	0.80	0.77	0.93	1.41	
		1.95	1.16	1.50	0.42	1.95		1.35	0.84	1.02	0.87	1.50	
		2.00	0.94	1.02	0.46	1.17		1.40	0.80	1.04	0.75	1.33	
	2.05	0.91	0.84	0.58	0.83	1.45	0.70	0.95	0.60	1.16			
	2.10	0.89	0.91	0.85	0.98	1.50		0.89					

* Se presentan los valores normalizados. Para la compactación por impactos $R_{qu} = R_{Mo} = 1$.

6.2 Comparación de características esfuerzo-deformación

Con base en los resultados de los ensayos descritos en el inciso anterior, para cada suelo fue posible comparar tanto la resistencia q_u , como los módulos de deformación inicial M_o , de especímenes compactados por impactos, amasado y presión estática. Tal comparación se realizó para ciertos grados de saturación y pesos volumétricos secos preestablecidos; los resultados se presentan normalizados en la Tabla V, con respecto a los de la compactación por impactos.

Al densificar cada suelo con diferente tipo de compactación se alcanzan diferentes resistencias y módulos de deformación, con iguales valores de γ_d y S_r ; así pues, una variable significativa de los suelos cohesivos compactados es el arreglo geométrico espacial que guardan los grumos, agregados y/o partículas, en combinación con sus intrahuecos e interhuecos. Esta estructura de los suelos compactados está influenciada por la magnitud de las deformaciones cortantes (distorsiones) que dependen a su vez del tipo de compactación. Cuanto mayores son las distorsiones que se ejercen al suelo durante su compactación, menor es su resistencia y considerablemente

mayor su deformabilidad; los resultados de la Tabla V así lo señalan, ya que la compactación por amasado induce las mayores distorsiones, en tanto que son mínimas en la compactación por presión estática.

El mayor módulo M_o se logra con la compactación estática, para mismo γ_d e igual S_r . El caso extremo entre los suelos ensayados es el del suelo residual MH - Necaxa, en cuya rama seca el M_o obtenido de un espécimen compactado estáticamente, resultó de cinco veces el alcanzado por impactos.

Por otra parte, puede apreciarse que las mayores diferencias en resistencia y deformabilidad debidas al tipo de compactación, ocurren en los suelos francamente finos; las diferencias que acusan los suelos arenosos SM y SC son reducidas, aun cuando la compactación por amasado produce también la menor resistencia en el suelo SC. En términos generales, se puede apreciar que para cada grado de saturación, las mayores diferencias en resistencia y deformabilidad por el tipo de compactación ocurren para los valores menores de γ_d ; en este caso, la mayor diferencia respecto a la de impactos, ocurre en las muestras compactadas estáticamente.

ción y supervisión del trabajo experimental. Otros ingenieros han participado en las diversas etapas del proyecto; se reconoce particularmente la colaboración del Ing. G. Hiriart.

Como diferentes condiciones de ejecución de los ensayos se obtienen como resultado cambios en las propiedades físicas y mecánicas de los suelos cohesivos compactados.

Previamente para definir los parámetros de tales propiedades con fines de diseño, es trascendental reproducir en el laboratorio lo más fiel e ingenierilmente posible a través de los especímenes compactados, las características que se tienen o tendrán en el prototipo, sometido a la compactación de campo. Inclusive si la compactación de laboratorio tiene como objetivo solamente establecer una curva patrón de compactación con fines de juzgar la calidad de la operación de campo, la manera de preparar el material para el ensayo podría impedir un control racional; en efecto, si por ejemplo se secan previamente ciertos suelos residuales, seguramente se tendrá dificultad para alcanzar cierto grado de compactación en la obra con los suelos trabajados a partir de su contenido natural de agua. Así, la identificación y caracterización de los suelos por compactar adquiere primordial importancia.

Como resultado también del secado los suelos se agrupan, condicionando así una granulometría de agregados totalmente diferente al de sus partículas, lo que conduce a posibles efectos de pared y escala dependiendo del tamaño del molde utilizado, incluso en suelos francamente finos.

Aun cuando son escasas las investigaciones acerca de las propiedades de los suelos compactados en el campo, éstas señalan que los equipos modernos de compactación generan distorsiones en los suelos cohesivos que podrían semejarse más a la compactación por amasado. Para el caso, se propone en este trabajo un compactador neumomecánico simple que permite compactar especímenes hasta de 15 cm de diámetro.

Con base en un estudio amplió de la compactación por impactos, amasado y presión estática, se puso de manifiesto el efecto que tiene el tipo de compactación en la deformabilidad y la resistencia cortante; los suelos más sensibles a ello son los francamente finos. Las distorsiones que genera cada tipo de compactación provocan diferentes arreglos de sus agregados y partículas, los que condicionan las diferentes propiedades mecánicas observadas.

RECONOCIMIENTOS

La mayoría de los resultados aquí presentados están basados en un proyecto de investigación realizado en el Instituto de Ingeniería, UNAM, con el patrocinio de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, a través de la Dirección General de Servicios Técnicos. El autor expresa su agradecimiento al Prof. R. J. Marsal y al Ing. J. Alberro por la acertada orienta-

REFERENCIAS

1. SCT (1985), Normas de calidad de los materiales, Libro 4; Parte 01 Carreteras y aeropistas; Título 01 Materiales para terracerías, 4.01,01, México
2. Aguirre, L M (1964) "Correlación entre las pruebas estáticas y dinámicas de compactación de suelos en el laboratorio", Tesis de Maestría, División del Doctorado UNAM
3. Alberro, J (1966) "Estudio de una correlación entre pruebas de compactación estática y dinámica", Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM a la Secretaría de Obras Públicas, México
4. Murillo, M' A (1984) "Coeficientes de equivalencia para evaluar el tránsito en el diseño de pavimentos flexibles y, comparación de la variabilidad en las pruebas de VRS de especímenes estática y dinámicamente compactados" Tesis Profesional dirigida por F. Olivera B, UNAM-ENEP, Aragón
5. Rico, A y Del Castillo, H (1974), La ingeniería de suelos en las vías terrestres, Tomo I, Limusa, México
6. Casagrande, A y Hirschfeld, R (1960) - "Stress-strain deformation and strength characteristics of a clay compacted to a constant dry unit weight", *Harvard Soil Mechanics Series No. 61*, Cambridge, Mass
7. Casagrande, A, Hirschfeld, R y Poulos, S (1963) "Investigation of stress-deformation and strength characteristics of compacted clays", *Harvard Soil Mechanics Series No. 70*, Cambridge, Mass
8. Wilson, S D (1950) "Small soil compacting apparatus duplicates field results closely", *Engineering News Record*, Vol 145, No 18
9. Alberro, J, Mendoza, M J, Marsal, R J e Hiriart, G (1982) "Comportamiento de suelos compactados", *Cuarto Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM*, a la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, México
10. Alberro, J, Marsal, R J y Mendoza, M J (1985) "Comportamiento de suelos cohesivos compactados", *Series del Instituto de Ingeniería, No. 493*
11. Terzaghi, K (1956) "Correspondence" (Comentarios sobre el trabajo de G H Bolt), *Geotechnique*, Vol VI, Londres
12. SAHOP (1981), Instructivo para efectuar pruebas en suelos, Apoyo Didáctico, Vol 1, México
13. Marsal, R J (1969) "Contribution on mechanical properties of rockfill", VII ICSMFE, Specialty Session No 13, México

14. Gau, F L y Olsen, R E (1971) "Uniformity of specimens of a compacted clay", *Journal of Materials*, JMLSA, Vol 6, No. 4 pp 874 - 888
15. American Society of Testing Materials (1975), ASTM Standards, Part 19, Designation D698-70A, USA
16. S R H (1970), Manual de Mecánica de Suelos, Quinta edición, México
17. Johnson, A W y Sallberg, J R (1962) "Factors influencing compaction test results", *Highway Research Board*, Bulletin 319, Washington D.C.
18. Mendoza, M J (1982) "Características esfuerzo - deformación de suelos cohesivos compactados: Efectos estructurales", *Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM*
19. Terzaghi, K (1958) "Design and performance of the Sasumua dam", and "Discussion", *Procs. Institution of Civil Engineers*, 9, Londres
20. Marsal, R J y Mendoza, M J (1985), Contribuciones al Primer Congreso Internacional sobre Geomecánica de Suelos Tropicales Lateríticos y Saprolíticos - TropicalS'85, Brasilia, *Publicación No. 48*, CFE, México
21. Morin, W J y Todor, P C (1975), Laterite and lateritic soils and other problem soils of the tropics, Lyon Assoc. for AID, USA

Engineering properties and microstructure of compacted cohesive soils.

Propiedades ingenieriles y microestructura de suelos cohesivos compactados.

M. J. Mendoza, Instituto de Ingeniería, UNAM.

J. Alberro, Instituto de Ingeniería, UNAM.

ABSTRACT: This paper describes a model to characterize compacted cohesive soils for engineering purposes. An explanatory approach based on internal or state variables is adopted; these are dry unit weight, degree of saturation and microstructure. As it is experimentally verified in the laboratory, engineering properties such as shear strength, deformability, permeability and compressibility can be expressed in terms of these variables. A testing program focused on the influence of compaction methods (kneading, impact and static pressure) on those properties is described. It is emphasized that compaction should be considered as a modifier of microstructure. It is demonstrated that each fabric induced by each compaction method is reflected mainly on different initial deformability and compressibility; it was detected that undrained strength, for specimens with the same γ_d and S_r , is not greatly affected by the type of compaction. The observed most peculiar structural characteristics of soils are the presence of aggregations or assemblages of clayey particles, and that they occur at both the macro and micro levels. It is recognized however, that microstructure is used primarily with a descriptive and qualitative sense.

RESUMEN: Se describe en este artículo un modelo que puede caracterizar a los suelos cohesivos compactados para fines ingenieriles. Se ha adoptado un enfoque explicativo basado en tres variables internas o de estado; éstas son el peso volumétrico seco, el grado de saturación y la microestructura. Se comprueba experimentalmente que propiedades ingenieriles tales como las de resistencia cortante, deformabilidad, permeabilidad y compresibilidad pueden expresarse en términos de estas variables. El programa de ensayos se enfocó a definir la influencia que tienen los métodos de compactación por impactos, amasado y estática sobre esas propiedades. Se enfatiza que la compactación debe considerársele como modificadora de la microestructura. Se demuestra que la estructura inducida por cada tipo de compactación se refleja principalmente en su diferente deformabilidad inicial y en su compresibilidad; se detectó que la resistencia no drenada para especímenes con igual γ_d y S_r , no se ve influenciada por el tipo de compactación. Las características estructurales más peculiares observadas de los suelos son la presencia de partículas siempre reunidas en unidades de agregados, y que ello ocurre tanto a nivel macro como micro. Se reconoce sin embargo, que la microestructura se usa principalmente con un sentido descriptivo y cualitativo.

1. INTRODUCTION

1.1 Importance of the theme

The term compaction refers to the artificial and instantaneous increase of the unit weight of a soil, through mechanical actions such as ramming, kneading, vibrating or pressing; in this way, closer contact between grains and particles is attained. This process involves a reduction of total volume by means of removal of air, keeping without change the amount of water in the soil mass. Most papers on soil compaction begin by mentioning the importance of the topic; this one is not the exception. From the geotechnical point of view, soils are used as foundation or construction materials; undisturbed samples are of concern for the former, while compacted specimens are of interest for the latter. Despite the importance of the theme, not enough research is carried out on this field; in fact, relatively few papers on this subject have been recently published in the main geotechnical journals. There are still a lot of not well known or understood aspects in three-phase complex systems, like compacted soils.

Soils are one of the most commonly used construction materials in transport and hydraulic infrastructure works, and as backfills in

general, due to their widespread availability and low cost. Man soon realized that compaction changes the mechanical properties of soils; empirically he recognized since antiquity that human or domestic animal foot-tamping increases soil strength, and improves the general behavior of footpaths and low embankments.

Compaction is recognized now as the most efficient and economical stabilization process for soils. Indeed, practically there are no engineering works in which loose or dumped backfills are accepted.

1.2 Brief antecedens

The use of cattle or the development of tools and machinery for compacting soils began long before the concepts and principles of compaction were elucidated; mechanization of compaction equipment was favored by the successive invention of the steam and internal combustion engines. The essential relationships between water content, dry unit weight and compactive effort were discovered by the California Division of Highways in 1929, and then they had an ample diffusion through the publications of Proctor (1933). With these studies a laboratory compaction

standard was developed, which proved to be useful as a basis for making comparisons with field compaction: this was the Standard Proctor impact test. It furnished convenient unit weights for road construction at that time. However, heavy loads of planes during Second World War demanded greater compacted unit weights for airfield construction; the Modified Proctor test ensued, with a larger compactive effort than the standard one.

To compare laboratory and field compaction, the degree of compaction $-G_c(\%)$ was adopted, which is defined as the ratio between the dry unit weight obtained in the field, and the maximum or greatest dry unit weight for a certain lab compaction method and compactive effort. This situation precipitated the enthronement of maximum dry density as the key parameter for assessing the quality of compacted soils. Even now, it is a very widespread custom to erroneously consider that the objective of all compaction, is to attain the highest possible dry unit weight. At best, it is usually found that a degree of compaction is obtained in the field, but with variable values of water content (Jiménez-Salas, 1980), and consequently forming heterogeneous masses with variable engineering properties.

Since road rollers were first developed during the last century, there has been a tremendous development of self-propelled or towed-type compaction equipment, each with a peculiar compacting action. Compaction specifications usually put emphasis only on the degree of compaction, and they omit to mention compaction equipment. No doubt, a smooth-wheel-type roller densifies soils with a different mechanism than a sheepfoot roller does. Pioneer engineers were acquainted with the fact that impact or static pressure compaction does not reproduce the mechanism of some field equipment, in which strong shear deformation or kneading is involved. Intuitively they felt that the type of compaction influences the mechanical properties of compacted soils.

So, Professor Casagrande proposed a manual kneading compactor (Wilson-1958) for specimen preparation in the lab, in order to reproduce engineering properties of field compaction. This was an important step because the first general objective of laboratory compaction was implicitly recognized: *a priori* knowledge of mechanical and hydraulic properties of compacted soils for a future earth-fill, through fully-representative compacted specimens. Previous endeavors were chiefly oriented to the second general objective of lab compaction: quality control, i.e. comparing attained compaction in the field with the results of a certain compaction standard, through the degree of compaction. So, it must be clear that soil compaction is a means -not a goal- to attain certain mechanical properties, and not necessarily to reach the maximum dry unit weight. Compaction can improve some properties but it can also be detrimental to others; for example, compacted soils on the wet side of optimum are less permeable but more deformable than those compacted on the dry side. For lab compaction it is absolutely necessary to reproduce not only the water content and dry density, as usual, but the compacting mechanism imposed to the soil by whatever compaction equipment being used in the field; of course, this is more important for the first general goal of compaction.

Compaction process has been formally studied for more than sixty years; however, a semi-empiric approach has prevailed in field compaction until now. Identification of soils, available equipment and intuition of engineers have played an important role. Unsaturated compacted cohesive soils are complex media, and a unified theoretical framework is necessary to explain their geotechnical properties.

1.3 Objectives and scope of this paper

The main objective of this paper is to propose a model to explain the engineering behavior of compacted cohesive soils, observed in the laboratory, as a step forward for a comprehensive knowledge of field compaction.

The above mentioned approach is chosen since, before thinking in quality control of compaction, it is necessary to define the pertinent criteria of quality, so poorly established now, as mentioned by Marsal, 1979 and Espinace, 1984, among others. Although with different methods, researchers on this field have recognized that the present efforts should be focused on experimental work in the laboratory, in order to understand better the properties of compacted soils, as well as the mechanisms involved in their densification.

Most of the experimental results shown here are part of an extensive research, in which Professor Marsal took part actively (Alberro, Marsal, Mendoza, 1985). Of the universe of tasks this conspicuous man carried out, compacted soils was one of his last professional worries.

2. APPROACHES TO THE THEME

2.1 Black box type and explanatory models

Traditionally, compaction of soils has been treated as a black box, which allowed for the establishment of a direct link between the compaction conditions (water content, compaction method and compactive effort) and the engineering properties of compacted cohesive soils. As a consequence, phenomenological models have been put forth to provide answers to the questions *what and how*; they have contributed to most of the practical knowledge on soils' compaction. However, they fail to answer about *why*, because they only relate net causes with net effects. In order to provide answers to the previous questions, it is necessary to resort to explanatory models; this more fundamental approach should be followed with no sacrifice of simplicity, keeping an engineering-oriented character.

For the explanatory or translucent box type models the cause-effect relationship is established through *internal or state variables* which characterize "the interior of the box".

2.2 Explanatory models

Microstructure has been recognized as an important internal variable in the behavior of cohesive soils, and not only when they are compacted. Such role means that the macrolevel performance depends on the interactions of their microelements. It is important to distinguish between this term and the term microfabric. Microfabric is part of microstructure which accounts for the spatial arrangements and distribution of soil particles and the associated pore spaces. Microstructure embraces microfabric and interparticle physico-chemical forces (Lambe, 1959), or between other fabric units, as is discussed farther on. The terms macrofabric and microfabric are defined respectively as the levels of fabric which can and cannot be seen by the naked eye.

Various authors (Lambe, 1958, 1960; Mitchell 1965, Seed and Chan, 1959, among others) have explained soil properties such as shear strength or permeability, in terms of porosity and

microstructure. Barden, 1965 analyzed the consolidation of compacted clays, in terms of three state variables: porosity, microstructure, and degree of saturation, which he used to characterize air and water coefficients of permeability. Reséndiz (1980) retook this approach for describing the performance of compacted cohesive soils, adopting the concept of microfabric proposed by Lambe.

The working hypothesis in this paper is that the relationship between the controllable variables of compaction, and the mechanical and hydraulic properties of compacted cohesive soils, can be explained by means of the three state variables: dry unit weight (γ_d), degree of saturation (S_r) and microstructure.

2.3 What do we know about microstructure?

Dry unit weight and degree of saturation have both a clear definition and can be easily determined in the laboratory. In opposition, quantitative characterization of microstructure is a much more complex task. Various efforts have been devoted in this direction, with procedures such as measurement of intensities of X-ray diffraction incident on different planes (Yoshinaka & Hazama, 1973), pore-size distribution obtained with techniques of mercury intrusion (Sridharan et al, 1971), or direct observation through the scanning electron microscope (Smart, 1969). All these indirect procedures measure some of the attributes of microstructure. During the twenties, initial ideas and concepts about soil microfabric were put forth and were highly speculative, because available experimental techniques for direct observation were poor at that time. This was overcome in the sixties, first with the transmission electron microscope, and then with the scanning technique (SEM).

Lambe (1958) laid down that impact compacted clays on the dry side of a compaction curve have a random fabric of the *card-house* type, with no preferential order in their particles; also, he suggested that compaction on the wet side produces a more oriented arrangement. The former fabric was named *flocculated*, while the latter *disperse*; these terms indeed were not fortunate because they were also used for describing the fabric of diluted clayey suspensions. So, Lambe's views were explained in terms of the diffuse double layer, rather than the direct evidence of fabric arrangements.

From subsequent direct observations with electron microscopes (Sloane and Kell, 1966; Barden and Sides, 1970; Diamond, 1971; Yoshinaka and Kazama, 1973, among others) some common features can be distinguished for compacted soils. The first conclusion that can be extracted from these studies is that practically there is no compacted soil having arrays on an individual-particle basis, and that, as in natural soils, the associations or aggregations of clayey plates are the basic microstructural units. Likewise, these assemblages of particles occur at both the macro and microfabric levels.

Compacted small samples of the four soils used in the experimental research described in this paper, were prepared for SEM observations (Mendoza, 1982). Substitution drying (acetone) was practiced for removing the pore water. Fresh surfaces were obtained by fracturing and coated with a thin layer of carbon and aluminum; gold was used (Tovey and Yan, 1973) as conducting coating for some specimens. An example of the aggregation of particles, which was apparent in the four soils, is observed in the photomicrograph of Fig 1.

A description of fabric units of soils is presented in Table 1;

clotting and clustering is the common characteristic at any observation level. Unfortunately, there is not yet a general terminology for describing the micromorphology of soils; Table 2 displays that proposed by Bochkko (1973).

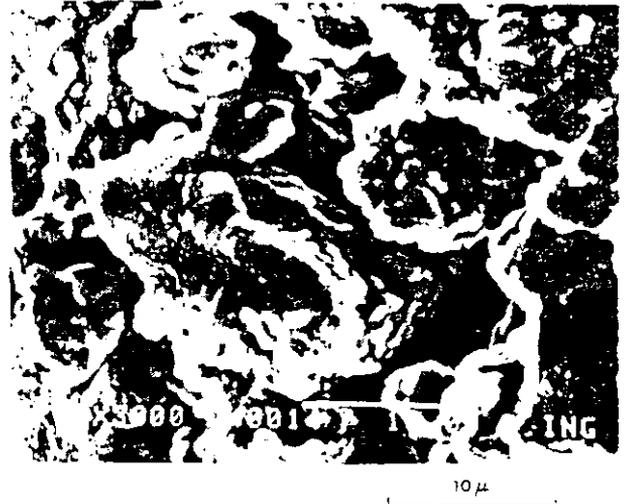


Fig 1. Electron micrograph of the CH-La Peña soil. Horizontal face of a statically compacted dry of optimum specimen.

Table 1. Scheme for level of fabric viewing (Yong and Sheeran, 1973)

Level	Fabric Unit	Identification
Macroscopic	Peds and groups of peds, [crumbs, aggregates, are alternate definitions]	Visible to the naked eye. Smallest distinguishable unit is the ped
Microscopic	Clusters. Grouping of clusters into peds. [alternate definition is flocc]	Smallest unit visible under the light microscope is a cluster.
Submicroscopic	Domains. Grouping of domains into clusters and finally into peds. Particles. Grouping of particles into domains.	Smallest fabric unit observed at this level using electron microscopy is the particle.

Table 2. Microfabric elements
(Bochko, 1973)

Name	Size	Identification
Ultramicro-blocks	0.2 - 3 μ	Accumulations of c axis orientated clay mineral particles; this means particles adjoin one another face to face
Microblocks	1 - 10 μ	Accumulations of ultramicro-blocks orientated to c axis
Micro-aggregates	1 - 10 μ	Accumulations of ultramicro-blocks and small micro-blocks without a definite orientation

Parallelism between particles is only observed within microblocks or clusters. Furthermore, particle orientation along a perpendicular plane to the compactive action was not observed, for soils compacted on either the wet or dry side of optimum.

At high magnification, only minor differences can be observed in the microstructure of clay specimens compacted dry and wet of optimum, which supports the observations of Barden and Sides (1970) with a kaolin and a CL-soil.

On the contrary, at low magnification, clear fabric differences can be observed. Dry of the optimum macropeds or pellet-like clods (2 to 5 mm in diam) were seen, with large size-difference between intrapores and interpores. Wet of optimum, an apparently homogeneous structure was observed.

Microfabric differences can already be appreciated at intermediate magnification. An open fabric with equidimensional assemblages of particles with pores up to 50 to 70 μ was observed in the dry branch; whereas, for wet of optimum samples, crushed packets or domains of smaller sizes with flow patterns, and intra- and interpores of similar sizes (5 to 10 μ) were recognized.

It is true that with electron microscopes it is possible to distinguish the different microfabric features, however it must be pointed out that we do not have a clear definition on how these units interact. We must recognize that our knowledge is poor on the bond or contact mechanisms between the different fabric units; or between these units and inert or coarse fraction (Marsal, 1979a). As a result, the concept of microstructure is used primarily with a descriptive and qualitative sense. We have theoretical methods for appraising fields of forces between particles (although for clayey suspensions only, which differ from a much more denser mass - a soil-), but not for the contact mechanisms between aggregates of particles. Yong and Sheeran (1973) consider that clusters and peds seem to act as individually large units, and that their arrangement and interaction define the key structure for the engineering behavior of soils. The above idea was advanced by Terzaghi (1956) thanks to his privileged intuition, in a letter sent to *Geotechnique*. He questioned the arrangements based on parallel particles, and proposed the existence of aggregates of particles or clusters. He suggested that physical properties of these aggregates are defined by purely mechanical interactions between them. Likewise, he considered that physico-chemical and osmotic forces between clay minerals

and the aqueous surrounding medium have a restricted influence field, which does not go farther than the self boundaries of each of these aggregates.

No doubt studies on structure of compacted soils are necessary. Rapid advancements in the techniques for their study, may soon make it possible to analyze the mechanism of stress transmission through the fabric units, and how these arrangements are influenced by different compaction methods. Presently, it is only possible to realize that these not well defined internal conditions are partly responsible for the engineering properties of compacted cohesive soils.

2.4 Compaction as a modifier of structure

The final structure of a compacted soil depends initially on *intrinsic factors* such as mineralogy, size and shape of its particles, and the chemical content of its pore water. These factors define (Mitchell, 1976; Nalezni and Li, 1969) the magnitude of the physico-chemical forces between neighboring particles; therefore, they are responsible for a *primary or intrinsic structure* of the soil in its natural condition.

Compaction must be considered as a process involving diverse *external factors*, such as the compactive effort, method of compaction and testing procedure, which modify the primary structure. As a consequence, each soil compacted with different methods, must show different engineering properties, even if it has the same dry unit weight and the same degree of saturation, as a result of its different structure. Proof of this assertion will be given in the following paragraphs.

3. TESTED SOILS AND COMPACTION METHODS

3.1 Index and mineralogical properties

Most of the experimental results referred to in this paper were obtained from four soils, whose fine fractions typify the four main portions of the plasticity chart. The idea was to attain general conclusions involving representative cohesive soils. Table 3 summarizes their index properties; their mineralogic constitution is given in Table 4.

Table 3. Index Properties of Tested Soils

SOIL	In situ water content, %	w _L %	PI	G _s
SM-San Vicente	30.0	32.9	6.5	2.64
SC-Chicoasén	10.0	30.7	10.2	2.76
MH-Necaxa	51.6	88.0* 70.0*	33.8* 20.0*	2.94* 2.87*
CH-La Peña	21.6	69.4	38.3	2.59

* Oven-dried fraction

force. The family of curves in the lower part represents similarly, the variation of the initial tangent deformation modulus (M_0). It is clear that the highest values of shear strength and deformation modulus, for each tamping force, in this case, occur in the dry side. Also, these parameters are higher as tamping force increases, and these values reduce progressively as water content grows; this was observed systematically in the impact compaction for increasing compaction energies, or in the static compaction for increasing compressive stresses. For the highest tamping forces and water contents, however, these parameters are even lower than those obtained for lower compactive tamping forces; this fact was less evident in static compaction. These facts imply that compacted specimens wetter than optimum and with high efforts, are not densified more; they only suffer excessive shear strains, increasing their deformability and reducing their strength.

With test results as those shown in Fig 4, it was possible to draw Figs 5 to 8, where engineering properties are given in terms of dry unit weight and degree of saturation, for a certain type of compaction (a certain microstructure). For each selected constant value of S_r , and considering the compaction curves of different tamping forces, corresponding values of γ_d (central graph), were related with the respective q_u values (upper graph) giving as a result Fig 5 for kneading compaction. Results of impact compaction for the same soil are shown in Fig 6. Likewise, the relationship between values of γ_d and M_0 (lower graph) renders Fig 7, or Fig 8 for impact compaction. Similar results to those shown here were obtained for 12 combinations (4 soils and 3 types of compaction) both for resistance and deformability parameters. Additional results are published elsewhere (Alberro, Marsal and Mendoza, 1985; Alberro et al, 1983; Mendoza, 1991).

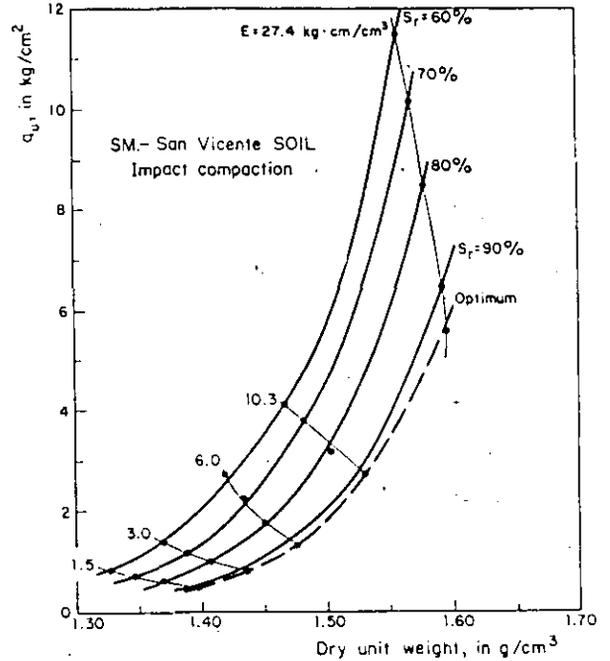


Fig 6. Unconfined strength for the impact-compacted silty sand in terms of γ_d and S_r

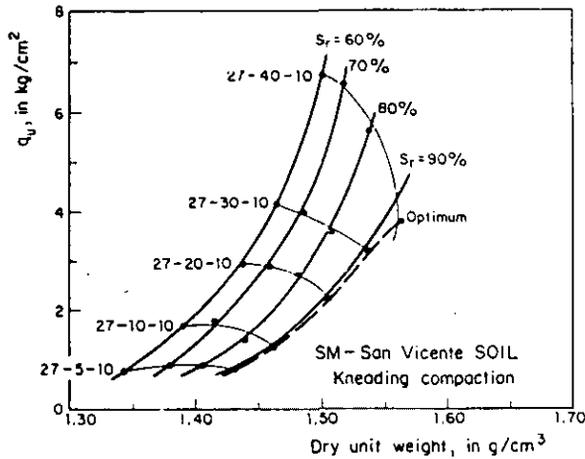


Fig 5. Unconfined strength for the kneading-compacted silty sand in terms of γ_d and S_r

Test results given by other authors (Johnson and Sallberg, 1960) can be expressed in terms of the above mentioned state variables. With the CBR test data of impact-compacted specimens with three levels of energy, it was possible to plot the results as is depicted in Fig 9; these results belong to a lean clay having $w=36\%$, and $PI=15$.

Inspection of the resulting curves like those of Figs 5 to 9 led to the conclusion that they are of the exponential type:

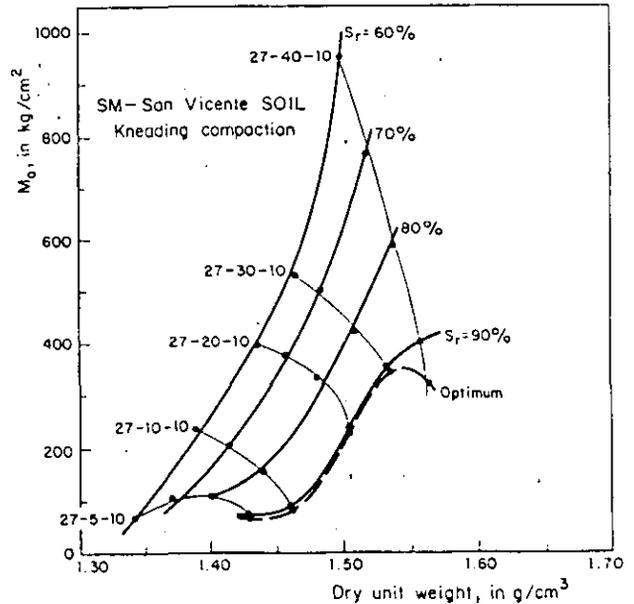


Fig 7. Initial tangent modulus for q_u -tests in terms of γ_d and S_r for the kneading-compacted silty sand

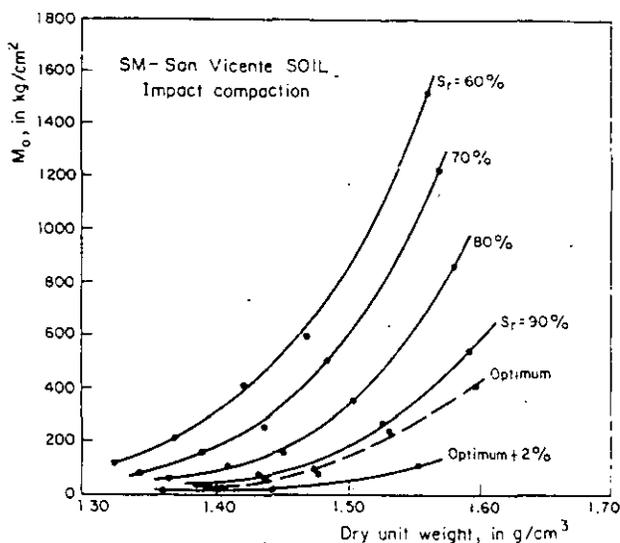


Fig 8. Initial tangent modulus for q_u -tests in terms of γ_d and S_r for the impact-compacted silty sand

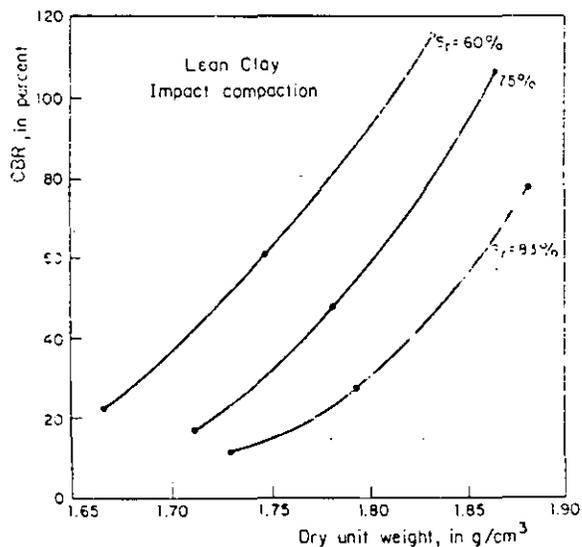


Fig 9. As-molded CBR values in terms of γ_d and S_r for an impact-compacted lean clay (Johnson and Sallberg, 1960)

$$y = b \exp [m x] \quad (1)$$

which can be linearized in a semilogarithmic plot, giving as a result the family of straight lines provided in Figs 10 and 11. In eq 1 different values of b (ordinate to origin) and m (slope of each

line) are obtained for each degree of saturation. The values, y , of as-compacted undrained strength or deformability moduli, in this case, are given by the following general equation :

$$y = \beta (S_r) \exp [\mu (S_r) \gamma_d] \quad (2)$$

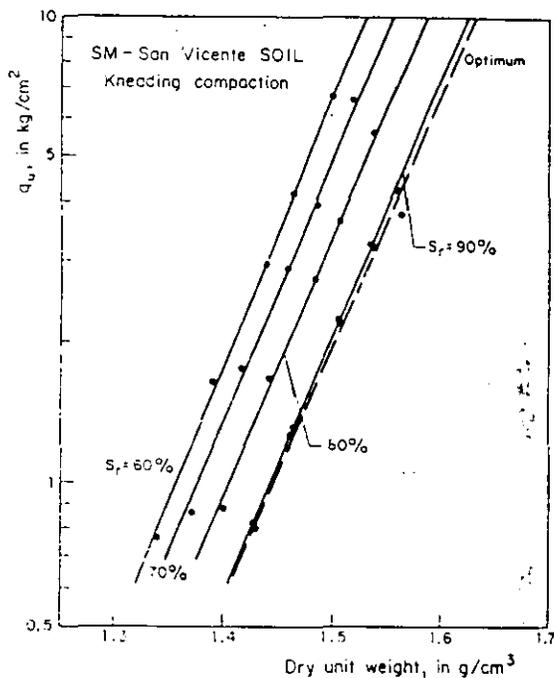


Fig 10. Logarithmic linear relation between γ_d and q_u for different values of S_r , Kneading-compaction on the silty sand

where, functions β and μ depend exclusively on S_r , for a certain type of compaction; these functions should be experimentally determined. It is interesting to mention that, as can be seen in Figs 10 and 11, straight lines keep a high degree of parallelism, both for strength and deformability data; this peculiarity is convenient to apply this approach in practice.

Alternatively, dry unit weight can be replaced by its corresponding void ratio, e ; because these parameters are inversely proportional, the set of straight lines have a negative slope, as observed in Fig 11. The equivalent equation to (2) in terms of e , has a similar form as that given by Hvorslev (1960) for the true cohesion of a normally consolidated saturated clay, as function of void ratio at failure, e_f :

$$C_c = c_c \exp [- B e_f] \quad (3)$$

He called attention on the fact that a plot of the logarithm of this strength versus e gives a straight line parallel to the virgin branch

of the compressibility diagram.

Equation (2) is also similar to the one provided by the well known Critical State approach (Wood, 1990) for expressing the undrained shear strength of saturated clays:

$$c_u = M/2 \exp [(\Gamma - v) / \lambda] \quad (4)$$

Where M is the slope of critical state line, and v the specific volume; λ is the slope of normal compression line in $v - \ln \sigma'$ plane, and Γ its intercept at a reference effective stress.

No doubt, more research is needed to elucidate the nature of the relation between undrained strength and compressibility of compacted unsaturated soils.

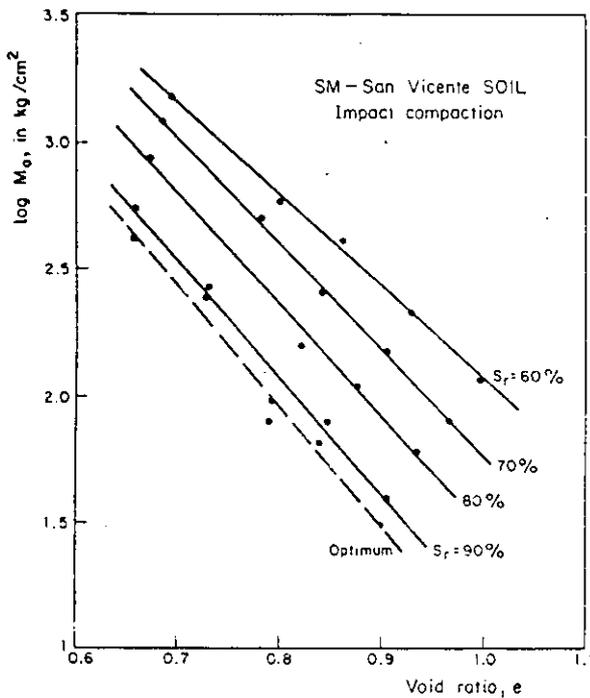


Fig 11. Logarithmic linear relation between void ratio and initial deformation modulus for different values of S_r .

4.2 Influence of stress level on shear strength

UU-triaxial tests were carried out with as-compacted specimens of the MH-Necaxa soil, compacting the samples with impact, kneading and static compression. Following the same procedure, test results show (Figs 12 and 13) linear relations between engineering properties and γ_d for each S_r , and a fixed confining pressure, $p_3=1 \text{ kg/cm}^2$. UU-triaxial test results given by other authors (Johnson and Sailberg, 1960) were reinterpreted and

confirm the existence of the above mentioned relationships, Fig 14, for the as-molded condition. Impact compaction was used on the lean clay described in Sec. 4.1, and the deviator stress corresponds to an axial strain $\epsilon = 2\%$, as reported by these authors.

The effect of confining pressure in UU-tests is depicted in Fig 15, where a family of straight lines relating mechanical properties

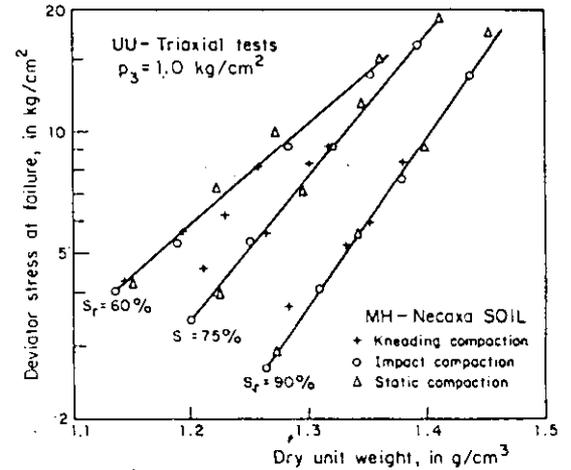


Fig 12. Deviator stress at failure of UU-triaxial tests in terms of γ_d and S_r for MH soil, compacted with different methods

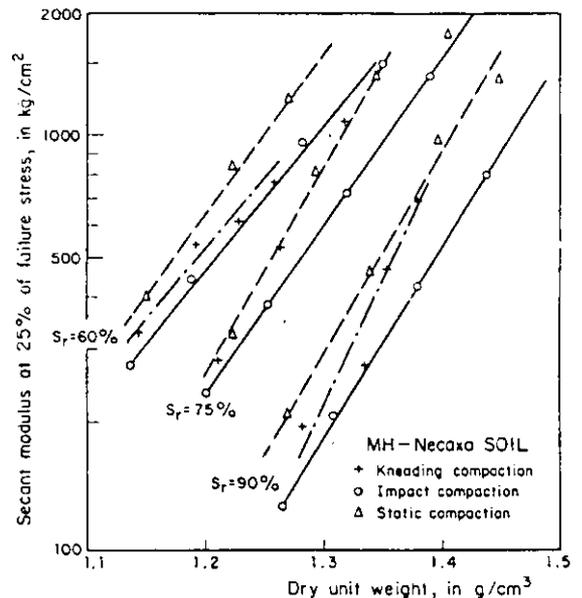


Fig 13. Secant deformation modulus of UU-tests in terms of γ_d and S_r for MH soil. Different compaction methods

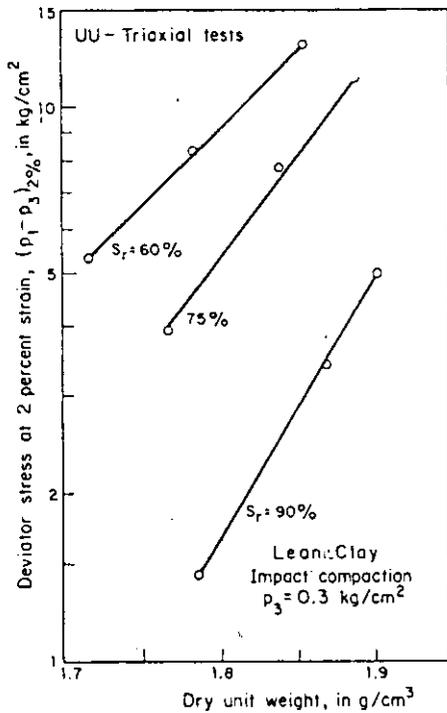


Fig 14. Deviator stress at 2% strain of UU-triaxial tests in terms of γ_d and S_r for a lean clay, compacted by impacts. (Johnson and Sallberg, 1960)

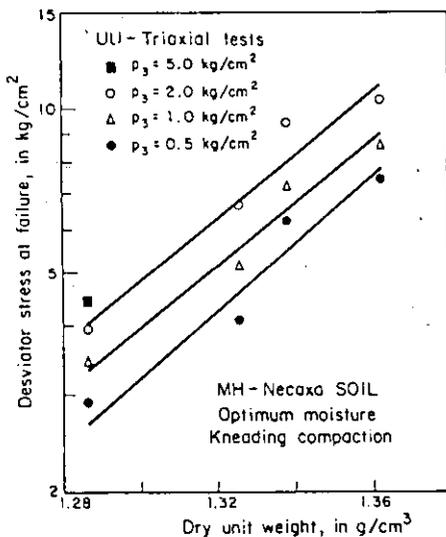


Fig 15. Deviator stress at failure with different confining pressure.

with γ_d is defined for the optimum water content (which occurs at an almost constant value of S_r). As confining stress level

increases, the deviator stress at failure increases too; the limit should correspond to the saturated condition.

4.3 Effect of compaction type

Table 6 includes the as-compacted ratio of unconfined strength R_{qu} for different types of compaction; results obtained from tests on the four soils are compared for equal γ_d and S_r . A unitary value for the impact-compacted specimens was assumed. For optimum water unconfined strength of static compressed (S) and kneaded compacted (K) specimens are 80 % and 70 %, respectively, of the impact-compacted specimens.

Table 6. Normalized values of unconfined strength and initial deformation modulus for different compaction methods.

For impact compaction, $R_{qu} = RM_o = 1$

S_r %	γ_{dc} g/cm ³	R_{qu}		RM_o		γ_{dc} g/cm ³	R_{qu}		RM_o		
		K	S	K	S		K	S	K	S	
SM-San Vicente						SC-Chicoasér.					
70	1.35	0.64	1.27	0.60		1.85	0.75	0.92	0.89	0.81	
	1.40	0.97	1.19	0.90		1.90	0.79	0.89	0.64	0.73	
	1.45	1.05	1.04	0.98		1.95	0.77	0.88	0.64	0.77	
	1.50	1.09	0.97	1.00		2.00	0.74	0.85	0.75	0.79	
	1.55		0.89			2.05	0.71	0.78	0.90	0.82	
90	1.35		1.30			1.90		2.42		2.85	
	1.40	0.97	1.14			1.95	1.00	1.34	0.40	1.91	
	1.45	1.07	1.08	0.84		2.00	0.82	0.89	0.49	0.87	
	1.50	1.08	1.02	1.22		2.05	0.84	0.77	0.60	0.74	
	1.55	1.01	0.95	1.13		2.10	0.87	0.85	1.19	0.93	
OPT	1.35		0.93			1.90		2.44		3.35	
	1.40	1.02	1.04			1.95	1.16	1.50	0.42	1.95	
	1.45	1.10	1.02	0.97		2.00	0.94	1.02	0.46	1.17	
	1.50	1.13	1.03	1.43		2.05	0.91	0.84	0.58	0.83	
	1.55	1.00	0.99	1.30		2.10	0.89	0.91	0.85	0.98	
MH-Necaxa						CH-La Peña					
70	1.20	1.04		1.59	1.11	1.10	1.73	1.27		5.17	
	1.25	0.93	0.85	1.29	1.26	1.15	1.23	0.95	0.98	2.41	
	1.30	0.81	0.92	0.96	1.19	1.20	0.97	1.14	0.68	1.51	
	1.35	0.85	1.01	0.84	1.14	1.25	0.87	1.37	0.65	1.12	
	1.38	0.90	1.08			1.29	0.99		0.69	1.06	
90	1.30	0.98	0.85	1.31	1.27	1.20	1.05		2.07		
	1.35	1.01	1.03	1.34	1.49	1.24	1.15	0.86	1.82	5.07	
	1.40	0.94	1.02	1.06	1.36	1.28	1.27	0.93	1.21	3.54	
	1.45	0.93	0.94	1.25	1.21	1.32	1.16	1.06	0.89	2.18	
	1.50		0.96		1.09	1.36	0.99	1.20	0.84	1.31	
OPT	1.30	0.80	0.77	0.93	1.41	1.24	0.99	0.95	1.03	5.23	
	1.35	0.84	1.02	0.87	1.50	1.28	0.85	0.88	0.78	3.35	
	1.40	0.80	1.04	0.75	1.33	1.32	0.64	0.74	0.61	1.76	
	1.45	0.70	0.95	0.60	1.16	1.36	0.49	0.59	0.58	0.92	
	1.50		0.89			1.40	0.40	0.49		0.59	

In general, R_{qu} -values showed a weak dependence between type of compaction and unconfined shear strength. The effect of type of compaction is much more evident on initial deformability, as can be appreciated through the ratio of deformation modulus, RM_o , in Table 6. This fact must be interpreted as a manifestation of the influence of structure, because it occurs under identical values of γ_d and S_r . It seems that the structure produced by each type of compaction, affects mainly the initial deformational performance, within the range of strains that can be measured in a q_u -test. For

the same values of γ_d and S_r , the larger modulus M_0 is obtained on samples compacted statically. The most extreme M_0 -value among the tested soils is obtained for the CH soil. In fact, the deformation modulus for static compressed-specimens in the dry side, is up to five times greater than the modulus obtained by testing samples compacted by impacts.

It is clear that the unconfined compression test is easy and rapid to perform; nevertheless, this test is quite sensitive to minor heterogeneities or surficial cracking of compacted specimens, for example those provoked during the removal of the mold. This could explain the observed scattering in R_{qu} -values.

In order to reduce these effects, and to define better initial deformability, undrained triaxial tests were carried out, although only on the MH-Necaxa soil. The results of these tests revealed that undrained strength is not affected by the type of compaction. Indeed, when specimens are compacted by impacts, kneading and static pressure, the same straight line for identical values of γ_d and S_r is obtained, Fig 12. We can conclude that shear strains in the vicinity of failure erase the structural peculiarities induced by each compaction methods, and that the undrained shear strength is defined by γ_d , S_r and the intrinsic microstructure.

On the contrary, different type of compaction gives as a result different deformability characteristics, Fig 13. The secant deformation modulus for a stress level of 25 % of failure was considered in the UU-triaxial tests. Results confirm that the most rigid specimens for the same γ_d and S_r , are those compacted by static compressive stress. Furthermore, kneading-compacted specimens which are less rigid under unconfined conditions, are more rigid than those compacted by impacts, when they are subjected to even low confining pressure; these results seem to justify, if a rigid material is wanted, and if the lamination induced by static compaction is unacceptable, the convenience of field compactors which induce kneading actions.

The type of failure and the shape of the stress-strain curves deserve mention, as a reflex of the structure induced by different compaction methods. Higher compactive energies for impact compaction create more ductile materials, Fig 16a, with higher strains at failure in q_u -tests. On the contrary, the magnitude of static pressure does not noticeably influence the failure strain, Fig 16b.

4.4 Undrained shear strength and initial deformability of soaked specimens

It is of practical interest to present the stress-strain behavior of soaked specimens; it is propitious also, for showing additional evidences of the important role of microstructure.

Results of tests performed on the MH-Necaxa and SC-Chicoasen soils are given. Six specimens of each soil were compacted (kneading-type: 25-10-10) at almost the same dry density; three were densified dry of optimum, and the rest in the wet side. The relative difference in the mean values of γ_d between dry and wet specimens was 1.3% for the MH soil, and 2.6% for the SC. Compacted specimens were kept within the plastic molds where they were formed. These molds had little holes all around, in order to expedite the access of water, as well as lids fastened to each other with metallic bars. In this way, volumetric increase of samples was eliminated when they were submerged within a tank, and subjected to a hydraulic pressure of 6 kg/cm² during at least 15 days. Afterwards, the specimens were unmolded and mounted in triaxial cells, restoring the back pressure of the tank. Dry

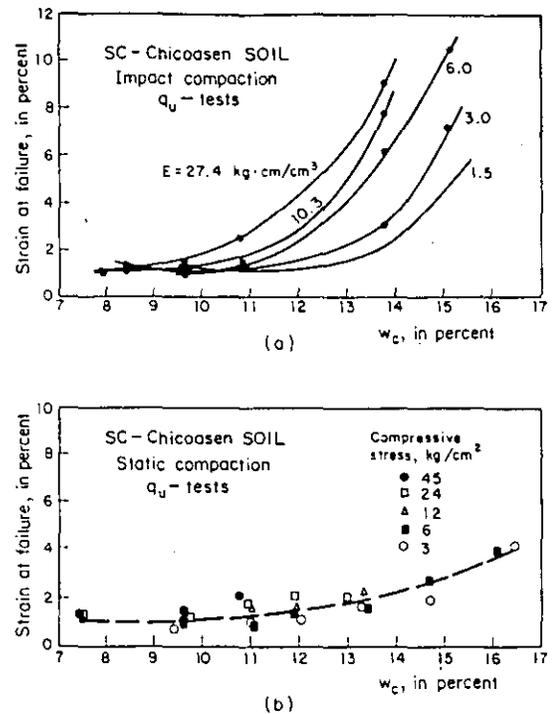


Fig 16. Strain at failure for different types of compaction and compactive efforts for unconfined compression tests

density was preserved almost without change (Mendoza, 1982), and high degrees of saturation were achieved; Skempton's B-parameter values as high as 0.999 were obtained.

Specimens treated in this way had practically the same values of γ_d and S_r during the undrained failure process. Therefore, any difference in the behavior between dry and wet specimens, should be due to the peculiar soil structure at each side of the compaction curve, and may be affected only slightly by the saturation process.

Stress-strain curves for dry and wet specimens turned out to be quite different, as can be seen in Figs 17 and 18. The curves for the specimens compacted dry of optimum are characterized by an initial steep portion, maximum strength is attained at low strain values, and exhibit a plastic fluency, whereas less steep initial curves and maximum strength with deformations as high as 20 % are observed in the curves for the specimens compacted wet of optimum.

The evidence provided by these experiments shows that the most significative aspects of soil fabric induced by compaction are not modified by the saturation process. Alterations due to changes in salt concentration appear to be unimportant. Indeed, the initial rigid behavior of dry specimens is related to an open fabric induced during compaction, characterized by strong peds with big inter-pedal pores; however, saturation makes them vulnerable to low distortions. A more stable structure might be reached after the initial loading process; hence a fluency under constant deviator stress was defined.

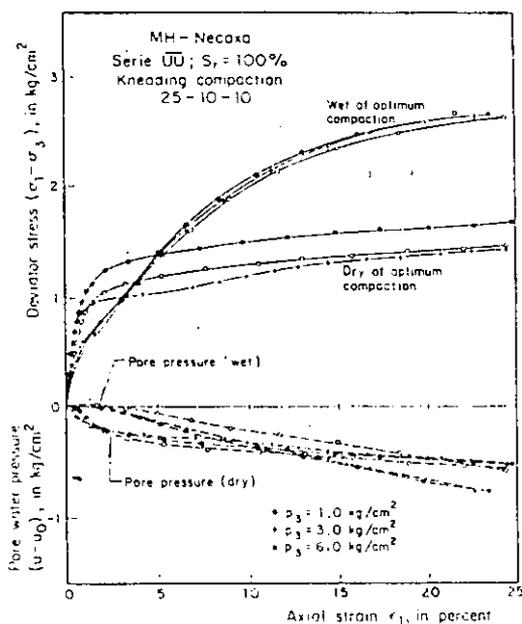


Fig 17. Unconsolidated triaxial test results for saturated samples, compacted with almost the same γ_d , dry and wet of optimum. MH-Necaxa soil

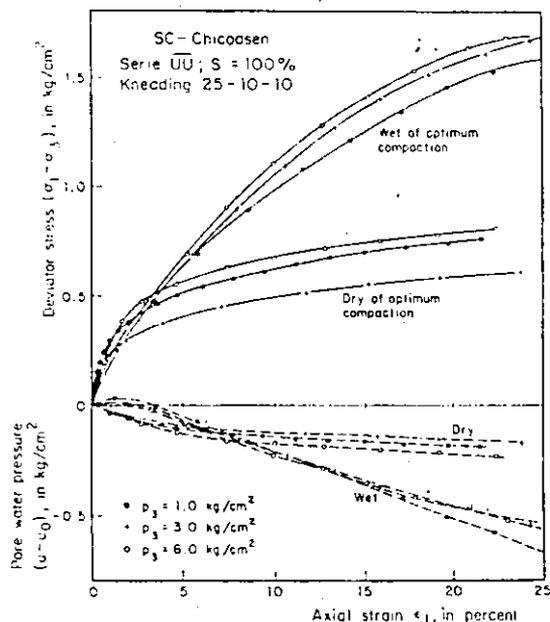


Fig 18. Unconsolidated triaxial test results for saturated samples, compacted with almost the same γ_d , dry and wet of optimum. SC-Chicoasen soil

The crushed aggregates of particles in the wet side with no size differences in their inter-pores and intra-pores, as was observed in the scanning electron microscope, define a less open fabric which is consequently more stable, although it contains more deformable aggregates. These structural peculiarities seem to explain their stress-strain performance.

Isotropically consolidated undrained tests (CU) with pore pressure measurement were also carried out with soaked specimens, which were subjected to the same saturation process. The observed stress-strain curves had similar characteristics as those obtained by testing unconsolidated samples. The MH-Necaxa soil showed a contractive behavior both for specimens compacted dry and wet of optimum, Fig 19, for an ample range of confining effective pressures. Specimens of the SC soil consolidated under a relatively low pressure of $\sigma'_3 = 1 \text{ kg/cm}^2$, showed also a contractive behavior when they were compacted dry of optimum. However, those compacted wet of optimum initially generated positive pore pressure, and then for pore pressures equal to more or less to two thirds of the confining pressure, the behavior became dilatant.

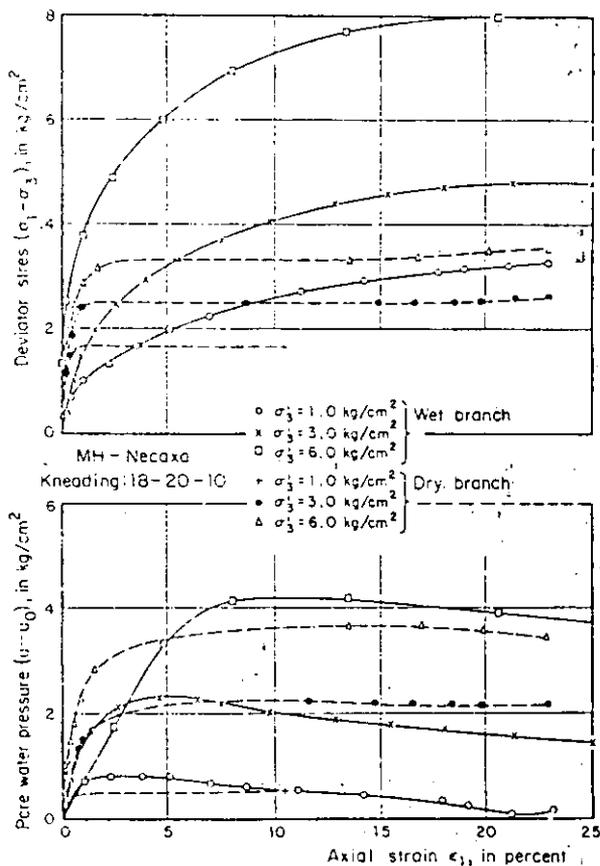


Fig 19. Consolidated triaxial test results for saturated samples, compacted with almost the same γ_d , dry and wet of optimum. MH-Necaxa soil

compaction, it is necessary to reproduce not only the dry unit weight and water content, but the corresponding field compaction mechanism. This is so, because each type of compaction induces a peculiar soil fabric to cohesive materials, which is responsible for the different mechanical and hydraulic properties of each soil, for the same dry unit weight and degree of saturation.

d) Compaction is a modifier of the intrinsic microstructure of a soil, and its influence is more evident under low deformations, within the range of strains that can be measured in conventional triaxial cell. It affects mainly the initial deformability and to a lesser degree, the undrained shear strength.

e) For comparable compaction conditions, static compaction gives without doubt the most rigid specimens, kneading compaction an intermediate rigidity, and impact compaction the lesser one. Lamination and anisotropy, however, should be considered in laboratory specimens compacted with a static compressive stress, or in earthfills compacted with a smooth-wheel type roller, for instance.

f) A remarkable difference in the soil fabric was observed between specimens compacted statically or by kneading, and densified dry and wet of optimum. An open fabric with equidimensional assemblages of particles with pores up to 50 to 70 μ was observed through the scanning electron microscope, for samples on the dry branch. On the contrary, crushed aggregates of particles of less size with 5 to 10 μ -size interpores are distinguished in specimens on the wet branch. These facts explain, among other soils' performances, the high permeabilities of dry of optimum specimens, and the low ones for samples on the wet branch.

g) Based in just simple observation, in general, there are not significant fabric differences at the microscopic level, among specimens densified with different types of compaction.

h) For the four tested soils and at least for static compaction, materials compacted in the wet side are less compressible than those densified dry of the optimum. On the contrary, for previously saturated samples, a unique slope of the virgin branch is defined.

i) The coefficient of absolute permeability of static compacted specimens depends mainly on the degree of saturation, reached by means of a loading process. Air permeability diminishes drastically when air is occluded in the liquid phase; this happens close to optimum.

j) Evidences show that the most significant aspects of soil fabric induced by compaction to specimens with different molding water contents, are not modified by a saturation process. Quite different stress-strain curves or water permeabilities have been measured under saturated conditions, for samples compacted dry and wet of optimum with the same dry unit weight.

k) More experimental studies on compressibility and permeability of compacted cohesive soils are doubtless necessary, with different compaction methods and efforts. Moreover, the analysis of bond or contact interaction mechanisms between fabric units of clayey particles and inert fraction, should improve the knowledge on engineering properties of compacted soils. The definition of soil fabric should be a mandatory task.

ACKNOWLEDGMENTS

The writers gratefully acknowledge the many contributions from their colleagues, students and lab technicians at the Institute of

Engineering, National University of Mexico; they are especially indebted to the late Professor R. J. Marsal for his wise guidance and encouragement. Deserve mention Mr. G. Hiriart, for his participation in the lab work. The sponsorship by the Ministry of Communications and Transport, Mexico, is gratefully acknowledged. The writers are indebted to Dr. E. Ovando for helpful comments and the critical review of the English version of the paper.

REFERENCES

- Alberro, J., Hiriart, G., Marsal, R. J. and Mendoza, M. J. (1983), "Behavior of Compacted Soils", 6th Progress Report prepared for SAHOP, II-UNAM, Mexico (in Spanish)
- Alberro, J., Marsal, R. J. and Mendoza, M. J. (1985), "Behavior of Compacted Cohesive Soils", *Series del Instituto de Ingenieria No. 493*, Mexico (in Spanish)
- Barden, L (1965), "Consolidation of Compacted and Unsaturated Clays", *Géotechnique*, Vol XV, No 3
- Barden, L and Sides, G.R. (1970) "Engineering Behavior and Structure of Compacted Clay", *J. Soil Mech. and Found. Engrg. Div.*, ASCE, 96(SM4)
- Bochko, R. (1973), "Types of Microtextural Elements and Microscoporosity in Clays (Based on Scanning Electron Microscopy Studies)", *Proc Int Symp on Soil Structure*, Gothenburg
- Casagrande, A. and Hirschfeld, R. (1960), "Stress Deformation and Strength Characteristics of a Clay Compacted to a Constant Dry Unit Weight", *Proc Research Conf on Shear Strength of Cohesive Soils*, ASCE, Boulder Co.
- Diamond, S. (1971), "Microstructure and Pore Structure of Impact-compacted Clays", *Clays and Clay Minerals*, Vol 19, Pergamon Press
- Espinace, R. (1984), "Influence of the Degree of Saturation of Sandy Fills on their Deformability under Static and Cyclic Actions", *Cuadernos de Investigación C10*, MOPU, Spain (In Spanish)
- Hvorslev, M. J. (1960), "Physical Components of the Shear Strength of Saturated Clays", *Proc Research Conf on Shear Strength of Cohesive Soils*, ASCE, pp 169-273, Boulder Co.
- Jiménez-Salas, J. A., (1980), "Basic Concepts on Compaction", *Bol Inf. Lab. Carreteras y Geotecnia*, No. 141, Spain (in Spanish)
- Johnson, A. W. and Sallberg, J. R. (1962), Factors Influencing Compaction Test Results, HRB Bulletin 319
- Lambe, T. W. (1958), "The Engineering Behavior of Compacted Clay", *J. Soil Mech. and Found. Engrg. Div.*, ASCE, 84(SM2)
- Lambe T W (1960), "The Structure of Compacted Clay", *Transactions ASCE* 125, pp 682-705

- Marsal, R. J. (1979) "Compaction of Soils and Properties of Cohesive Soils", Technical Report prepared for SAHOP, II-UNAM, Mexico (in Spanish)
- Marsal, R. J. (1979a) "Properties of Compacted Soils", General Report, Main Session IV, *Proc. 6th Panam. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, Vol I, pp 143-222
- Marsal, R. J. and Reséndiz, D. (1974), *Presas de Tierra y Enrocamiento*, Limusa, México
- Mendoza, M. J. (1982), "Stress-Strain Characteristics of Compacted Cohesive Soils: Structural Effects", Master Thesis, Faculty of Engineering, UNAM, Mexico (in Spanish)
- Mendoza, M. J. (1986), "Influential Conditions on Results of Soil Compaction Tests", *Proc. XIII Reunión Nacional de Mec de Suelos*, Vol I, SMMS, Mazatlán (in Spanish)
- Mitchell, J. K., Hooper, D. R. and Campanella, R. G. (1965), "Permeability of Compacted Clay", *J. Soil Mech. and Found. Engrg Div.*, ASCE, 91(SM4)
- Mitchell, J. K. (1976), *Fundamentals of Soil Behavior*, John Wiley, New York
- Nalezny, C. L. (1967), "Effect of Soil Structure and Thixotropy Hardening on the Swelling Behavior of Compacted Clay Soils", Committee on Physicochemical Phenomena in Soils, 46th Annual Meeting
- Proctor, R. R. (1933), "Fundamentals Principles of Soil Compaction", *Engineering News-Record*, III
- Reséndiz, D. (1980), "Compaction Conditions, State Variables and Engineering Properties of Compacted Clay", *Proc Int Conf on Compaction*, Vol I, Paris
- Rico, A. and Del Castillo, H. (1974), *La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres*, Vol I, Limusa-Noriega
- Seed, H. B. and Chan, C. K. (1959), "Structure and Strength Characteristics of Compacted Soil", *J. Soil Mech. and Found. Engrg Div.*, ASCE, 85(SM5)
- Sloane, R. L. and Kell, T. F. (1966), "The Fabric of Mechanically Compacted Kaolin", *Clays and Clay Minerals*, Vol 14
- Smart, P. (1969), "Soil Structure in the Electron Microscope", in *Structure Solid Mechanics and Engineering Design*, edited by M. Te'eni, Wiley
- Sridharan, A., Altschaeffl, A. G. and Diamond, S. (1971), "Pore Size Distribution Studies", *J. Soil Mech. and Found. Engrg Div.*, ASCE, 97(SM5)
- Terzaghi, K. (1956), Correspondence to the Secretary, The Institution of Civil Engineers, *Géotechnique*, Vol VI
- Tovey, N. K. and Yan, W. K. (1973), "The Preparation of Soils and other Geological Material for the S.E.M.", *Proc Int Symp on Soil Structure*, Gothenburg
- Wilson, S. D. (1958), "Suggested Method of Test for Moisture Density Relations of Soils Using Harvard Compaction Apparatus", *Procedures for Testing Soils*, ASTM, p 133
- Wood, D. M. (1990), *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*, Cambridge University Press
- Yong, R. N. (1973), "Mechanisms of Deformation and Failure", *Proc Int Symp on Soil Structure*, Appendix, Gothenburg
- Yong, R. N. and Sheeran, D. E. (1973), "Fabric Unit Interaction and Soil Behaviour", *Proc Int Symp on Soil Structure*, Gothenburg
- Yoshimi, Y. and Osterberg, J. O. (1963), "Compression of Partially Saturated Cohesive Soils", *J. Soil Mech. and Found. Engrg. Div.*, ASCE, 89(SM4)
- Yoshinaka, R. and Kazama, H. (1973), "Microstructure of Compacted Kaolin Clay", *Soils and Foundations*, Vol. 13, No. 2

Algunas divergencias entre prácticas comunes de compactación y lo que la investigación parece indicar

Some discrepancies between common compaction practice and what research seems to indicate

A. RICO, Instituto Mexicano del transporte

RESUMEN: Se evoca la importante contribución de Raúl J. Marsal a la tecnología de compactación de suelos. Una parte de esos trabajos se realizaron para la actual Secretaría de Comunicaciones y Transportes y están, lógicamente, enfocados hacia el proyecto y la construcción de vías terrestres.

De la información arrojada por las investigaciones realizadas en el Instituto de Ingeniería bajo la dirección de Marsal se desprenden recomendaciones prácticas que los ingenieros de laboratorio y campo dedicados a las vías terrestres deberían invariablemente de guardar, aunque en algunas ocasiones no se guarden con el cuidado debido. Por esta razón se ha dado al trabajo una forma en la que se comparan las recomendaciones convenientes con las normas de trabajo práctico a veces no tan cuidadosas; esa comparación se presenta bajo el nombre genérico de discrepancia.

Se espera que el trabajo cumpla una función de utilidad y que sirva para recordar las importantes contribuciones de Raúl J. Marsal a la compactación de suelos.

1 PROPOSITO.

Cuando se observa la práctica de compactación en el campo y en el laboratorio y se la compara con la información confiable que ha ido produciendo la relativamente escasa investigación sería que se ha hecho sobre este proceso de uso casi universal, no pueden dejar de observarse algunas discrepancias importantes. En algunos casos se trata de prácticas de campo o laboratorio establecidas por añejas tradiciones, emanantes de juicios basados en una experiencia nunca comprobada; en otros casos son seguramente falsas interpretaciones de fenómenos no bien estudiados y, finalmente, algunos casos procederán de no haber retirado a tiempo prácticas que parecían razonables antes de sobrevenir conocimientos posteriores.

De ninguna manera pretende este trabajo ser original. Su función principal es evocar la contribución de Raúl Marsal a estos temas, que no fue escasa, que siempre fue original y también siempre importante. En segundo lugar, si este trabajo cumpliera una cierta

ABSTRACT: Raúl J. Marsal's important contribution to the technology of compacted soils is evoked. Part of that work was made for the Secretary of State for Communications and Transport (Mexican government) and were obviously focused on the design and construction of highways. Practical recommendations for field and laboratory engineers can be extracted from the research on this topic performed at the Instituto de Ingeniería under Marsal's supervision. Some of these recommendations should be followed invariably by highway engineers although they are sometimes not followed as carefully as they should. This paper compares usual practice in Mexico with the recommendations for modifying it; as a result of such a comparison, generic discrepancies were found. It is hoped that the present work will be of use and that it may also help in preserving the most important contributions of Raúl J. Marsal in compaction of soils.

función de difusión didáctica habría llenado todas las aspiraciones de su autor.

Debe decirse de una vez por todas que casi todos los detalles finos de información que se citan en este escrito provienen del conjunto de trabajos realizados por Marsal y sus colaboradores para la actual Secretaría de Comunicaciones y Transportes (1992). La referencia resumen más consultada fue El Comportamiento de Suelos Cohesivos Compactados (J. Alberro, R.J. Marsal y M. J. Mendoza. Publicación 493 del Instituto de Ingeniería de la UNAM, 1985); otras referencias más específicas también se mencionarán al final.

En tanto no se diga otra cosa este trabajo se refiere a suelos cohesivos.

2 PRIMERA DISCREPANCIA. EN LOS OBJETIVOS DE LA COMPACTACION.

En contra de toda lógica, muchas definiciones escritas y muchas acciones de campo apoyan la creencia de que para vastos

sectores de la profesión el objetivo de la compactación es establecer un peso volumétrico en el suelo, con la aparente creencia implícita de que cuanto mayor sea éste, se tendrá un más favorable comportamiento de campo(1).

Obviamente el pensamiento actual establece que la compactación tiene por objetivo mejorar propiedades de comportamiento mecánico claramente identificadas, entre las que suele mencionarse la resistencia, la deformabilidad, las características esfuerzo-deformación, la permeabilidad, la flexibilidad y la resistencia a la erosión, principalmente.

Es sabido el papel histórico del peso volumétrico en el desarrollo de los trabajos de compactación y la utilidad actual del concepto como base de pago y como índice representativo de la descripción del suelo con vistas a comparaciones relativas.

La investigación actual indica que no existe ninguna correlación confiable (y menos, segura) entre el peso volumétrico que adquiere un suelo y las propiedades mecánicas alcanzadas. El conocimiento actual hace ver que un enorme número de parámetros ajenos a la simple evolución del peso volumétrico, condicionan el comportamiento de los suelos cohesivos compactados. Las referencias 2, 3 y 4 permiten obtener abundante información suplementaria sobre este básico aspecto. También se mencionará en otras partes de este escrito.

3 SEGUNDA DISCREPANCIA. NO ESPECIFICAR EL CONTENIDO DE AGUA CON EL QUE SE COMPACTA.

En muchos trabajos importantes de compactación no se tiene suficiente control (y a veces, casi ninguno) sobre el contenido de agua con el que se compacta en el campo.

Evidentemente, todo lo que se ha investigado hasta este momento sobre compactación indica que la influencia de este valor es decisiva en los resultados obtenidos y en el control del proceso, siendo uno de los mecanismos más propicios para ajustar los resultados obtenidos en el campo a los efectos deseados. A despecho de que la importancia del contenido de agua en los resultados de la compactación aparecerá en todo lo que sigue, parece conveniente presentar aquí las Figs. 1 y 2 que ilustran algunos de los aspectos prácticos en que la influencia del contenido de agua de compactación es altamente relevante.

(1) El autor no desconoce que la práctica profesional no es totalmente homogénea en los diversos campos de las aplicaciones; la experiencia del autor se ha desarrollado en la ingeniería de las vías terrestres.

La Fig. 1 hace ver como se relaciona el contenido de agua con la energía de compactación (que se hace crecer en las sucesivas curvas de peso volumétrico máximo también creciente); estas relaciones permiten obtener resultados equivalentes en el campo con equipos y operaciones de diferente energía, sin más que variar convenientemente los contenidos de agua y también permiten ver como dentro de límites muy amplios se puede ajustar el proceso a contenidos de agua determinados variando la energía empleada. La Fig. 2 detalla este tipo de relaciones para aumentos de energía logrados con incrementos del número de pasadas o variaciones en la presión de inflado de llantas neumáticas. Las Refs. 3 y 5 detallan más este asunto.

A la luz de toda la información disponible debe considerarse como inadecuado un proceso de compactación en el que no se lleve un estricto control del contenido de agua de compactación y sus cambios.

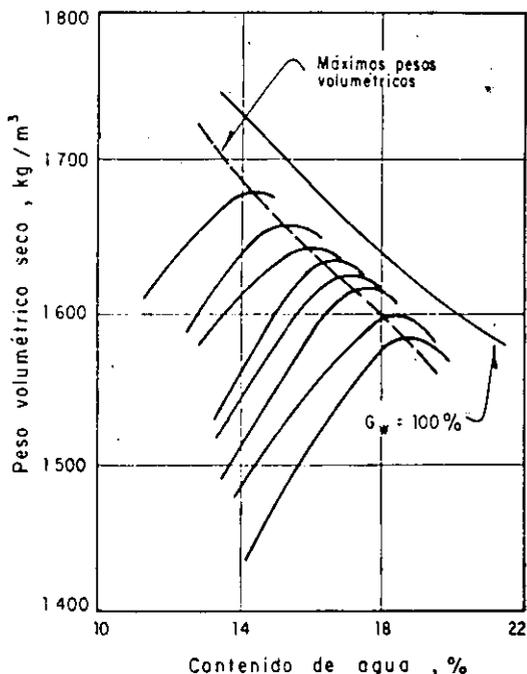


Fig 1. Diagrama cualitativo de γ_d vs. w para diversas energías de compactación.

4 TERCERA DISCREPANCIA. ELEMENTOS CONSTITUTIVOS DE LA ESTRUCTURA DE SUELOS FINOS COMPACTADOS.

Es cierto que el ingeniero que compacta en el campo no suele mostrar mayor interés por la estructura (arreglo y disposición de las partes sólidas cristalinas) que adquieran los materiales que compacta, a despecho de que para cualquier ingeniero debe ser una

idea primaria que el arreglo y conexiones de las piezas estructurales ha de ser vital para definir el comportamiento conjunto. De hecho, en rigor, esta discrepancia podría decirse que surge más entre las ideas aún recientes de muchos investigadores y las concepciones actuales. Hasta hace poco tiempo se hablaba de estructura de los suelos finos en términos del arreglo y disposición de sus partículas individuales; se mencionaban las estructuras orientadas y floculadas como las más típicas (Refs. 3, 4 y 5).

todo, entre los grumos.

El contenido de agua se considera un elemento esencial del funcionamiento estructural, en el sentido de que cuando son bajos limitan el desarrollo de capas de agua en la superficie de los grumos y propician altas concentraciones de iones, reforzando los nexos eléctricos entre ellos, en tanto que contenidos de agua altos conducen al efecto contrario; así pueden explicarse las grandes diferencias que se obtienen al compactar de la misma manera en el lado seco y en el lado húmedo de la curva de compactación o al utilizar diferentes métodos de compactación.

Investigaciones recientes realizadas en el Instituto de Ingeniería de la UNAM (Ref. 4, también citadas en la Ref. 5) hacen ver la importante diferencia que en resistencia y otras propiedades se obtiene al compactar de la misma forma un mismo suelo en el que se han permitido diferentes grados de aglomeración particular.

No resulta fácil todavía incorporar estos resultados a los métodos de compactación de campo o a los de proyecto basados en pruebas de laboratorio, tal como ahora se realizan, pero la importancia de estos efectos hace urgente completar la investigación necesaria.

5 CUARTA DISCREPANCIA. OPINION COMUN DE QUE AL COMPACTAR SUELOS FINOS, CUANTO MAYOR SEA EL PESO VOLUMETRICO ALCANZADO, SE OBTIENE MENOR COMPRESIBILIDAD.

El comentario que desea hacerse está orientado a alertar al ingeniero de campo contra los problemas de la sobrecompactación y en este sentido podrá agruparse con algunas otras discrepancias que se tratarán más adelante en este mismo escrito. En todas ellas, el mensaje que se trata de transmitir es que el cumplimiento de los objetivos fundamentales de la compactación exige un cuidadoso equilibrio entre muchos factores contradictorios y que el exceso de compactación, además de dispendioso, puede ser fuente de graves problemas de comportamiento.

En lo referente al planteamiento de la presente discrepancia se mencionará el hecho de que la compactación excesiva puede llevar a los materiales finos a condiciones de deformabilidad bajo carga altamente perjudiciales. La Fig. 3 es un modo no único de comprobar la afirmación anterior. Dos muestras de un mismo suelo compactado por el mismo método y con la misma energía, hasta el mismo peso volumétrico seco, pero seleccionadas una en la rama húmeda y otra en la rama seca de la curva de compactación se colocan en condición de libre acceso al agua y sin restricción externa a cambio volumétrico. Puede verse que la muestra compactada del lado seco adquiere un potencial de succión muy importante que la

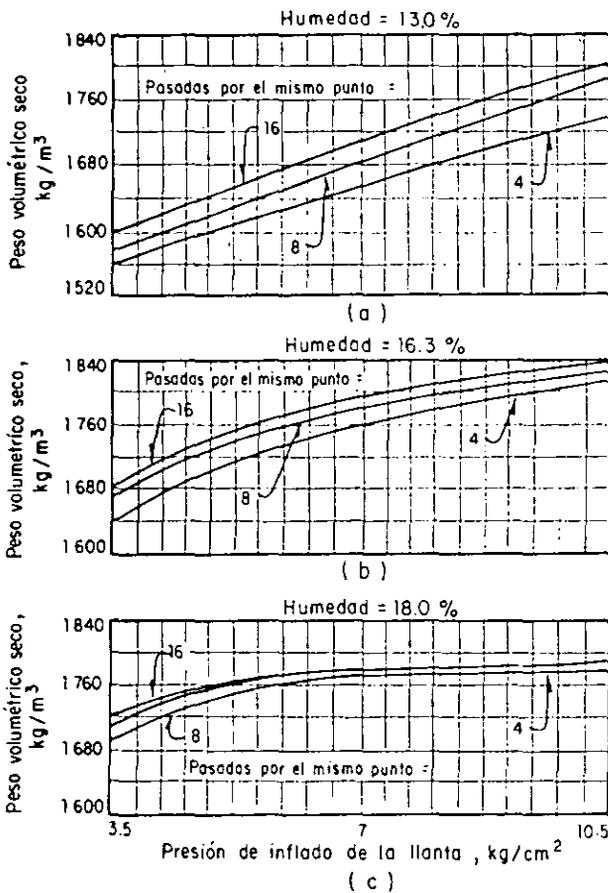


Fig 2. Efecto de la presión de inflado, del número de pasadas y de la humedad de compactación.

En la actualidad se piensa que las partículas individuales de los suelos arcillosos se agrupan en unidades (paquetes) con fuerzas de interconexión muy superiores a las que puedan ejercer los métodos de compactación; de hecho estos paquetes, submicroscópicos, se integran a su vez en flóculos que forman grumos, ya perceptibles a simple vista. Se piensa que la estructura mecánica queda determinada por las interrelaciones entre esos paquetes y, sobre

lleva a manifestar una alta expansividad, en tanto que la muestra compactada del lado húmedo tiene una gran tendencia a conservar, bajo las condiciones señaladas, el estado adquirido por la compactación inicial. En otras palabras un suelo fino intensamente compactado puede convertirse fácilmente en un material altamente expansivo, que al absorber agua muestra una compresibilidad mucho mayor a la que se tendría con un grado de compactación inicial menor. Las Refs. 4 y 5 permitirán detallar estos aspectos.

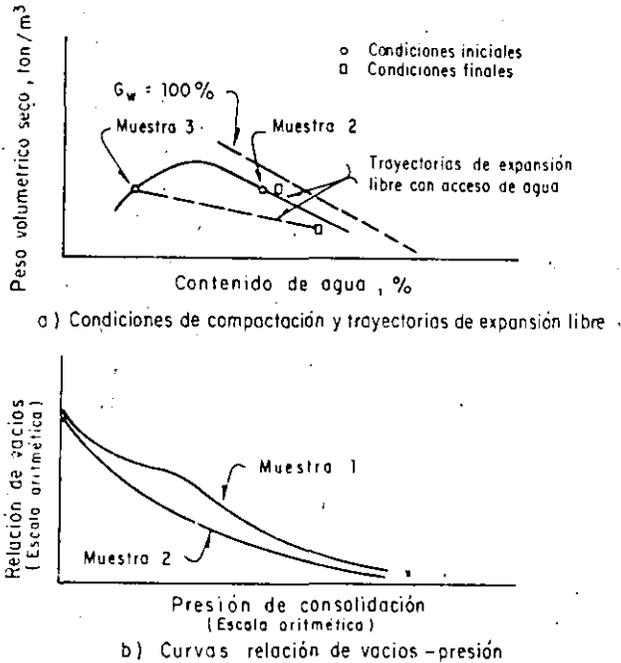


Fig 3. Compresibilidad y expansividad de un suelo arcilloso compactado a una misma relación de vacíos con contenidos de agua a ambos lados del óptimo.

La Ref. 1 hace ver que especialmente en suelos finos con minerales muy sensibles al agua, como la montmorilonita o la bentonita, una compactación intensa del lado seco, seguido de una absorción posterior de agua, puede conducir al suelo compactado, cuando sobre él actúan presiones por material sobreyacente y otros efectos externos, a un verdadero colapso estructural capaz de producir deformaciones de importancia. Tales minerales propician la formación de flóculos y grumos muy sensibles a la acción del agua. Al quedar sujetos a presiones los grumos se debilitan en sus nexos estructurales, cuando por efecto natural de tales presiones externas disminuye la tensión del agua contenida en sus poros. En la misma Ref. 1 se hace ver que aún con contenidos de agua de compactación cercanos al óptimo pueden presentarse ligeros colapsos estructurales

si la absorción posterior de agua se efectúa bajo cargas axiales reducidas, lo que podría contribuir a explicar fenómenos de agrietamiento (por ejemplo longitudinal en terraplenes de escasa altura).

Otro importante resultado mencionado en la Ref. 1 se refiere al comportamiento anisotrópico de los suelos activos en cuanto a deformabilidad, cuando se compactan del lado húmedo; ocurre entonces que la deformabilidad vertical es mayor que la horizontal. En la rama seca, el comportamiento en cuanto a anisotropía es mucho menos sistemático.

La Fig. 4 establece la importante influencia del método de compactación (comparando en

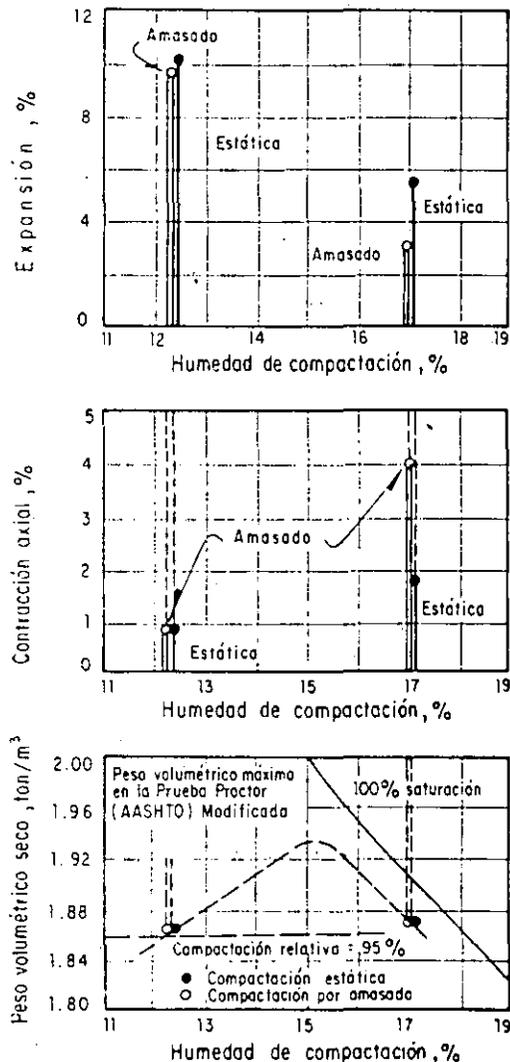


Fig 4. Expansión y contracción de una arcilla arenosa compactada estaticamente y por amasado.

este caso el de amasado con el de compactación estática) en las características de contracción y expansión de los suelos finos. La influencia del contenido de agua de compactación destaca también como importante.

Finalmente, la Fig. 5 indica el tipo de relación que se establece entre la presión de expansión que puede generar un suelo compactado y las condiciones de la propia compactación (en este caso compactación estática), corroborándose una vez más que en muchas circunstancias comunes, el empleo de energías de compactación intensas, especialmente asociado a una falta de control en el contenido de agua del proceso, puede generar problemas de deformabilidad muy serios, especialmente en etapas subsecuentes de la vida de la estructura a la que se integre el suelo compactado.

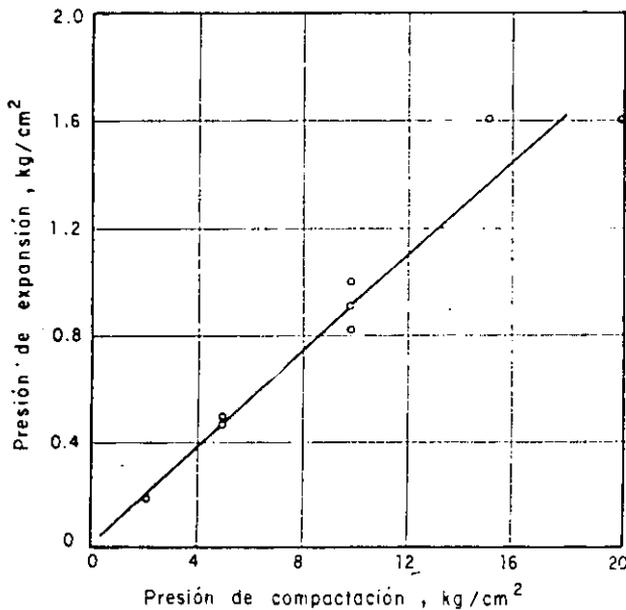


Fig 5. Relación entre presión estática de compactación y la presión de expansión en una arcilla.

6 QUINTA DISCREPANCIA. LA CREENCIA COMUN ENTRE LOS INGENIEROS DE CAMPO DE QUE CUANTO MAS SE COMPACTE UN SUELO, MAYOR ES LA RESISTENCIA ADQUIRIDA.

Los comentarios que se harán respecto a este importante tópico enfocarán únicamente a la resistencia a la compresión simple o a la resistencia triaxial no drenada, probablemente los dos índices más utilizados en valuaciones relacionadas con obras lineales.

La Fig. 6 (Ref. 4) ejemplifica la información obtenida en el laboratorio en el

sentido de que la resistencia a la compresión simple crece con la energía de compactación empleada (impactos, en el caso de la figura) y disminuye substancialmente para grados de saturación del suelo altos; tendencias análogas se manifiestan para todos los métodos de compactación. Se señala también en la misma Ref. 4 que muy altas energías de compactación empleadas en el lado húmedo pueden llegar a producir un tan fuerte remoldeo de la estructura de grumos, que llegue a causar una disminución de la resistencia y un aumento en la deformabilidad; este hecho debe relacionarse con el ya mencionado de que en el lado húmedo tienden a disiparse las tensiones capilares en el agua entre grumos, favoreciéndose así el mencionado remoldeo y la pérdida de nexos estructurales. Nótese también que el aumento de la resistencia a la compresión simple con la energía de compactación pudiera ser un efecto inicial en el suelo, especialmente si el material ha sido compactado con bajos contenidos de agua, el efecto del aumento de resistencia podría evolucionar a drásticas disminuciones de la misma cuando el suelo absorbiese agua.

El efecto del método de compactación, de la energía empleada y del contenido de agua en la resistencia a la compresión simple se ejemplifica en la Fig. 7 (Ref. 1) para una arcilla activa. Puede verse de nuevo como la resistencia aumenta cuando el contenido de agua de compactación disminuye, si bien para contenidos de agua del orden del óptimo de compactación y mayores esa resistencia vuelve a disminuir.

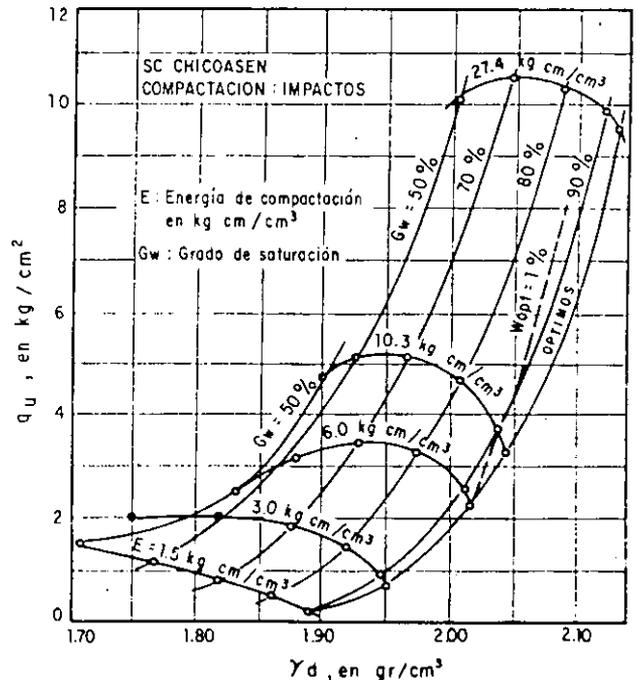


Fig 6. Resistencia no confinada en función de γ_d para valores diferentes de G_w .

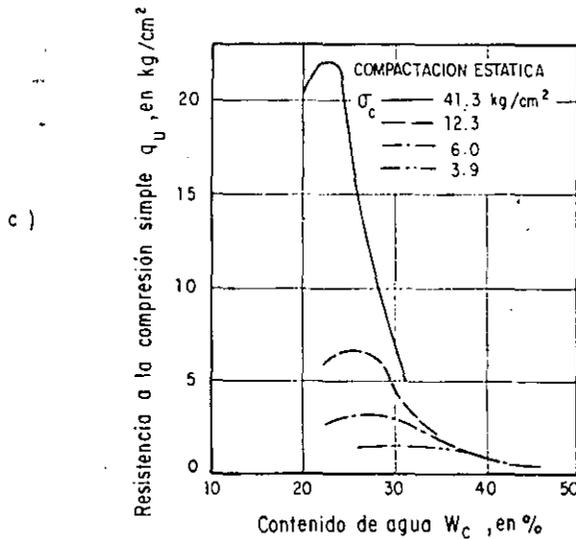
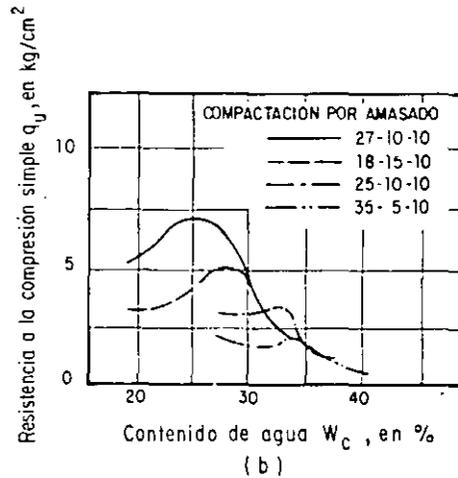
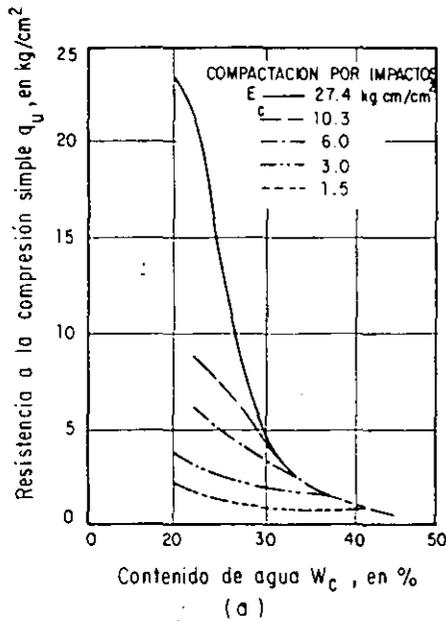


Fig 7. Resistencia a la compresión simple q_u , para distintos tipos de compactación, en función del contenido de agua de compactación w_c (Ref. 1).

La misma Ref. 1 hace ver que los resultados son bastante similares para los diferentes métodos de compactación.

En referencia a la también comentada evolución de la resistencia por absorción de agua, son de señalar los resultados mostrados en la Fig. 8 que explican claramente las disminuciones de resistencia

que se tienen al incrementar la energía de compactación, especialmente aplicada con bajos contenidos de agua.

Las Figs. 9 y 10 (Refs. 3 y 5) muestran el comportamiento típico de suelos arcillosos compactados en prueba triaxial sin consolidación y sin drenaje. Se muestran líneas que unen puntos de igual resistencia

en Kg/cm² y para dos presiones de confinamiento en la cámara. Obsérvese en primer lugar que la evolución de la resistencia no drenada es fundamentalmente una función del contenido de agua de compactación, pero debe notarse que sobre todo para la mayor presión de confinamiento, la resistencia correspondiente a cada contenido de agua de compactación es independiente del peso volumétrico alcanzado en el proceso; este efecto se produce también aunque en forma un poco menos notoria para presiones de confinamiento muy pequeñas. Lo anterior hace ver una vez más que el aumento de peso volumétrico obtenido con la compactación no siempre se refleja en un incremento en la resistencia del material compactado.

El efecto del método de compactación en la resistencia no drenada de los suelos finos aparece abordado por las gráficas de la Fig. 11 (Refs. 2, 3 y 5). El método de compactación actúa en forma importante sobre la estructura a que llega el suelo compactado, y como es lógico e inclusive intuitivo, ésta influye poderosamente en la resistencia alcanzada. El mensaje principal de la Fig. 11 es que cualquier análisis de laboratorio para fines de proyecto con materiales compactados deberá de utilizar el mismo método de compactación utilizado posteriormente en el campo. Desde este importante punto de vista, las pruebas de compactación de laboratorio más lógicas resultarán ser las de amasado y las de impactos (Refs. 2 y 4).

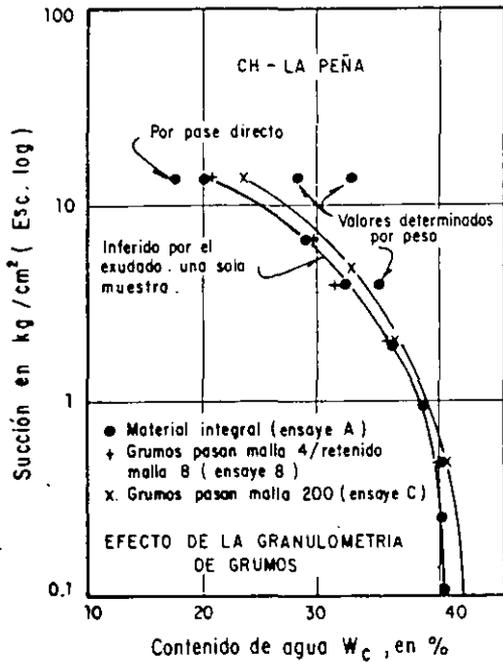


Fig 8. Ensayes de succión en un suelo fino activo [CH] (Ref. 1).

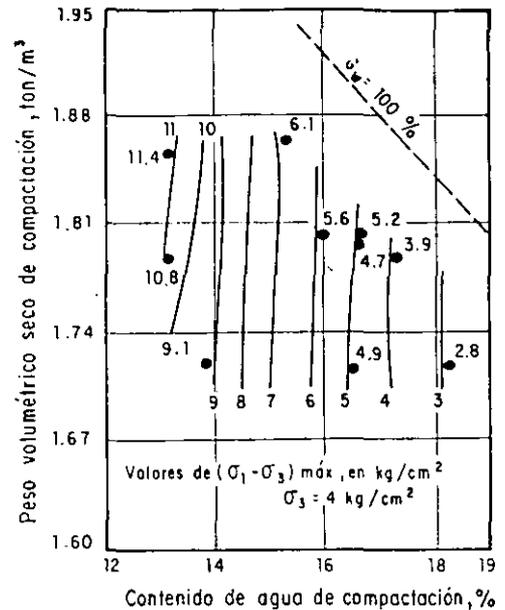


Fig 9. Líneas de igual resistencia a la compresión en prueba rápida, sin saturación previa y con presión confinante de 4 kg/cm².

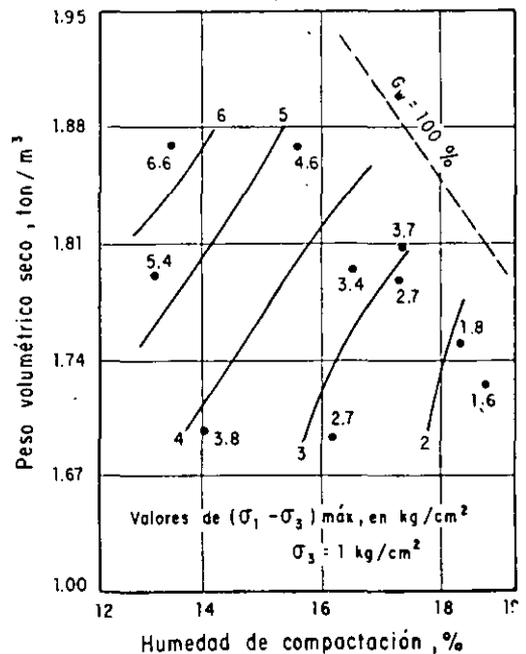


Fig 10. Líneas de igual resistencia a la compresión en prueba rápida, sin saturación previa y con presión confinante de 1 kg/cm².

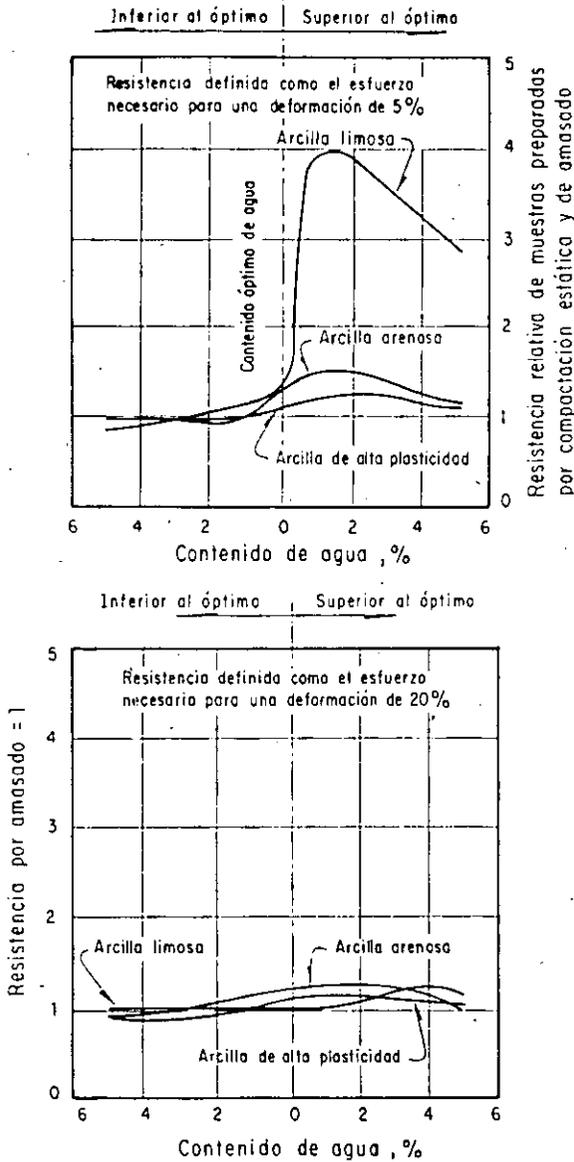


Fig 11. Efectos de procedimientos de compactación en la resistencia en prueba rápida (saturación previa de muestras compactadas a mismos γ_d y w) con compactación estática y de amasado.

7 SEXTA DISCREPANCIA. LAS TECNICAS DE LABORATORIO NO SIEMPRE CONCUERDAN CON LO QUE EL CONOCIMIENTO ACTUAL INDICA.

Según se sabe hoy, el peso volumétrico obtenido con la compactación aumenta con el porcentaje de las partículas gruesas que hay en el suelo hasta un cierto límite, arriba del cual disminuye; el aumento señalado es tanto más acusado cuanto más variada sea la

granulometría de los gruesos. Lo anterior hace ver como objetable una práctica bastante usual de laboratorio, según la cual la fracción retenida en una cierta malla (frecuentemente la de 3/4"), se retira y es reemplazada en la muestra por el mismo peso de material de tamaños menores (también frecuentemente entre la 3/4" y la No. 4).

En muchos suelos muy activos y en suelos residuales se manifiestan fuertes tendencias a la formación de grumos cuando se permite su secado, lo que hace variar la granulometría de sus gruesos. No es extraño entonces que los resultados de las pruebas de compactación varíen con cualquier cambio del contenido de agua que suceda durante períodos de tiempo en los cuales el material esté almacenado. Este efecto es detalladamente estudiado en la Ref. 1, de la que aquí se toma la Fig. 12. En dicha figura se presentan resultados de dos pruebas de compactación por impactos, una con material previamente secado al ambiente y otra con el material natural sin secado previo. El material sin secado previo

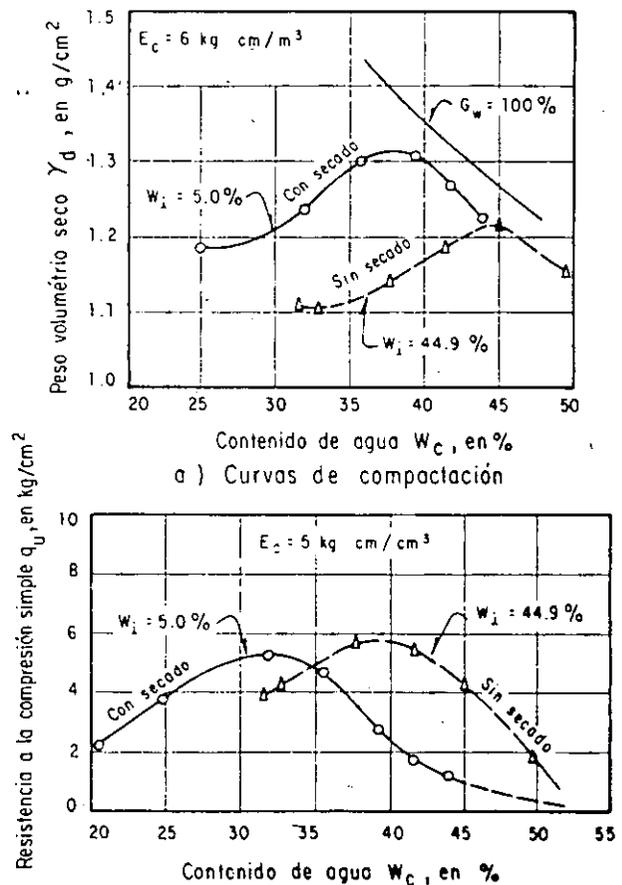


Fig 12. Efecto del contenido de agua inicial en los resultados de la compactación. (Ref. 1).

muestra pesos volumétricos menores para cualquier contenido de agua de compactación. En la misma referencia se hace ver que las máximas resistencias a la compresión simple de ambas muestras son similares, si bien en el material sin secado ocurren con contenidos de agua mayores. Estos resultados han sido reportados para otros suelos volcánicos residuales (Ref. 1).

El secado previo de un material residual antes de someterlo a una manipulación normal para la realización de pruebas de compactación en el laboratorio, parece inducir (Ref. 1) un efecto de endurecimiento en los grumos por preconsolidación debida a succión y hace aparecer la posibilidad de cementación por depósito de sales. Los suelos con menor contenido de agua de almacenamiento muestran sistemáticamente mayores pesos volumétricos en la rama seca y resistencias a la compresión simple más grandes cuanto menor sea el valor del contenido de agua al fin de dicho período de almacenamiento. Ello es debido a que la compactación se hace menos efectiva cuanto más secos estén los grumos (en consecuencia, más endurecidos) y ello produce mayor resistencia a la compresión simple y mayor peso volumétrico.

Todo lo anterior indica la necesidad de controlar la humedad adquirida por el suelo durante el período de almacenamiento anterior a la compactación.

La propia Ref. 1 hace ver que también influye en los resultados de la compactación el tiempo de curado, o sea el que transcurre entre el momento en que se añade agua a la muestra y el de su compactación, durante el cual se permite una distribución uniforme del agua. Se ha visto que las mayores diferencias en el peso volumétrico y en la resistencia a la compresión simple se presentan cuando varía el tiempo de curado, en la rama seca de la curva de compactación. Parece conveniente fijar el tiempo de curado; en la Ref. 1 se propone un día, atomizando el agua por añadir al material almacenado a punto de neblina.

El tiempo de reposo, que transcurre entre la compactación y el inicio de las pruebas de resistencia parece ser también de importancia en los resultados obtenidos y, por ende, debe ser también controlado, lo que no es práctica usual, para obtener pruebas repetibles con resultados comparables. En la Ref. 1 se define una relación R_q como el cociente de la resistencia a la compresión simple determinada en muestras con un contenido de agua y un tiempo de reposo t y la misma resistencia con el mismo contenido de agua para un tiempo de reposo de 30 minutos. Se reporta que R_q puede llegar a ser del orden de 2.5 para 500 días de tiempo de reposo; el efecto, es tanto mayor cuando mayor sea el contenido de agua de compactación. También la deformabilidad del suelo varía notablemente con el tiempo de reposo.

REFERENCIAS

1. Alberro, J., Marsal R.J. y Mendoza, M.J.- Comportamiento de Suelos Cohesivos Compactados.- Publicación No. 493 del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M.- México, D. F.-1985
2. Marsal, R.J. y Reséndiz, D.- Presas de Tierra y Enrocamiento.- Editorial Limusa.- México, D. F.- 1975 (De particular interés el Capítulo 9)
3. Rico, A. y del Castillo H.- La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres.- Tomo I.- Capítulo IV.- Editorial Limusa.- México D. F.- 1984.
4. Mendoza, M.J.- Enfoques Recientes en la Compactación de Suelos.- Trabajo elaborado para el Instituto Mexicano del Transporte en 1991.
5. Rico, A. y del Castillo H.- Consideraciones sobre Compactación de Suelos en Obras de Infraestructura de Transporte.- Publicación del Instituto Mexicano del Transporte.- Querétaro, 1992.



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

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

TEMA V:

CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA DE LOS SUELOS

ING. RIGOBERTO RIVERA C.

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 atravieza 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:

$$kA \frac{h}{L} dt = -adh \quad (5.4)$$

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.



Fig. 5.1 Permeámetro de carga constante.

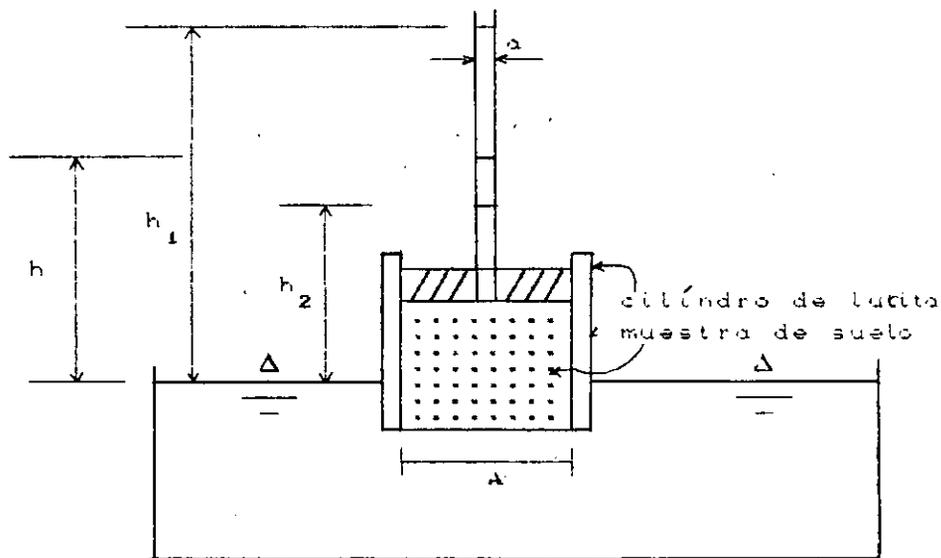
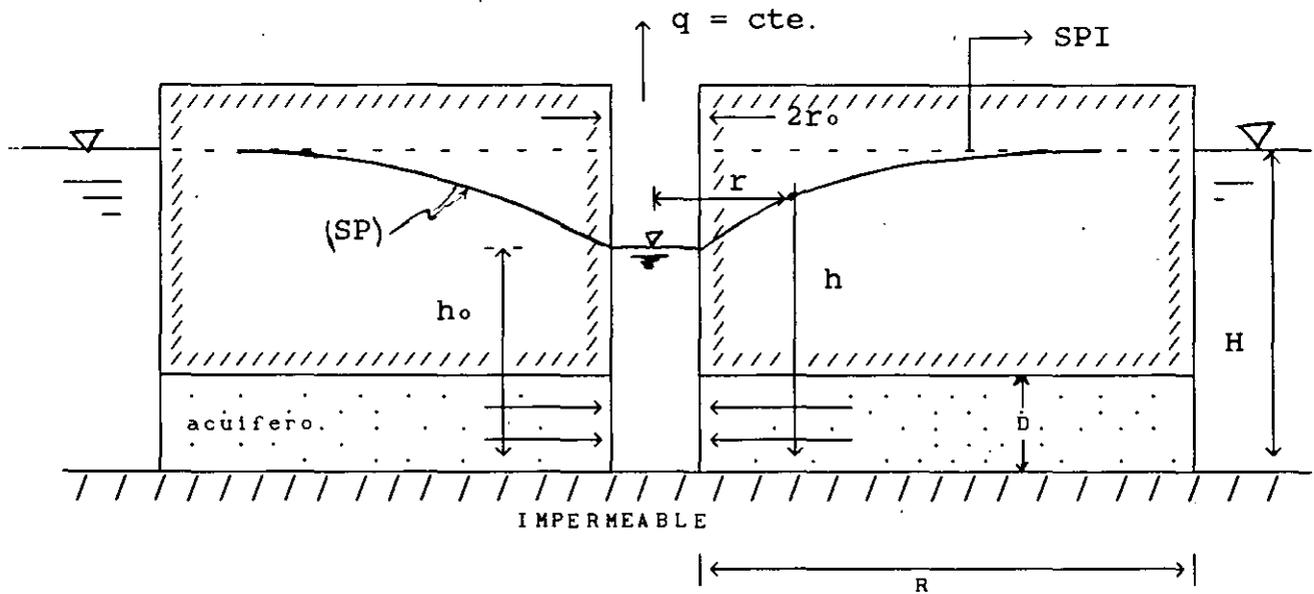


Fig. 5.2 Permeámetro de carga variable.

PRUEBA IN SITU

Flujo establecido radial en pozos con penetración total en acuíferos artesianoanos.



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:

$$q = kiA = k \frac{dh}{dr} 2\pi rD \quad (5.8)$$

Reordenando terminos se tiene:

$$dh = \frac{q}{2 \pi k D} \frac{dr}{r} \quad (5.9)$$

la integración de (5.9) conduce a:

$$h = \frac{q}{2 \pi k D} \text{Ln } r + C \quad (5.10)$$

donde C es una constante de integración que puede valuarse considerando la condición de frontera siguiente:

para $r = R$; $h = H$, por lo tanto :

$$H = \frac{q}{2 \pi k D} \text{Ln } R + C , \text{ de donde :}$$

$$C = H - \frac{q}{2 \pi k D} \text{Ln } k \quad (5.11)$$

Sustituyendo (5.11) en (5.10), se llega a:

$$h = H - \frac{q}{2 \pi k D} \operatorname{Ln} \frac{R}{r} \quad (5.12)$$

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 :

$$q = 2 \pi k D \frac{S}{\operatorname{Ln} \frac{R}{r_0}} \quad (5.13)$$

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 :

$$k = \frac{q}{2 \pi D S} \operatorname{Ln} \frac{R}{r_0} \quad (5.14)$$

Si se cuenta con dos pozos de observaci3n, llevados hasta el acuífero artesiario, 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.

CURSO DE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, PRIMERA PARTE.

2-6 MAYO 1994.

PRUEBAS DE PERMEABILIDAD DE CAMPO

Documento tomado de:

**-Exploración y muestreo de suelos para proyectos de cimentaciones
PEMEX, 1976.**

**-Manual de mecánica de suelos
Secretaría de Recursos Hidráulicos, 1970.**

Prueba de permeabilidad Lefranc

Generalidades. Esta prueba permite determinar la permeabilidad local de suelos y rocas muy fracturadas localizados abajo del nivel freático. Para la medición de la permeabilidad de rocas sanas la prueba Lugeon es más apropiada (ref 11, 13, 23) sobre todo en la exploración para boquillas de presas. Para la determinación de la permeabilidad en zonas grandes se utilizan las pruebas de bombeo (ref 11 y 13).

La prueba Lefranc consiste en inyectar o extraer agua de una perforación con una carga hidráulica pequeña y medir el gasto correspondiente; la carga hidráulica puede ser constante o variable según el tipo de suelo; en general en suelos permeables ($k > 10^{-4}$ cm/seg) como arenas y gravas la prueba se hace de inyección y carga constante y en suelos poco permeables ($k < 10^{-4}$ cm/seg) como arenas finas, limos y arcillas se hace la prueba de extracción con carga variable.

Equipo. El equipo necesario para la prueba de inyección se muestra en la fig. 55, está integrado con: a) un tanque para suministrar un gasto constante, b) un tanque de volumen conocido para medir el gasto, c) tubería de conducción, d) una sonda eléctrica para determinar la posición del nivel del agua, e) ademe metálico *N* en caso de no haberse usado en la perforación y f) un cono con una válvula de tres vías que permite el paso del agua a la conducción y la medición del gasto usando el tanque de volu-

men conocido; puede usarse un tubo Venturi para medir el gasto.

El equipo para la prueba de bombeo o extracción es todavía más simple, está compuesto por a) un tubo metálico cerrado en el fondo con el que se extrae agua de la perforación bajándolo con un cable b) una sonda eléctrica para determinar la variación del nivel dentro de la perforación y c) ademe metálico en caso de no haberse usado en la perforación.

Procedimiento de operación. En ambas pruebas una vez instalado el equipo se coloca la parte inferior del ademe a una distancia *L* del fondo de la perforación que debe haber sido hecha sin lodo; esta distancia será nula para obtener la permeabilidad local vertical y 40 cm para obtener la permeabilidad local horizontal, luego se mide la profundidad del nivel freático (H_0) respecto a la parte superior del ademe.

En la prueba de inyección se llena el tanque y se abre la válvula de aguja y la de tres vías para introducir un gasto constante en la perforación; se mide con la sonda eléctrica la variación del nivel del agua en la perforación (H_1) con el tiempo respecto a la parte superior del ademe y se anota en la hoja de registro (capítulo G), cuando se haya estabilizado el nivel por 10 minutos se tendrá el valor de la profundidad (H_1) para el gasto (q_1) que se mide haciendo pasar el agua al recipiente de volumen conocido (*V*) y tomando el tiempo (*t*) que tarda en llenarse. Estos datos se anotan también en el registro.

Una vez medido el gasto se hace pasar el agua nuevamente a la perforación mediante la válvula de tres vías y se abre más la válvula de aguja para incrementar el gasto. Se hacen varias pruebas, generalmente cuatro, que se pueden realizar en unas dos horas. En la prueba de extracción se determina la posición del nivel freático como en el caso anterior y se saca agua de la perforación con un recipiente de tubo, cerrado en la parte inferior, para abatir el nivel del agua (fig. 56) y se determina la posición del nivel del agua dentro del ademe a diferentes tiempos para poder hacer la gráfica recuperación-tiempo. La medición del nivel del agua dentro del ademe se hace respecto a la parte superior del mismo.

Interpretación. La interpretación de estas pruebas se hace

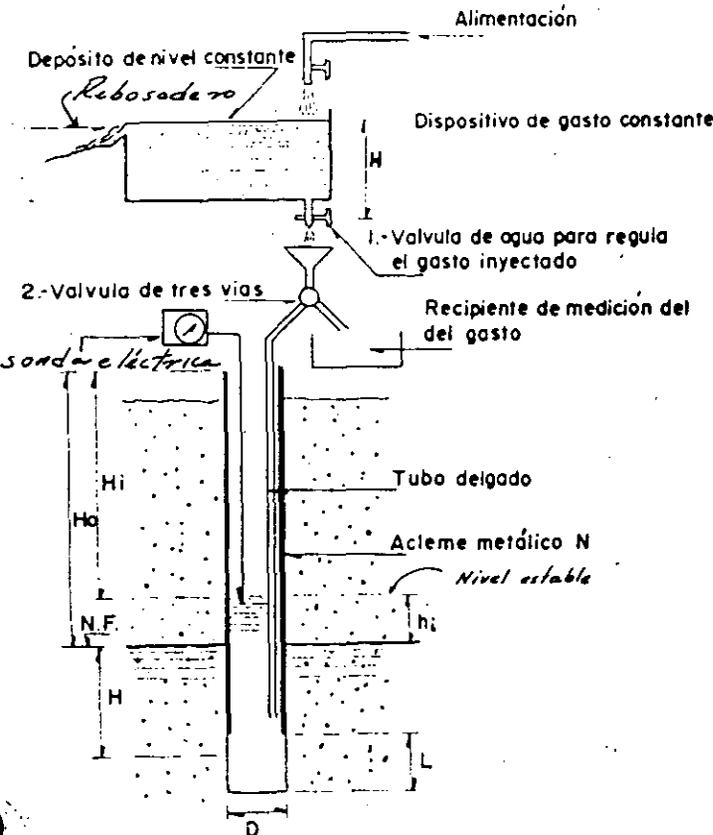


FIG. 55 DISPOSICIÓN DEL EQUIPO PARA LA PRUEBA LEFRANC DE INYECCION CON CARGA CONSTANTE

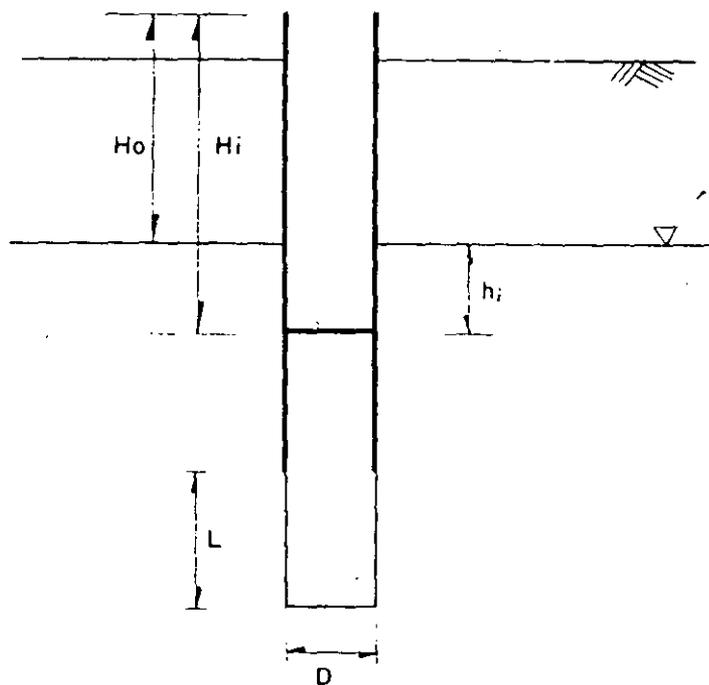


FIG. 56 PRUEBA LEFRANC DE EXTRACCIÓN CON CARGA VARIABLE

basándose en la Ley de Darcy para las condiciones de flujo y de frontera impuestas en cada caso.

En la prueba de carga constante se obtiene la gráfica cargas-gastos. Las cargas (h_i) se calculan con la expresión:

$$h_i = H_o - H_i$$

donde:

h_i = carga hidráulica para un gasto q_i , metros

H_o = posición inicial del nivel freático respecto a la parte superior del ademe, metros

H_i = posición estable del nivel de agua dentro del ademe para un gasto q_i , metros

y el gasto correspondiente para la profundidad estable H_i se calcula con:

$$q_i = \frac{V}{t_i}$$

q_i = es el gasto constante para la profundidad estable H_i , m^3/seg

V = volumen del recipiente, m^3

t_i = tiempo que tarda en llenarse, seg

De la gráfica (fig. 57) se puede determinar la permeabilidad aplicando la siguiente expresión:

$$k = \frac{q_i}{c h_i} = \frac{m}{c}$$

donde

k = coeficiente de permeabilidad m/seg

q_i = gasto constante inyectado m^3/seg

c = coeficiente de forma (tabla 12), m

h_i = carga hidráulica, m

m = pendiente de la recta (fig. 57)

La relación L/D , figuras 55 y 56, define la forma aproximada de la cavidad en que se genera el flujo y con ello el valor del coeficiente c (tabla 12), también define si la

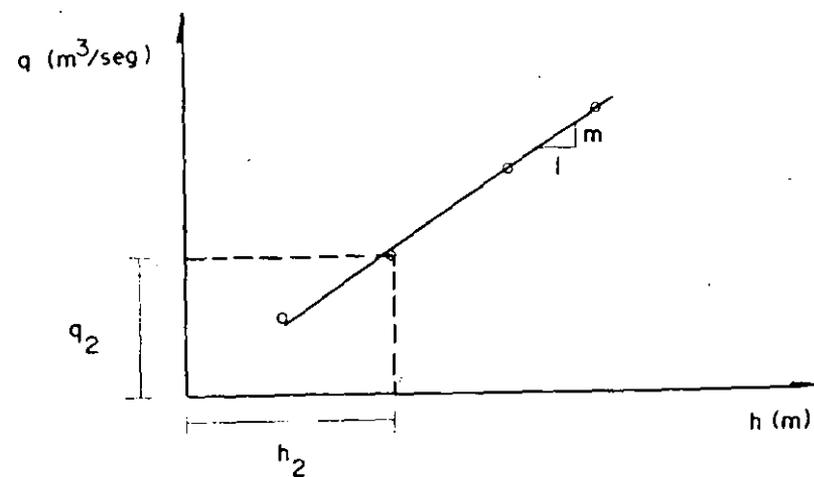


FIG. 57 GRÁFICA TÍPICA DE UNA PRUEBA LEFRANC CON CARGA CONSTANTE

permeabilidad calculada corresponde a la vertical, horizontal o promedio.

16
TABLA 12
COEFICIENTE DE FORMA (Ref 23)

Relación L/D	Forma de la cavidad	permeabilidad local	Coefficiente c
0	disco	vertical	$c = 2D$
$0 < \frac{L}{D} < 1$	esfera	promedio	$c = 2\pi D \sqrt{\frac{L}{D} + \frac{1}{4}}$
$1 < \frac{L}{D} < 4$	elipsoide	horizontal	$c = \frac{2\pi L}{L_0 \left(\frac{L}{D} + \left(\frac{L}{D} + 1 \right)^{1/2} \right)}$
> 4	cilindro		$c = \frac{2\pi L}{L_0 \left(\frac{2L}{D} \right)}$

De la prueba de carga variable se obtiene la gráfica de recuperaciones-tiempo (fig. 58). Las recuperaciones (h_1) para cada tiempo se calculan de igual forma que en el caso anterior. ($h_1 = H_1 - H_0$)

El coeficiente de permeabilidad se calcula con la expresión:

$$k = \frac{\pi D^2}{4c(t_2 - t_1)} \log_e \frac{h_2}{h_1}$$

donde

- k = coeficiente de permeabilidad, m/seg
- h_1, h_2 = recuperaciones en los tiempos t_1 y t_2 , en metros
- t_1, t_2 = tiempos en que fueron hechas las mediciones para determinar h_1 y h_2 , seg
- \log_e = logaritmo natural
- c = coeficiente de forma (tabla 12), en metros
- D = diámetro de la perforación, figura 55, en metros

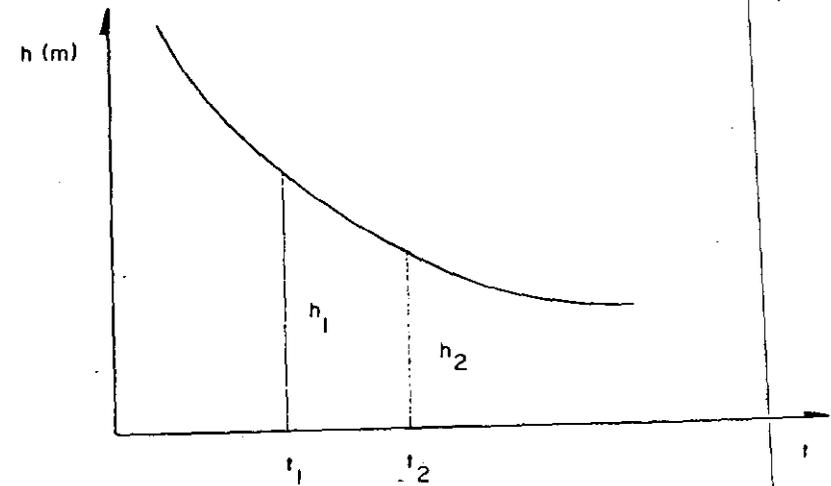


FIG. 58 GRAFICA TIPICA DE UNA PRUEBA LEFRANC DE CARGA VARIABLE

Se calculan varios valores de k tomando pares de puntos contiguos de la gráfica recuperación-tiempo y con ellos se obtiene un valor promedio de k .

E.03 Prueba de permeabilidad Nasberg

Generalidades. La prueba Nasberg permite determinar la permeabilidad local en materiales no saturados. Se utiliza en rocas muy fracturadas y suelos; la medición se debe realizar en una perforación que no haya sido hecha con lodo.

Equipo. El equipo que se requiere es el siguiente:
a) sonda eléctrica, b) tubería de conducción, c) ademe N , d) medidor de gastos, que puede ser un tubo Venturi o un dispositivo como el usado en la prueba Lefranc de carga constante y e) tanque para suministro de agua.

Procedimiento. Instalado el equipo de manera similar al de la prueba Lefranc se levanta el ademe una distancia L por encima de la base de la perforación (fig 59) y se determina H_0 , se suministra agua a la perforación con un

gasto constante, midiendo el nivel del agua dentro de la perforación; se anota en la hoja de registro (capítulo G) la variación del nivel con el tiempo y cuando se haya estabilizado el nivel del agua durante 10 minutos se tendrá la profundidad de equilibrio (H_i) para el gasto suministrado (q_i). Se hacen varias determinaciones con diferentes gastos para calcular el promedio de permeabilidad.

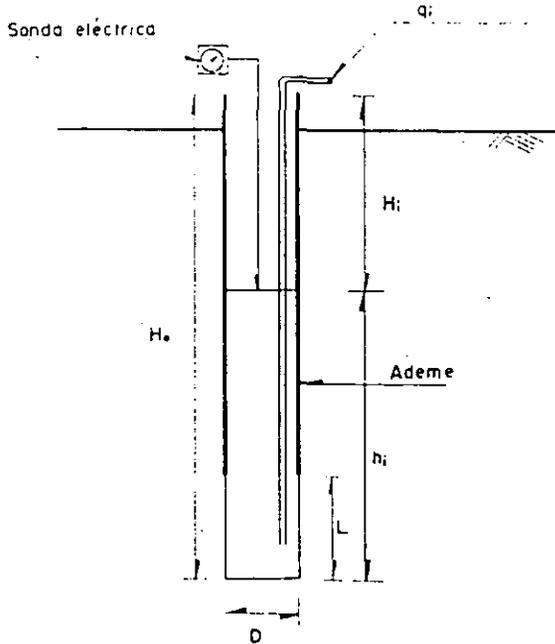


FIG. 59 PRUEBA DE PERMEABILIDAD NASBERG.

Interpretación. La permeabilidad se calcula usando la expresión:

$$k_l = \frac{0.423}{h_i^2} q_i \log_{10} \frac{4h_i}{D}$$

donde:

- k_l = coeficiente de permeabilidad local horizontal, m/seg
- h_i = $H_i - H$ = carga hidráulica de equilibrio, metros
- q = gasto constante suministrado, m³/seg
- D = diámetro de la perforación, metros

La fórmula anterior es aplicable para

$$25 < \frac{h}{D} < 100$$

y el radio (R) de influencia de la prueba es:

$$R = \sqrt{\frac{q}{\pi k}}$$

Si $L < D$ la permeabilidad determinada es la vertical y si $L > 4D$ será la horizontal.

500 PRUEBAS DE CAMPO

1.2.3 Pruebas de bombeo

Para estimar la permeabilidad de un manto potente de material permeable, del que es difícil obtener muestras inalteradas, es recomendable recurrir a una prueba de bombeo, la cual se lleva a cabo perforando un pozo central de bombeo con ademe ranurado y, en forma concéntrica, una serie de pozos de observación, donde se colocan ademes ranurados para observar directamente la superficie libre del cono de abatimiento creado por el bombeo (manto homogéneo) o piezómetros, con el objeto de conocer las presiones de agua en toda la zona afectada (manto heterogéneo).

La interpretación de la prueba y, en particular, el cálculo del coeficiente de permeabilidad del medio supuesto homogéneo pueden hacerse por medio de las fórmulas de Dupuit-Thiem o de Theis-Lubin, que se aplican a escurrimientos en régimen permanente y transitorio, respectivamente. Ambos métodos suponen que el pozo de bombeo abarca la totalidad del manto permeable, sin embargo, la prueba puede realizarse, sin incurrir en grave error, con un pozo que cubra solo parcialmente el manto.

a) Equipo

El equipo para realizar una prueba de bombeo es el siguiente:

Un ademe ranurado para el pozo de bombeo.

Una bomba de pozo profundo.

Un tanque amortiguador en la descarga de la bomba, el cual constará de una pantalla de malla de acero, rellena de grava para disipar la energía del agua, así como un medidor de gastos (del tipo vertedor triangular delgado y escala de gancho, o Venturi).

Canal para alejar de la zona bajo estudio el agua bombeada.
Tuberías ranuradas para los pozos de observación ó los piezómetros; las ranuras son generalmente de 3 mm de ancho y 10 cm de longitud, y se encuentran distribuidas a razón de 20 ranuras por metro.

Sonda de tipo eléctrico para medición de los niveles en los pozos de observación o piezómetros.

Reloj.

Herramientas diversas.

b) Procedimiento

Habiendo instalado en la zona de interés el conjunto de elementos necesarios para la realización de la prueba, se empieza a bombear con un valor del gasto prefijado después de haber anotado los niveles iniciales de agua en los pozos de observación o piezómetros. Durante los primeros momentos de bombeo, es necesario tomar lecturas continuas de los niveles, con objeto de disponer de datos suficientes durante la etapa de flujo transitorio. Posteriormente, puede aumentarse el intervalo de tiempo entre mediciones. En caso de querer interpretar los datos con base en la teoría de Dupuit, es necesario esperar, manteniendo el gasto de bombeo constante, a que el flujo de agua sea permanente, lo cual significa que los niveles de la superficie de escurrimiento alrededor del pozo de bombeo se mantengan constantes. Habiendo alcanzado este estado, se suspende el bombeo, y se observa la recuperación de los niveles de la superficie de escurrimiento. En la misma forma que durante el inicio del bombeo, se toman lecturas continuas de dichos niveles durante la etapa transitoria.

Habiéndose recuperado totalmente el nivel de agua alrededor del pozo de bombeo, se vuelve a bombear agua, pero con un valor del gasto diferente al inicial, y se prosigue con la misma secuencia de operaciones.

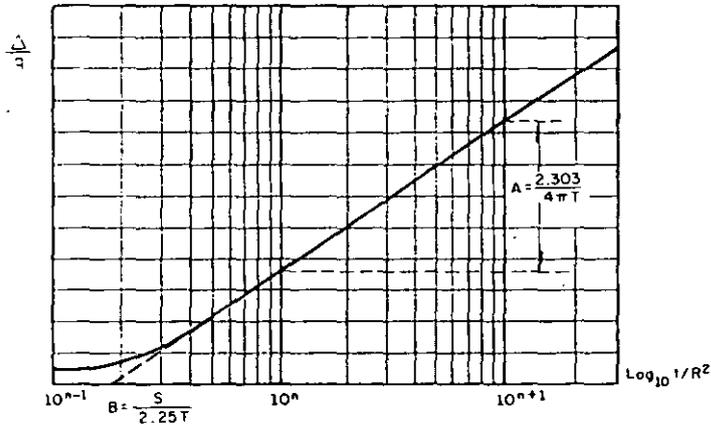
SRH

DIRECCION DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
MECANICA DE SUELOS

PERMEABILIDAD DE CAMPO
PRUEBA DE BOMBEO
INTERPRETACION DE LAS OBSERVACIONES DEL FLUJO TRANSITORIO

Obra _____
Localización _____ Fecha _____
Pozo testigo N° _____ Espesor del manto permeable, H, _____ m

Interpretación por medio del método de Theis-Lubin: A partir de los datos de la Lámina 1.4, se traza una gráfica similar a la representada, y se obtienen los valores de A y B correspondientes



Transmisibilidad del manto.....T = $\frac{2.303}{4 \pi A}$ = _____
Almacenaje específico del material.....S = 2.25 BT = _____
Permeabilidad del material.....K = T/H = _____ m/seg

Observaciones _____
Operador _____ Caculé _____ Fecha _____

Lámina 1.5

se hubiera mantenido, a la vez que se inyectase en el pozo el mismo gasto. Basándose en esta superposición de efectos, se puede obtener la siguiente fórmula para el cálculo de K:

$$K = \frac{2.5q}{4 \pi \Delta H} \log_{10} \frac{t}{t'}$$

donde

- H espesor del manto permeable, en m
- K coeficiente de permeabilidad, en m/seg
- q gasto constante de bombeo, en m³/seg
- t tiempo transcurrido desde el inicio del bombeo
- t' tiempo transcurrido desde la suspensión del bombeo
- Δ abatimiento residual en uno de los pozos de observación

Método de Dupuit-Thiem

Este método se basa en las hipótesis siguientes:

El material es homogéneo y el nivel freático estático.

Lejos del pozo, el gradiente hidráulico es constante con la profundidad a lo largo de la superficie exterior de un cilindro, cuyo eje de revolución coincide con el del pozo, el cual abarca la totalidad del manto permeable.

Suponiendo que se verifican tales hipótesis, el gradiente, a lo largo de un cilindro de revolución de radio r, es igual al valor de la pendiente de la superficie libre del escurrimiento en el punto de intersección de dicha superficie con el cilindro de radio r.

Si las observaciones se realizan mediante piezómetros, es posible verificar la validez de la última hipótesis mencionada, trazando la red de flujo.

El cálculo del coeficiente de permeabilidad se realiza tomando como base una curva media de abatimiento para cada uno

de los gastos de bombeo utilizados. La curva de abatimiento se constituye con el promedio de los valores de abatimientos registrados en los pozos situados a una misma distancia del de bombeo, y en el momento de la suspensión del bombeo (en este momento se supone que el flujo es permanente).

Con estos datos, y aplicando la fórmula

$$K = \frac{2.3q}{(h_2^2 - h_1^2)} \log_{10} \frac{R_2}{R_1}$$

donde

- q gasto de bombeo, en m³/seg
- h₁, h₂ alturas, en m, del nivel libre del agua con respecto al extremo profundo del pozo de bombeo, para las líneas de los pozos 1 y 2, respectivamente
- R₁, R₂ distancias de las líneas de los pozos 1 y 2 al de bombeo

se obtiene el valor del coeficiente de permeabilidad, K, en metros por segundo.

1.2.1 Pozos de absorción

Esta prueba se realiza en materiales no saturados. Con base en el estudio de Nasberg sobre escurrimiento en suelo seco, a partir de una fuente situada en la masa, Terlertskata ha obtenido una fórmula semiempírica que relaciona el gasto de absorción, q, en un pozo, bajo tirante de agua constante, h, con el coeficiente de permeabilidad del terreno (Fig. 1.4).

$$K = \frac{0.423}{h^2} q \log_{10} \frac{4h}{d}$$

donde d es el diámetro de la perforación bajo la condición

$$25 < \frac{h}{d} < 100$$

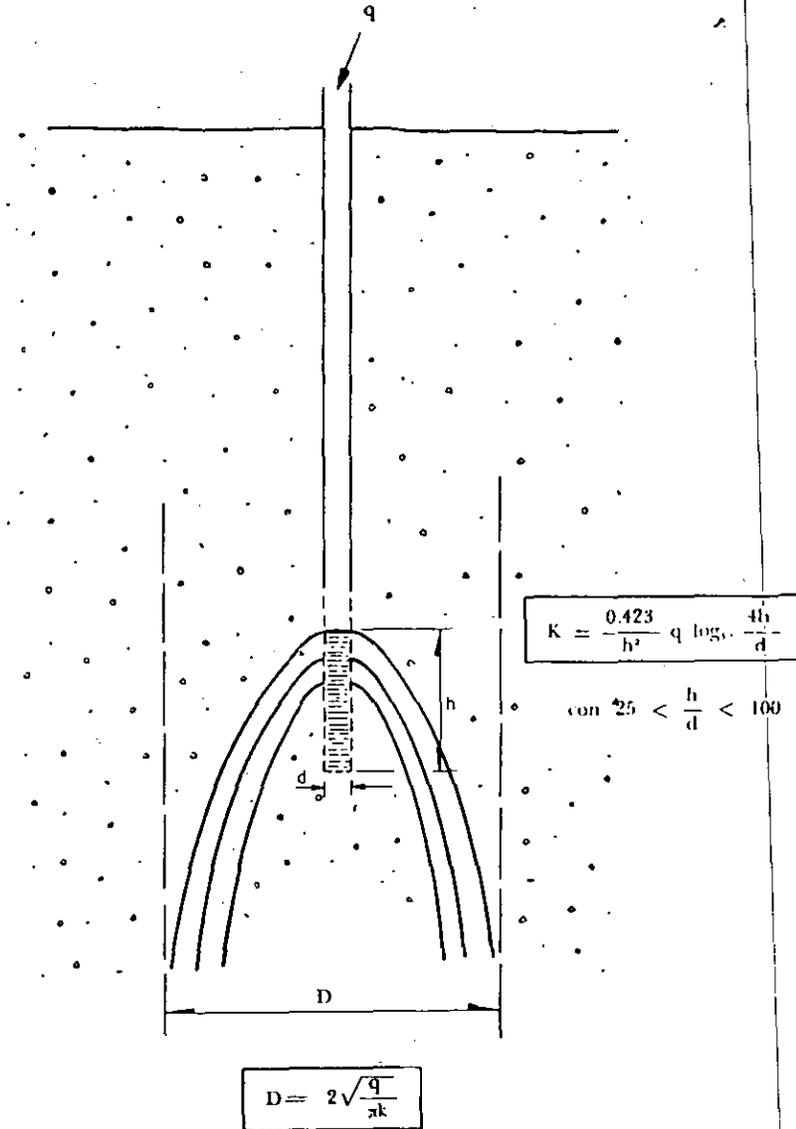


FIG. 1.4

1.2.5 Pozos de filtración

Esta prueba se realiza, al igual que la anterior, en materiales no saturados.

Se excavan dos pozos de planta rectangular, dispuestos paralelamente de modo que entre ellos quede un prisma del material, cuyo coeficiente de permeabilidad se desea conocer. La distancia entre las caras correspondientes de los pozos puede elegirse de acuerdo con el suelo, puede tomarse, por ejemplo, igual a 1 m.

Se trata de determinar el coeficiente de permeabilidad con la ayuda de la red de flujo y de la medida, en un tiempo, t, de las cantidades de agua que es necesario agregar a los pozos para mantener una diferencia constante de nivel entre ellos, previa saturación de los materiales. El coeficiente se calcula con la fórmula aproximada:

$$K = \frac{N_v F}{N_c H_m t l}$$

donde

- H_m desnivel medio entre los tirantes de los pozos
- K coeficiente de permeabilidad, en m/hr (para obtener K , en cm/seg. se debe multiplicar por 0.0278)
- l distancia entre pozos
- N_c número de canales de flujo, que resultan del trazo de la red de flujo
- N_v número de partes en que se divide arbitrariamente la caída de potencial en la red de Flujo que se forma entre los dos pozos
- F flujo en cm^3 a través del volumen de agua agregado a cada pozo

El valor de F se obtiene de la siguiente expresión:

$$F = \frac{C_1 A_2 H_{2m} - C_2 A_1 H_{1m}}{A_2 H_{2m} + A_1 H_{1m}}$$

donde

- A_1 área media mojada del pozo 1
- A_2 área media mojada del pozo 2
- C_1 volumen de agua añadido al pozo 1
- C_2 volumen de agua añadido al pozo 2
- H_{1m} tirante medio del pozo 1
- H_{2m} tirante medio del pozo 2

Para las dimensiones mostradas en la Fig. 1.5, el valor de K se obtiene mediante la expresión

$$K = \frac{5F}{12.3 H_m t}$$

El procedimiento de prueba es el siguiente:

1. Se hacen dos pozos con las medidas que se indican en el croquis de la Fig. 1.5, procurando que las bocas de los pozos queden al mismo nivel.
2. Se coloca la mayor de sus dimensiones en sentido normal al del flujo que se desea investigar, y de preferencia en el centro de la región por ensayar.
3. Se llena el pozo N° 1 a 20 cm del borde, y el N° 2 a 1.20 m, de modo que exista un desnivel de agua de 1 m entre ambos.
4. Se conservan los pozos a los niveles especificados en 3, añadiendo o quitando agua para mantener las condiciones iniciales durante 48 hr.
5. Se continúa así durante 4 hr más, midiendo la cantidad de agua que se agrega a cada pozo. Se anotan el volumen de agua añadido a cada pozo, los niveles iniciales y finales, y el tiempo transcurrido.

67

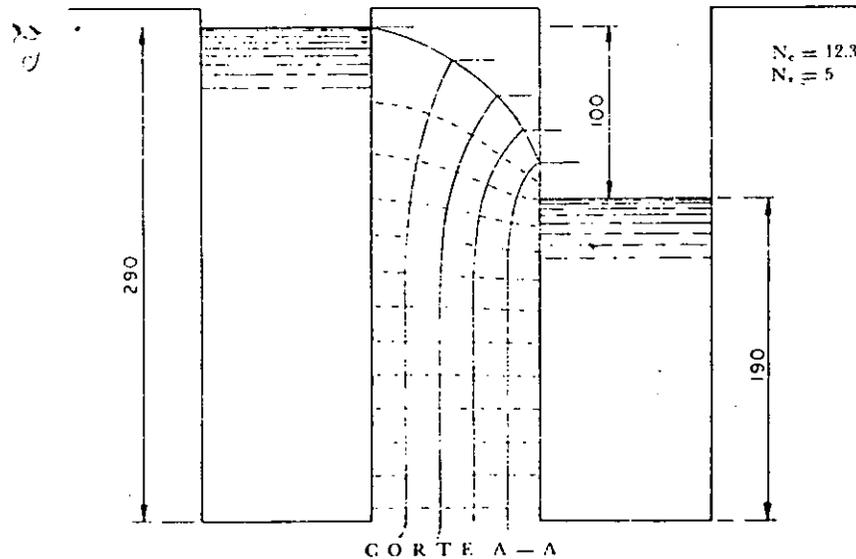
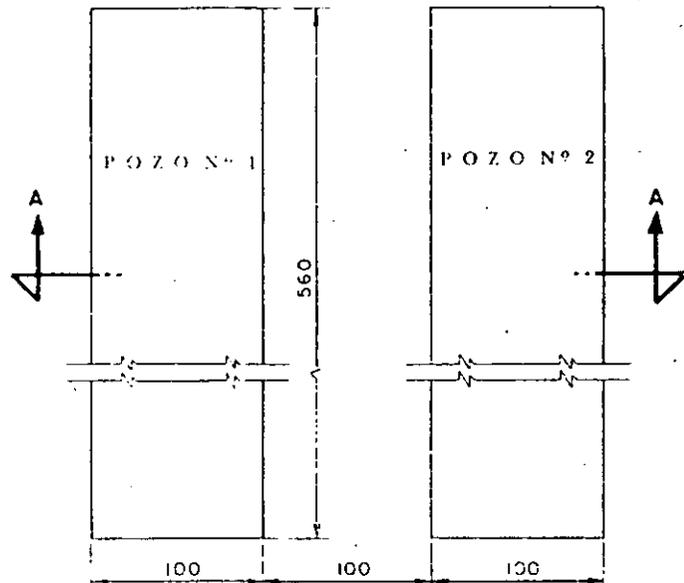


Fig. 1.5

6. Con los datos obtenidos, se calcula la permeabilidad según se muestra en la lámina 1.6.

7. Se repiten los pasos 3 a 6, hasta lograr una concordancia satisfactoria entre los resultados.

1.2.6 Pruebas Matsuo-Akai

Matsuo y Akai han propuesto un método para medir la permeabilidad de un suelo seco.

En una zanja de longitud infinita y de ancho B, en la cual se mantuviera un tirante de agua, H, se obtendrían las siguientes fórmulas para el escurrimiento plano provocado, con gasto q por unidad de longitud:

$$B = \frac{q}{K} = 2H \text{ cuando el estrato impermeable fuera muy profundo, y}$$

$$B = \frac{q}{K} + 2H \text{ cuando quedara cerca del fondo de la zanja.}$$

La prueba consiste en excavar una zanja rectangular y medir el gasto de agua necesario para mantener el nivel constante. Posteriormente, la zanja se alarga, y nuevamente se mide dicho gasto. La diferencia entre ambos es el gasto de absorción del terreno para la longitud complementaria de zanja. De esta forma se elimina el efecto de los extremos. Las fórmulas anteriores permiten determinar el valor del coeficiente de permeabilidad, K.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
CURSOS ABIERTOS
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS**

TEMA VI

SUELOS FINOS SATURADOS



VISCOSIDAD INTERGRANULAR EN SUELOS FINOS SATURADOS

Leonardo Zeevaert Wiechers

1a. edición: octubre 1984

D-59

**División de Estudios de Posgrado
Facultad de Ingeniería
U.N.A.M.**

VISCOSIDAD INTERGRANULAR EN SUELOS FINOS SATURADOS
Leonardo Zeevaert Wiechers

1a. edición: octubre 1984

VISCOSIDAD INTERGRANULAR EN SUELOS

FINOS SATURADOS

L. Zeevaert*

SINOPSIS

Los sedimentos finos saturados como arcillas limosas y limos arcillosos que se encuentran en ambientes lacustres, marinos, lagunas marginales y llanuras de inundación cerca de la desembocadura de los ríos presentan generalmente un comportamiento "*viscoso intergranular*" comúnmente conocido como compresión ----- secundaria.

Cuando el subsuelo se encuentra altamente estratificado con intercalaciones de arena, la compresión primaria debido al fenómeno hidrodinámico de la consolidación se verifica rápidamente, mostrándose más evidente la compresión secundaria. El ingeniero de cimentaciones no puede ignorar en estos casos el fenómeno de compresión secundaria, ya que los desplazamientos diferidos por el efecto de la viscosidad intergranular pueden ocasionar hundimientos totales y diferenciales de la cimentación, pudiéndose dañar el proyecto en cuestión.

El autor ha investigado durante varias décadas el fenómeno de viscosidad intergranular. En este trabajo se ofrece una mejor interpretación de la teoría ex-puesta con anterioridad, ⁽¹⁾ así como la determinación de los parámetros que in-tervienen en dicha teoría.

* Profesor Sección de Mecánica de Suelos. División de Estudios de Posgrado
Facultad de Ingeniería, UNAM

INTRODUCCION

El suelo se encuentra en la naturaleza con un determinado estado de esfuerzos efectivos y presión hidráulica. Al ser colocado en el odómetro para efectuar una prueba de compresibilidad, éste es aliviado del estado de esfuerzos y presiones hidráulicas a la que estaba sometido⁽²⁾. Al ser cargado en el odómetro, se obtiene la recompresión del suelo como indica la rama plana de la curva de compresibilidad (Fig 1). Cuando se rebasa el "esfuerzo crítico" de compresión confinada σ_b se observa un quiebre en la curva de compresibilidad el cual se origina por la falla interna de la estructura del suelo al alcanzarse su resistencia al esfuerzo cortante. Teóricamente, el quiebre puede valorizarse por medio de la siguiente ecuación.

$$\sigma_b = \frac{1 - \nu}{1 - 2\nu} (2c) \quad (1)$$

en donde ν representa el valor de la relación de Poisson en el momento del quiebre y c es la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. El valor de ν en el quiebre de la curva tiende a ser del orden de 0.25, o bien $\sigma_b/2c \approx 1.5$.

La rama inclinada de la curva de compresibilidad representa la compresión del suelo para una nueva condición estructural impuesta por el confinamiento que le proporciona el anillo del odómetro. Las deformaciones volumétricas unitarias en esta rama de la curva de compresibilidad, cerca del quiebre, son grandes comparadas con las de la curva antes del esfuerzo crítico σ_b (Fig 1). En este tipo de suelos la rama inclinada no debe usarse para diseño si se quieren evitar fuertes desplazamientos verticales.

En el rango de los esfuerzos de la recompresión las curvas de consolidación muestran la configuración que indica la Fig 2. Dicha configuración depende del coeficiente de consolidación del suelo c_v , de la viscosidad intergranular de éste, del espesor del estrato y de las condiciones de drenado. La magnitud de la viscosidad intergranular es, sin embargo, una función importante del nivel de esfuerzos cortantes que se generan durante la prueba del odómetro.

El objetivo del trabajo que se presenta se limita a efectuar la confrontación

de la teoría que se expone con los resultados de pruebas del odómetro para curvas de consolidación realizadas a niveles de esfuerzos menores del esfuerzo crítico.

CONSIDERACIONES TEORICAS

La teoría se establece por medio de dos hipótesis fundamentales, ⁽¹⁾ a saber

- 1) El suelo está constituido por dos estructuras básicas, la primera está formada por granos microscópicos carentes de cohesión, y la segunda por flóculos de granos submicroscópicos que forman aglomeraciones de minerales de arcilla.
- 2) Ambas estructuras se encuentran saturadas con agua. La primera representa la compresión primaria, y la segunda, un comportamiento altamente viscoso intergranular o compresión secundaria debido a las fuerzas cortantes que se originan en los contactos intergranulares (Fig 3).

Al someterse el suelo a un incremento de carga unitaria Δp se origina un cambio volumétrico de la estructura primaria $\Delta \epsilon_{v1}$, y de la secundaria $\Delta \epsilon_{v2}$. Es evidente que el cambio total por el efecto de la compresión de las dos estructuras consideradas será

$$\Delta \epsilon_v = \Delta \epsilon_{v1} + \Delta \epsilon_{v2} \quad (2)$$

Dichos cambios volumétricos son retardados por el fenómeno hidrodinámico de la consolidación. Para analizar el fenómeno físico que se presenta usaremos dos modelos reológicos.

- a) La compresión primaria se analiza por medio del modelo de Kelvin, el cual puede ser correlacionado con el modelo reológico de Terzaghi, que implica que la compresión primaria tiende a ser finita.
- b) La compresión secundaria se analiza con un modelo propuesto por el autor denominado Unidad -Z, el cual representa el comportamiento viscoso intergranular del suelo ⁽¹⁾.

MODELO DE KELVIN

El modelo de Kelvin queda representado por dos elementos en paralelo (Fig 4a). Un elemento es resistente y capaz de tomar carga permanente al final del proceso primario, y el otro, representa un amortiguamiento Newtoniano de fluidez lineal ϕ_1 . Por consiguiente, se pueden establecer las siguientes condiciones

De equilibrio

$$\Delta p = \Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_{N1} \quad (3)$$

De deformación volumétrica unitaria

$$\Delta \epsilon_{v1} = \Delta \epsilon_1 = \Delta \epsilon_{N1} \quad (4)$$

De esfuerzo-deformación volumétrica unitaria

$$\Delta \epsilon_1 = \alpha_1 \Delta \sigma_1 \quad (5)$$

$$\Delta \dot{\epsilon}_N = \phi_1 \Delta \sigma_{N1} \quad (6)$$

Resolviendo para el valor de $\Delta \dot{\epsilon}_{v1}$, se encuentra la siguiente ecuación diferencial del fenómeno primario.

$$\Delta \dot{\epsilon}_{v1} + \frac{\phi_1}{\alpha_1} \Delta \epsilon_{v1} = \phi_1 \Delta p \quad (7)$$

integrando, se obtiene

$$\Delta \epsilon_{v1} = \alpha_1 \Delta p (1 - e^{-\phi_1 t / \alpha_1}) \quad (8)$$

Para un número grande de unidades se puede escribir

$$\Delta \epsilon_{v1} = \Delta p (\Sigma \alpha_1 - \Sigma \alpha_1 e^{-\phi_1 t / \alpha_1}) \quad (9)$$

considerando que $\Sigma \alpha_1 = \alpha$ representa la compresibilidad, se obtiene finalmente

$$\Delta \epsilon_{v1} = \alpha \Delta p \left(1 - \Sigma \frac{\alpha_1}{\alpha} e^{-\phi_1 t / \alpha_1} \right) \quad (10)$$

Por otro lado, de la teoría de consolidación de Terzaghi se obtiene

$$\Delta \epsilon_{v1} = m_v \cdot \Delta p \left(1 - \Sigma \frac{2}{M} e^{-M \cdot T_v} \right) \quad (11)$$

en donde $T_v = c_v \cdot T / H^2$ es el factor tiempo primario, y $M = (2m - 1) \pi^2 / 4$.

Si comparamos las ecuaciones 10 y 11 vemos que el modelo de Kelvin y el de Terzaghi son equivalentes. Su correspondencia queda establecida por medio de las siguientes relaciones

$$\frac{\alpha_1}{\alpha} = \frac{2}{M} \quad \text{y} \quad \frac{\phi_1}{\alpha_1} = M c_v / H^2$$

de donde se obtiene

$$\alpha = m_v \quad \text{y} \quad \frac{\phi_1}{\alpha} = \frac{2 c_v}{H^2} \quad (12)$$

Del análisis anterior queda establecido para la compresión el uso de la función de Terzaghi; $F(T_v)$, luego podemos escribir

$$\Delta \epsilon_{v1} = m_v \cdot \Delta p \cdot F(T_v) \quad (13)$$

UNIDAD -Z

La Unidad -Z queda constituida por dos elementos en paralelo a semejanza del modelo de Kelvin, esto es, uno Newtoniano de fluidez no lineal que representa la fluidez intergranular que disminuye con el tiempo, y el otro que representa un amortiguador Newtoniano de fluidez lineal, ϕ_2 , el cual retarda la

deformación volumétrica unitaria de la estructura secundaria (Fig 4b). Se es establecen para esta Unidad las siguientes condiciones.

De equilibrio

$$\Delta p = \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_{N2} \quad (14)$$

De deformación volumétrica unitaria

$$\Delta \epsilon_{v2} = \Delta \epsilon_2 = \Delta \epsilon_{N2} \quad (15)$$

De esfuerzo-deformación volumétrica unitaria

$$\dot{\Delta \epsilon}_2 = \frac{a}{b+t} \Delta \sigma_2 \quad (16)$$

$$\dot{\Delta \epsilon}_{N2} = \phi_2 \Delta \sigma_{N2} \quad (17)$$

Resolviendo para $\dot{\Delta \epsilon}_{v2}$, se obtiene la siguiente ecuación diferencial para la Unidad -Z

$$\dot{\Delta \epsilon}_{v2} = \frac{a}{b + a/\phi_2 + t} \cdot \Delta p \quad (18)$$

Integrando y considerando que para $t = 0$, $\Delta p = \Delta \sigma_{N2}$ de la ec. 17 y 18 se obtiene $b = 0$, por consiguiente

$$\Delta \epsilon_{v2} = 2.31 a \Delta p \log \left(1 + \frac{\phi_2}{a} \cdot t \right) \quad (19)$$

La ec. 19 se puede escribir en forma conveniente como sigue

$$\Delta \epsilon_{v2} = 2.31 a \Delta p \log \left(1 + \frac{\phi_2}{a} \cdot \frac{\alpha}{\phi_1} \cdot \frac{\phi_1}{\alpha} t \right)$$

Llamemos $2.31 a = m_t$ un valor medio para el incremento sostenido de Δp . De las relaciones Kelvin-Terzaghi se obtiene

$$\frac{\alpha}{a} = 2.31 m_v/m_t \quad \text{y} \quad \frac{\phi_1}{\alpha} = 2c_v/H^2$$

Definiendo $m_t/m_v = \beta$ se encuentra para la compresión volumétrica unitaria del fenómeno de viscosidad intergranular

$$\Delta \epsilon_{v2} = m_t \log \left(1 + \frac{4.62}{\beta} \frac{\phi_2}{\phi_1} T_v \right) \Delta p \quad (20)$$

en donde

$$\frac{4.62}{\beta} \frac{\phi_2}{\phi_1} = \xi \quad (21)$$

El valor de ξ es un parámetro adimensional que se determina de las pruebas. Nótese que $c_v \xi/H^2 = 1/\tau$ es el inverso de un tiempo, que representa el tiempo de relajamiento de la compresión secundaria, así pues

$$\xi = \frac{H^2}{\tau c_v} \quad (22)$$

La ec. 20 también se puede escribir

$$\Delta \epsilon_{v2} = m_t \log (1 + t/\tau) \Delta p \quad (23)$$

Nótese que los valores de τ para la misma deformación volumétrica unitaria se encuentran en la siguiente proporción.

$$\frac{\tau_1}{\tau_2} = \frac{H_1^2}{H_2^2} \quad (24)$$

De la ec. 2 se puede escribir en forma adimensional para la deformación total volumétrica unitaria

$$\frac{\Delta \epsilon_v}{m_v \Delta p} = F(T_v) + \beta \log (1 + \xi T_v) \quad (25)$$

por tanto

$$\Delta \varepsilon_v = m_v \cdot \Delta p \cdot \Omega$$

en donde Ω representa la configuración de las curvas de consolidación incluyen do el fenómeno de viscosidad intergranular. En la Fig 5, se ha dibujado una familia de curvas para un valor fijo de β haciendo variar el valor de ξ . De estas configuraciones se puede juzgar la importancia de la compresión secundaria. Nótese que para $\beta = 0$, esto es, $m_t = 0$, no existe la compresión secundaria, y por tanto, la curva límite sería la correspondiente a $F(T_v)$. A medida que ξ crece para cualquier valor fijo de β , la curva límite de viscosidad intergranular tiende a ser una línea recta en escala semi-log, e inmediatamente después del quiebre de dicha curva (Fig 5). Lo anterior ocurre cuando $\phi_2 = \phi_1$ de donde resulta un valor teórico límite de $\xi = 5.0$.

Los parámetros m_v , c_v , β y ξ son funciones del nivel de esfuerzo sobre el cual se aplica un incremento Δp de carga unitaria que produce el fenómeno de consolidación y pueden ser determinados de la prueba del odómetro. Los parámetros que se citan tienen el siguiente significado.

m_v , coeficiente de compresibilidad volumétrica unitario para la compresión primaria

c_v , coeficiente de consolidación del fenómeno primario

β , factor que mide la magnitud relativa del fenómeno viscoso intergranular.

ξ , factor adimensional que modifica el valor de $T_v = c_v t/H^2$ en el fenómeno viscoso intergranular, ec. 25.

METODO DE AJUSTE PARA DETERMINAR PARAMETROS

Para la determinación y análisis de los parámetros que intervienen en la ec. 25, se utiliza dicha ecuación en la siguiente forma

$$\delta = \delta_v F(T_v) + C_t \log (1 + t/T) \quad (26)$$

Se observa de las configuraciones de la Fig 5, que para un valor de $T_v \approx 2.0$, se obtiene $F(T_v) \approx 1$, que corresponde aproximadamente al lugar donde la curva sufre una inflexión en su curvatura. Este punto se designa por B con coordenadas δ_B, t_B . Además, se escoge otro punto, F, lo más alejado posible del quiebre de la curva de consolidación, esto es, al final de la zona recta en escala semi-log de la compresión secundaria, con coordenadas δ_F, t_F . Para estos dos puntos se obtiene, según la ec. 26,

$$\delta_B - \delta_F = 0.43 C_t \ln \frac{1 + t_B/T}{1 + t_F/T} \quad (27)$$

resolviendo la ec. 27 para el valor de T se obtiene

$$T = \frac{e^a t_F - t_B}{1 - e^a} \quad (28)$$

en donde $a = 2.31 (\delta_B - \delta_F)/C_t$.

El valor de C_t se determina de la pendiente de la curva en la zona recta de la ley logarítmica para dos puntos sobre ésta

$$C_t = \frac{\delta_2 - \delta_1}{\log t_2/t_1} \quad (29)$$

Conociendo el valor de T , se calcula δ_v por medio de

$$\delta_v = \delta_B - C_t \log (1 + t_B/T) \quad (30)$$

Como primera aproximación para el valor de c_v , se utiliza $\delta_v/2$ encontrando en la curva un valor para t_{50} , que corresponde al 50% de compresión primaria, esto es, para $T_v = 0.2$ y $F(T_v) = 0.5$, de donde

$$c_v = 0.2 H^2/t_{50} \quad (31)$$

Enseguida se calcula $\xi = H^2/\tau c_v$ y se entra en la siguiente ecuación para el 50% de consolidación

$$\delta_{50} = \delta_v/2 + C_t \log (1 + 0.2\xi) \quad (32)$$

Con un nuevo valor de δ_{50} , calculando de la ec. 32, se encuentran nuevos valores de t_{50} , c_v y ξ respectivamente. Se repite el cálculo, y usando la ec. 32 nuevamente, se encuentra un valor mejorado de δ_{50} . Se prosigue con la iteración hasta que los valores de c_v y ξ ya no cambien substancialmente.

Los parámetros que intervienen en la ec. 25 podrán ser calculados por medio de las expresiones que se proporcionan a continuación para un determinado nivel de esfuerzo medio $p + 1/2 \Delta p$ correspondiente a cada una de las curvas de consolidación obtenidas en el odómetro, respectivamente.

$$m_v = \frac{\delta_v}{2H \Delta p}, \quad m_t = \frac{C_t}{2H \cdot \Delta p}, \quad \beta = \frac{m_t}{m_v} \quad (33)$$

Los valores de c_v y ξ serán los obtenidos anteriormente durante el método de ajuste.

Con el objeto de ilustrar el procedimiento de ajuste, se utiliza una curva de consolidación obtenida en el odómetro en una arcilla limosa inalterada con un contenido de agua de 288%, (Fig 6). El incremento de esfuerzo unitario usado $\Delta p = 0.6 \text{ k/cm}^2$ fue aplicado a un nivel de esfuerzo de 1.2 k/cm^2 con un espesor de la probeta de $2H = 1.72 \text{ cm}$. El esfuerzo crítico $\sigma_b = 3.7 \text{ k/cm}^2$ se muestra en la curva de compresibilidad para el suelo ensayado (Fig 1).

El punto B elegido cuando la curva cambia de curvatura y el punto F, (Fig 6), tienen los siguientes valores en micras, μ y segundos, t, a saber

Punto B $\delta_B = 135 \mu$, $t_B = 800 \text{ seg}$

Punto F $\delta_F = 248 \mu$, $t_F = 100,000 \text{ seg}$

El valor de C_t se determina en la zona recta de la curva y se obtiene un valor de 60 μ . Con la ec. 28 se obtiene

$$a = 2.31 (135 - 248)/60 = - 4.3505$$

de donde el valor de $\tau = 496.4$ seg. Aplicando la ec. 30, se calcula:

$$\delta_v = 135 - 60 \log (1 + 800/496.4) = 110.0 \mu$$

Entrando a la curva de laboratorio, (Fig 6), con $\frac{1}{2} \delta_v = 55.0$, se obtiene $t_{50} = 58$ seg, de donde los valores:

$$c_v = 0.2 (0.86)^2/58 = 2.550 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{seg}$$

$$\xi = (0.86)^2/c_v \cdot \tau = 0.584$$

Para mejorar los valores de c_v y ξ , se utiliza la ec. 32

$$\delta_{50} = 55.0 + 60 \log (1 + 0.584 \cdot 0.2)$$

$$\delta_{50} = 57.87 \mu$$

Entrando nuevamente en la curva de la Fig 6, con 57.9 μ se determina $t_{50} = 60$ seg y se calcula nuevamente $c_v = 2.465 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{seg}$ y $\xi = 0.604$. Como los valores mejorados de c_v y ξ muestran suficiente precisión se suspende la iteración, por lo que la curva teórica queda de la siguiente manera:

$$\delta = 110.0 F(T_v) + 60 \log (1 + 0.604 T_v) \quad (34)$$

en donde $T_v = (3.333 \times 10^{-3})t$

Para confrontar el ajuste de la curva teórica con la de laboratorio, se calcularon los valores de δ con la ec. 34 y se registraron en la Fig 6. Se puede reconocer que la concordancia entre la curva teórica y la obtenida en el ----

odómetro se muestra muy satisfactoria. Sin embargo, en la primera fase de la compresión primaria el ajuste no es tan perfecto; lo anterior se puede atribuir principalmente a la descompresión del agua de poro que libera gas en forma de burbujas microscópicas que afectan la permeabilidad del suelo⁽²⁾. Para evitar esto en la prueba, sería necesario efectuar las pruebas del odómetro bajo una presión hidrostática equivalente a la de campo para la cual se obtuvo la muestra. Esta práctica podrá dar mejores resultados en la determinación de los parámetros antes descritos.

Para el comportamiento de la curva que muestra la Fig 6, los parámetros son

- 1) Nivel medio de esfuerzos 1.5 K/cm^2
- 2) Incremento 0.6 K/cm^2
- 3) $m_v = 0.0107 \text{ cm}^2/\text{K}$
- 4) $c_v = 2.465 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{seg}$
- 5) $m_t = 0.00581 \text{ cm}^2/\text{K}$
- 6) $\beta = 0.543$
- 7) $\xi = 0.604$

Usando los parámetros antes encontrados, la curva teórica se expresa por medio de la siguiente ecuación:

$$\Delta \epsilon_v = 0.00642 \{ F(T_v) + 0.543 \log (1 + 0.604 T_v) \}$$

Para el nivel de esfuerzos e incrementos antes citados, $T_v = (3,333 \times 10^{-3}) t$.

Otro de los problemas que se suscitan en la prueba del odómetro es la fricción del suelo contra el anillo, la cual aumenta a medida que el suelo se consolida. Lo anterior se puede reducir considerablemente si usan anillo flotantes y un producto repelente al suelo que haga disminuir la fricción. Algunos repelentes, como la gelatina de silicón, pueden reducir la fricción sobre el anillo en forma considerable.

Por otro lado, la membrana de suelo remoldeado que se forma al afinar la pastilla de suelo en el anillo del odómetro, tiende a retrasar el proceso de consolidación en su primera fase, ya que dicha membrana tiene una permeabilidad considerablemente más baja que el suelo inalterado del espécimen. La importancia de lo anterior debe ser investigado para poder efectuar una corrección en el valor del coeficiente de consolidación. Así también, dicha membrana de suelo remoldeado afecta la compresibilidad, haciéndose necesario efectuar la corrección correspondiente.

Finalmente, se puede decir que a pesar de los problemas que presenta el odómetro, los parámetros que se encuentran con su uso tienen precisión suficiente desde un punto de vista práctico, si las probetas son confiables, la prueba se realiza cuidadosamente y se efectúan las correcciones antes mencionadas⁽³⁾.

REFERENCIAS

- (1) "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions" (1982) by Leonardo Zeevaert, Second Edition. Van Nostrand Reinhold Co. Chapter II. P. 85-114
- (2) "Descompresión en Depósitos de Suelos Impermeables" (1982) por Leonardo Zeevaert. Facultad de Ingeniería, UNAM, División de Estudios de Posgrado.
- (3) "An Investigation of the Factors Affecting Laboratory Consolidation of Clays" (1948) by T. W. Van Zelst, Proc. Second International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam Vol. VII, P. 52

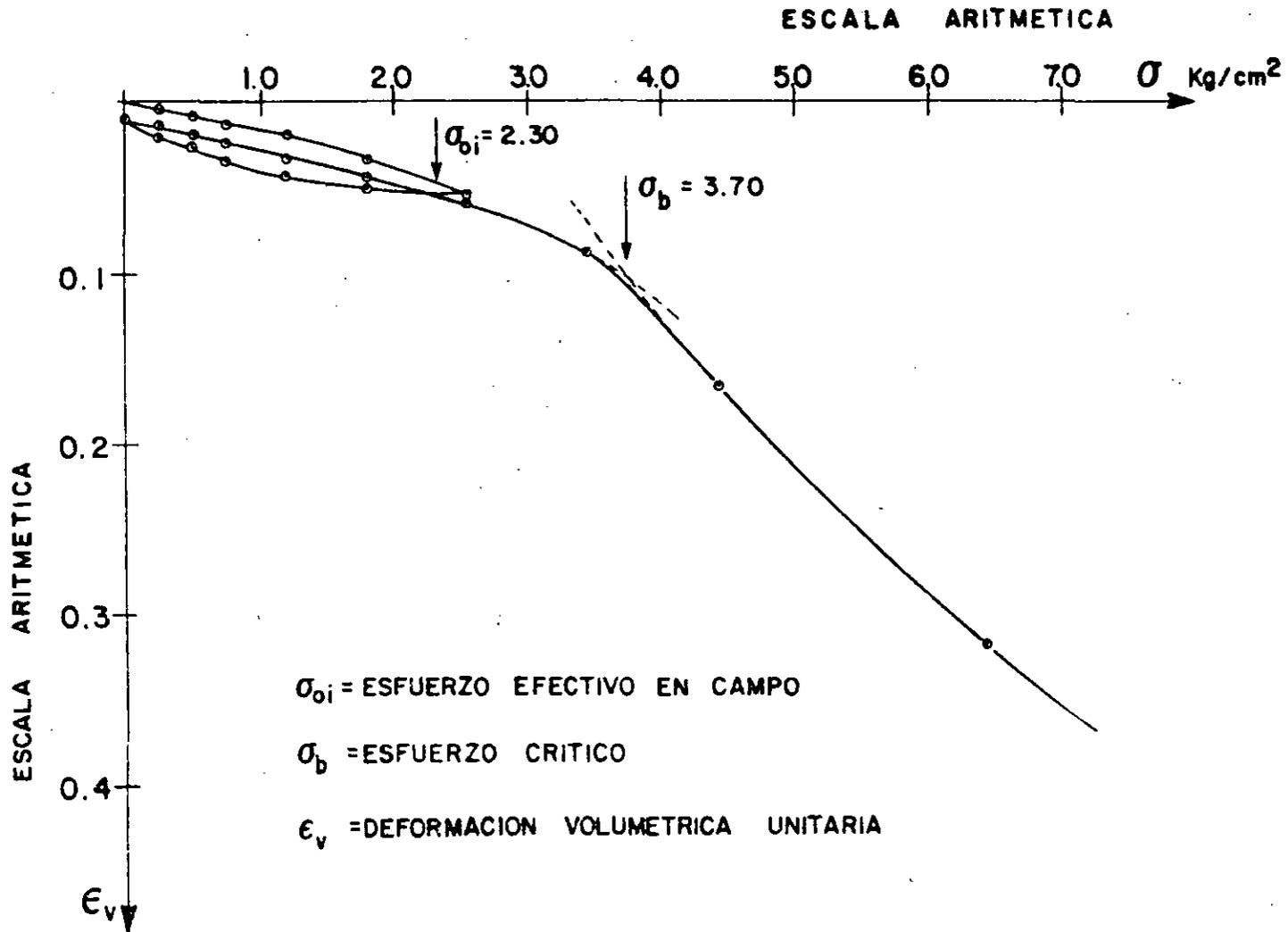


FIG- I CURVA DE COMPRESIBILIDAD.

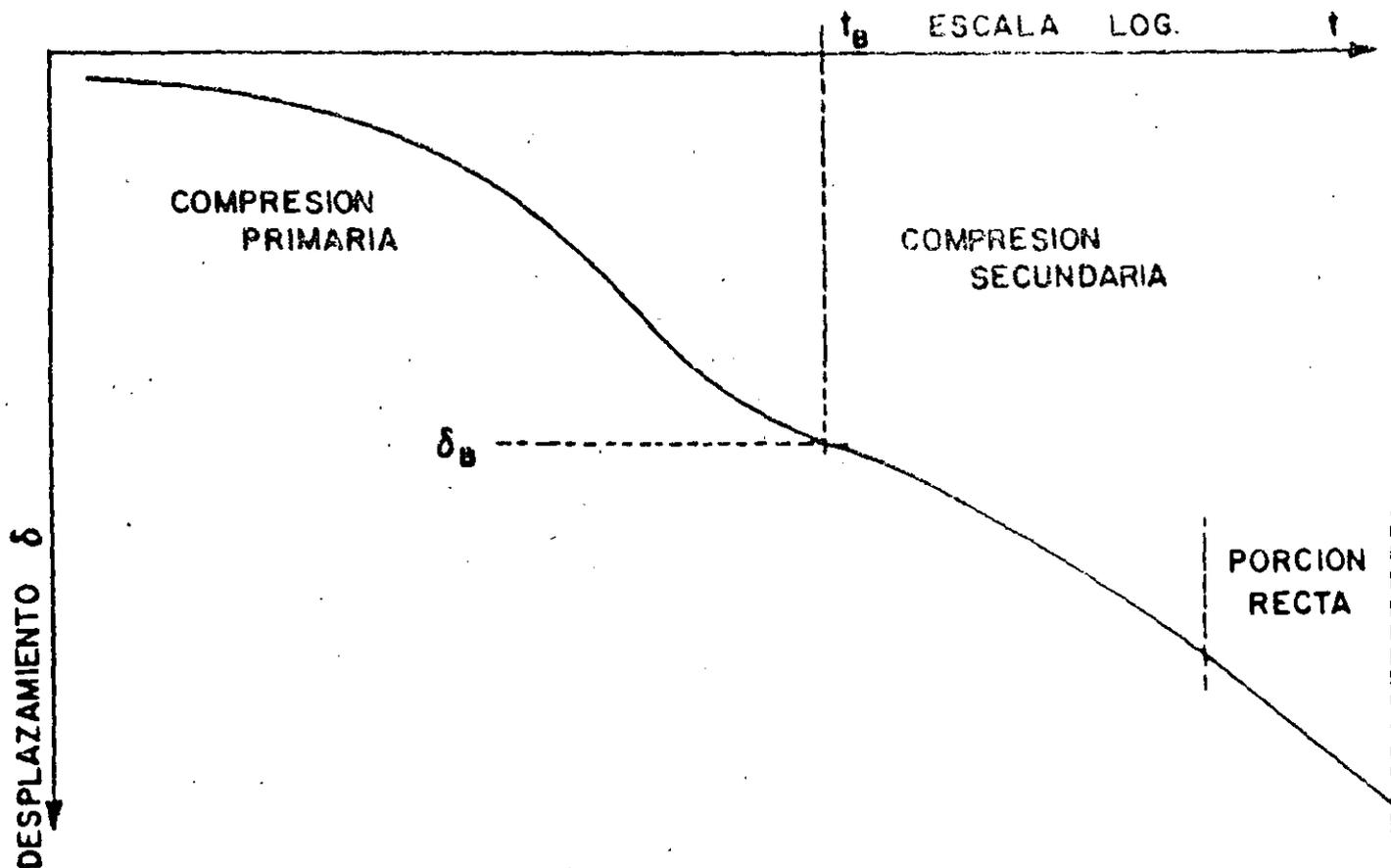
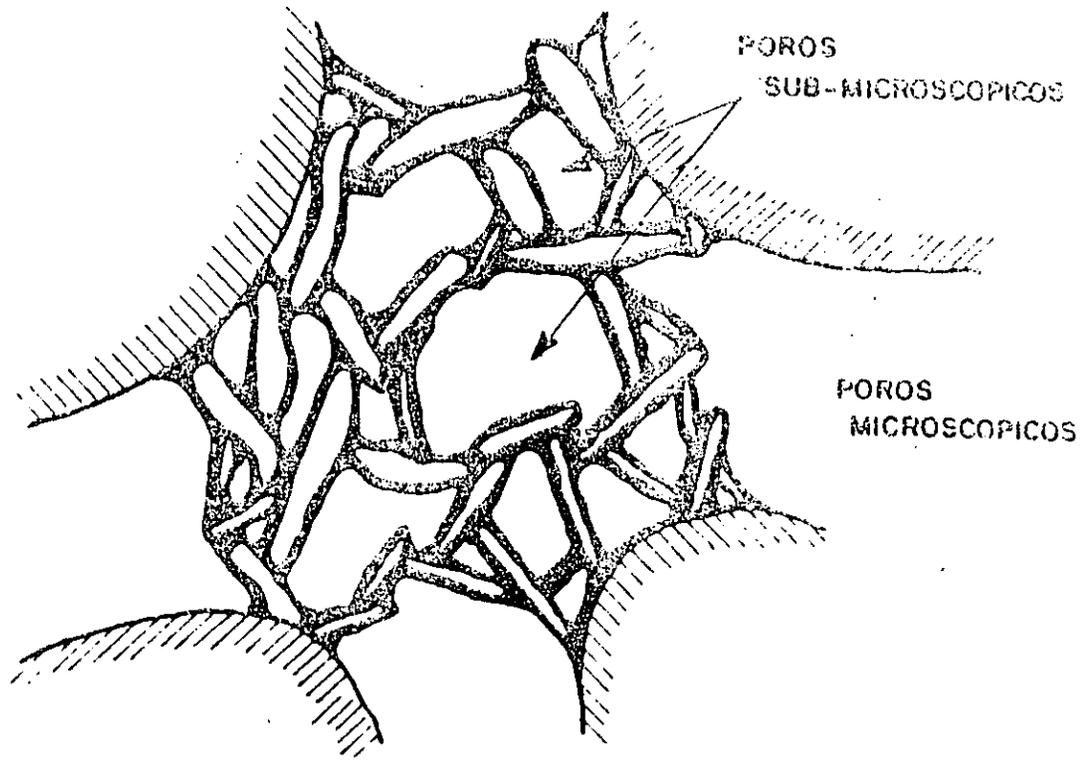


FIG- 2 CURVA DE CONSOLIDACION ANTES DEL ESFUERZO CRITICO



- //// GRANOS GRUESOS MICROSCOPICOS
- ◊ GRANOS DE MINERALES DE ARCILLA

FIG-3 CONCEPCION ARTISTICA DE AGLOMERACION DE GRANOS SUBMICROSCOPICOS

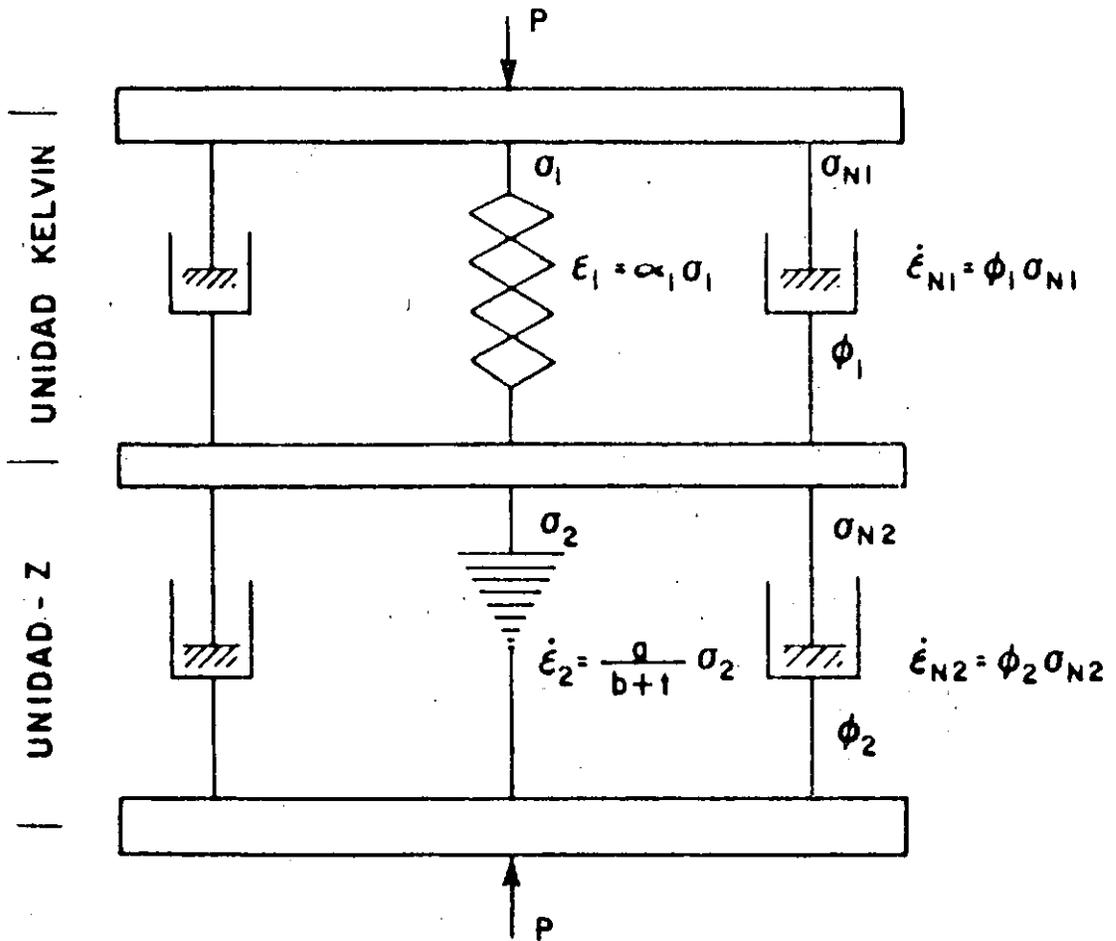
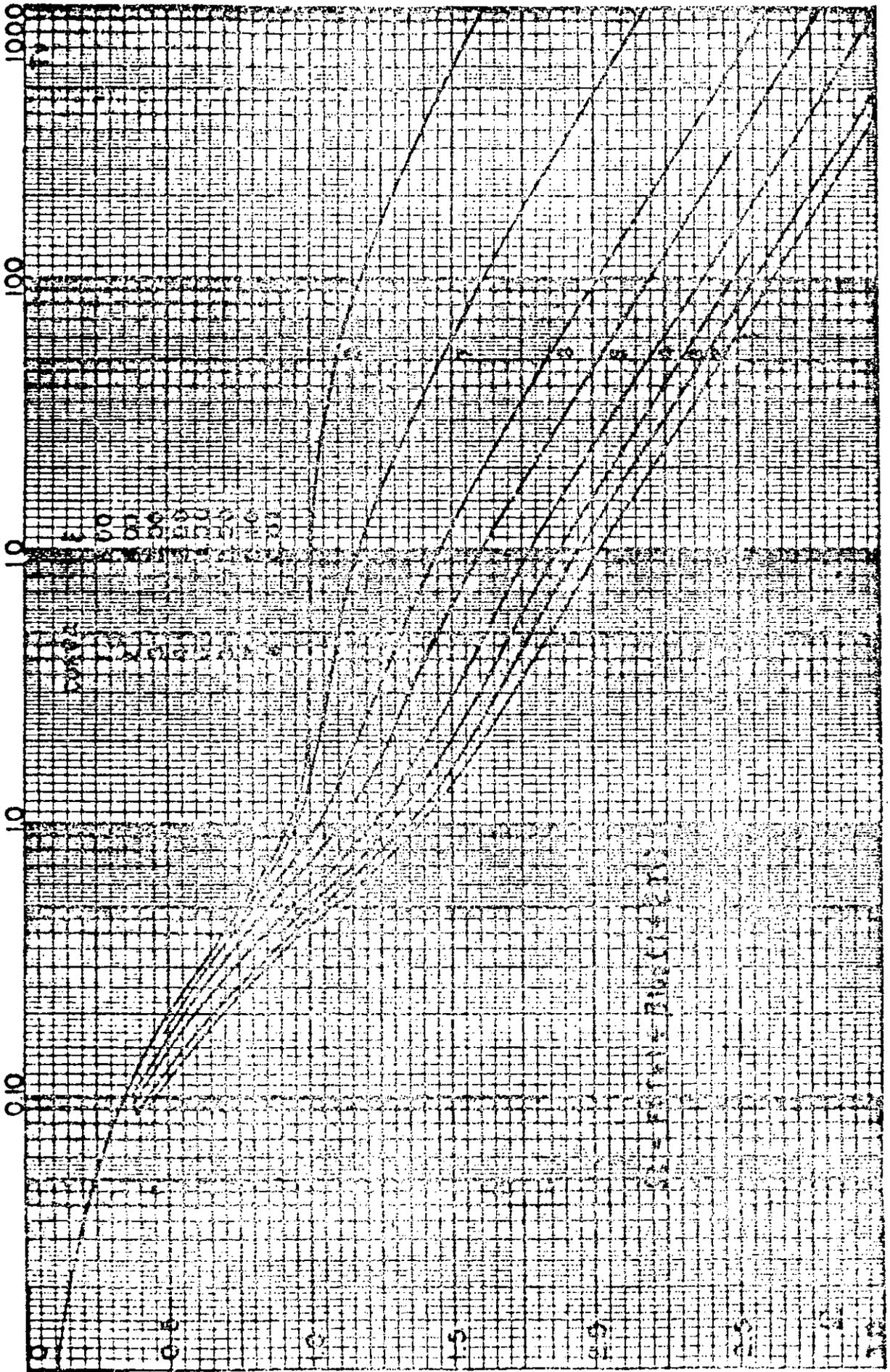
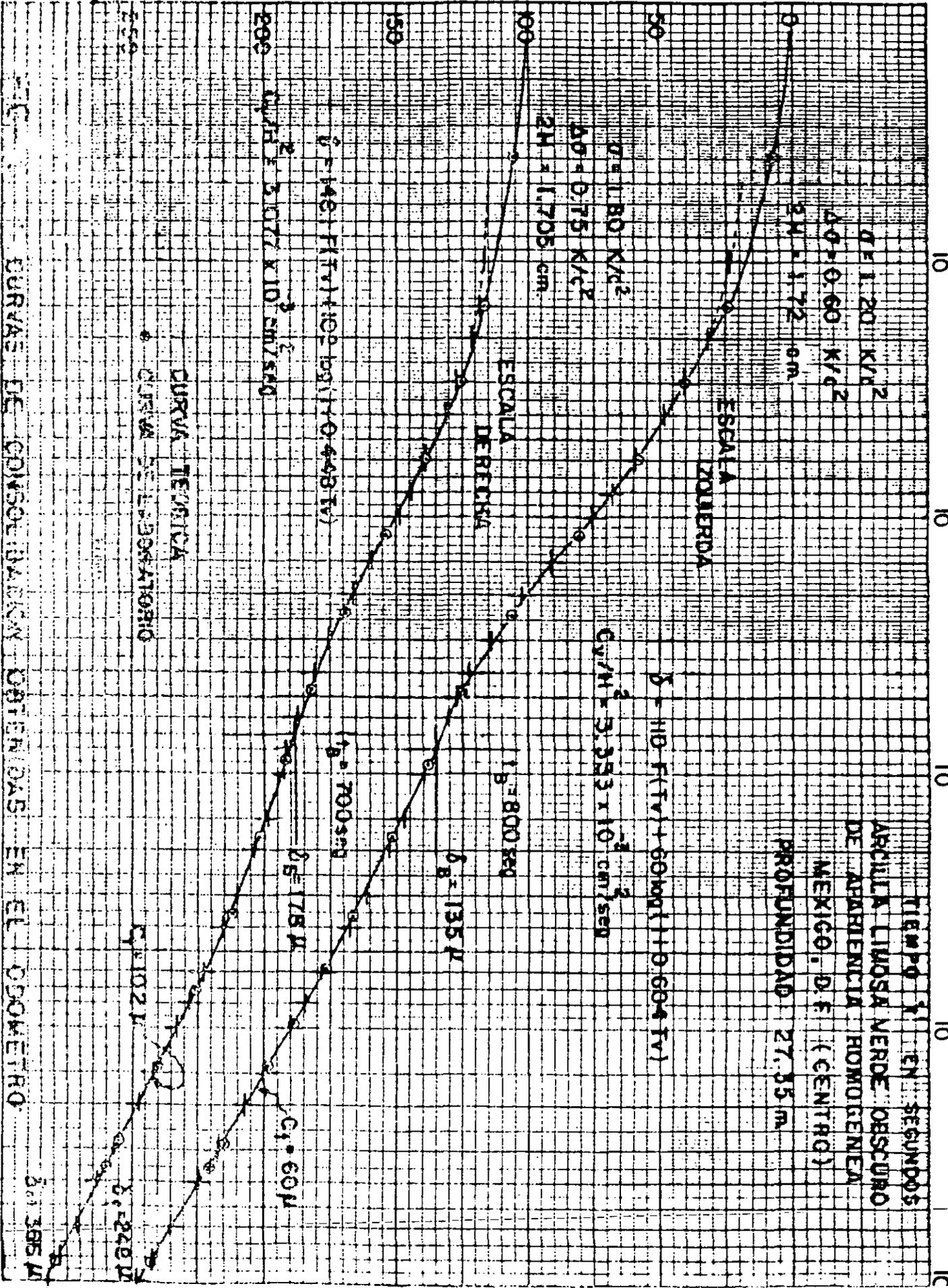


FIG- 4 MODELO REOLOGICO



DEFORMACION EN MICRAS





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

CURSOS ABIERTOS

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

TEMA VI.

DEFORMABILIDAD DE SUELOS

ING. GERMAN LOPEZ RINCON

CURSOS ABIERTOS
LABORATORIO DE MECÁNICA 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
MAYO 1994

6.1 INTRODUCCION

En el diseño de una cimentación, el ingeniero de mecánica de suelos debe estimar el comportamiento que tendrá dicha cimentación ante las diferentes condiciones de carga a que estará sujeta.

Básicamente la verificación del comportamiento comprende las siguientes dos situaciones:

- a) estados límite de falla
- b) estados límite de servicio

En esta oportunidad nos ocuparemos de 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 tales como la carga muerta, la 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 el estado de esfuerzos del suelo 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 o 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 requieren 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 suelo 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 limo arcillosas, limos arcillosos o arcillas limo arenosas 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 y que se traduce, en el caso de los suelos expansivos, en hinchamientos y en suelos eólicos del tipo loessial, en colapsos súbitos. Ambos tipos de problemas pueden ser de consecuencias graves para la cimentación y superestructura.

Las figuras 2 y 3, muestran el comportamiento típico de estos materiales.

La potencia de expansión o colapso queda definida por la expresión:

$$\Delta \epsilon = \pm \frac{\Delta e}{1+e_0} \quad (1)$$

donde:

$\Delta \epsilon$: cambio en la deformación unitaria debido a la saturación del material para un nivel de esfuerzos dado

Δe : cambio en la relación de vacíos

e_0 : relación de vacíos del material, en estado natural para el mismo nivel de esfuerzos

Conocido el espesor del estrato (d), con potencia de expansión o colapso y determinando el esfuerzo efectivo actuante puede calcularse la expansión o colapso con la expresión

$$\Delta\delta = \frac{\Delta e}{1+e_0} \cdot d \quad (2)$$

6.3 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 sus granos ⁽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 un procedimiento que le permita el cálculo del cambio volumétrico de un suelo a través del tiempo sometido a un incremento de presión. Esto ha llevado a la determinación de leyes fenomenológicas que explican el comportamiento de un suelo saturado.

Al final de estas notas se incluye el procedimiento completo para ejecutar una prueba de consolidación según lo establece la ASTM. En dicha norma 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.

De acuerdo con esta teoría, la ley fenomenológica que controla la deformación volumétrica unitaria de un material fino saturado, que muestra un comportamiento como el que indica la figura 4, es como sigue ⁽³⁾ :

$$\Delta \epsilon_v = m_v \cdot \Delta p \{ F(T_v) + \beta \log(1 + \xi T_v) \} \quad (3)$$

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

La determinación de los parámetros en el laboratorio se obtiene transformando la ecuación anterior a la forma:

$$\delta_r = \delta_v \cdot F(T_v) + C_r \log(1 + \frac{t}{T_v}) \quad (4)$$

En la figura 4 se explica el significado de los términos no conocidos.

Para cada una de las curvas de consolidación se determinan los parámetros m_v , C_v , β y ξ , los cuales se grafican para el

nivel medio de esfuerzos $\sigma + \sigma/2$, tal como se muestra en la figura 5.

Para la aplicación de la expresión (3) en un caso práctico se debe tomar en cuenta la rapidez con que se aplica la carga, ya que para tiempos de consolidación menores al tiempo de construcción puede ser importante la diferencia entre aplicación rápida de la carga y aplicación lineal, esto es, durante un tiempo de construcción.

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_c / t_c$$

Cuando se aplica la carga de manera inmediata la expresión (3) es la que se utiliza para el cálculo de hundimientos con el tiempo.

Si se considera aplicación lineal de la carga las expresiones utilizadas son las siguientes:

Para $0 < t < t_c$

$$\Delta\varepsilon_v = m_v \cdot \Delta\sigma_c \cdot \frac{T_v}{T_{vc}} \left[\Phi(T_v) + 0.43\beta \left(1 - \frac{\log(1+\xi T_v)}{\xi T_v} \right) \right] \quad (5)$$

donde:

$$\Phi(T_v) = \left\{ 1 - \frac{1}{T_v} \sum_{m=0}^{m=8} \frac{32}{(2m+1)^4 \pi^4} \left(1 - e^{-\frac{(2m+1)^2 \pi^2}{4} T_v} \right) \right\} \quad (6)$$

Para $t > t_c$

$$\Delta\varepsilon_v = m_v \cdot \Delta\sigma_c \cdot [F(T_v - T_{01}) + \beta \log(10^{A_{vc}} + \xi(T_v - T_{vc}))] \quad (7)$$

en donde

$$F(T_v) = \left\{ 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{8}{(2m+1)^2 \pi^2} e^{-\frac{(2m+1)^2 \pi^2}{4} T_v} \right\} \quad (8)$$

y

$$A_{vc} = 0.43 - \frac{\log(1 + \xi T_{vc})}{\xi T_{vc}} \quad (9)$$

y el valor de T_{01} se obtiene igualando las funciones

$$\Phi(T_{vc}) = F(T_{vc} - T_{01}) \quad (10)$$

En la figura 6 se muestra gráficamente la diferencia en el hundimiento al considerar aplicación inmediata de la carga y aplicación lineal. Los datos para el cálculo fueron los siguientes:

$$\begin{aligned} d &= 500 \text{ cm} \\ \Delta\sigma_c &= 0.3 \text{ kg/cm}^2 \\ t_c &= 1 \text{ año} \\ m_v &= 0.030 \text{ cm}^2/\text{Kg} \\ C_v &= 0.0098 \text{ cm}^2/\text{seg} \\ \beta &= 0.25 \\ \xi &= 0.46 \end{aligned}$$

el estrato se considera drenado por los dos lados, por lo que $d = 2H$

$$T_{vc} = \frac{C_v}{H^2} t_c = \frac{0.0098}{(250)^2} \cdot 3.15 \times 10^7 = 4.9392$$

de la (6)

$$\Phi(T_{vc}) = 0.9326 = F(T_v - T_{01})$$

$$T_v - T_{01} = 1.0080 \quad \text{y} \quad T_{01} = 3.9246$$

De la (9)

$$A_{vc} = 0.2034$$

luego las expresiones (3), (5) y (7) quedan como sigue:
aplicación inmediata de la carga

$$\delta_t = 4.5 \cdot \{F(T_v) + 0.25 \log(1 + 0.46 T_v)\}$$

y para aplicación lineal:

$$0 < t < t_c$$

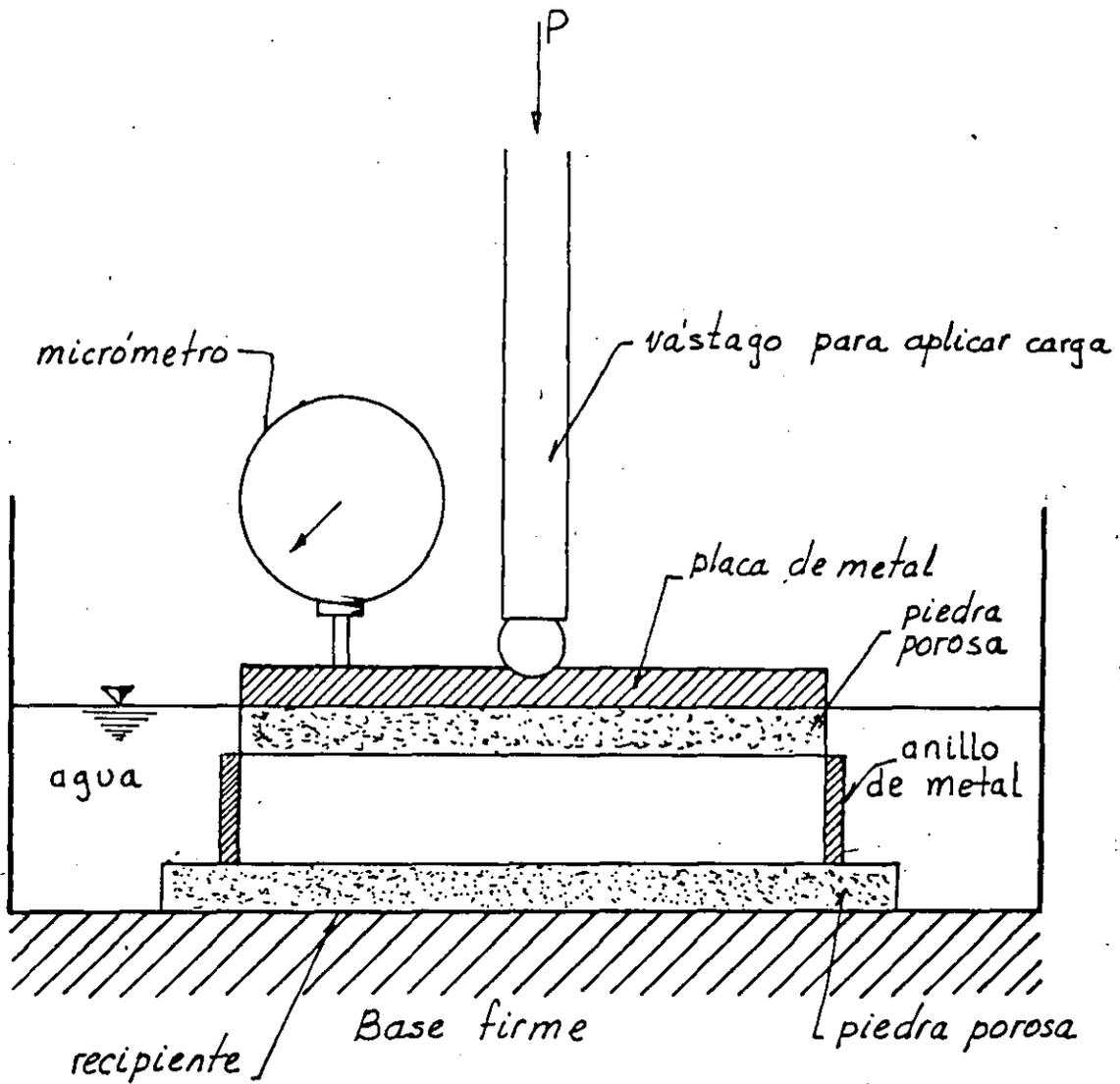
$$\delta_t = 0.911T_v \left\{ \Phi(T_v) + 0.1075 \left(1 - \log \frac{1+0.46T_v}{0.46T_v} \right) \right\}$$

$$t > t_c$$

$$\delta_t = 4.5 \cdot \{F(T_v - 3.9246) + 0.25 \log(1.5973 + 0.46(T_v - 4.9392))\}$$

R E F E R E N C I A S

- 1.- Foundations Engineering for Difficult Subsoil Conditions.
L. Zeevaert Van Nostrand Reinhold 1973, pags. 62-70
- 2.- Propiedades cuantitativas de los materiales del subsuelo,
Tomo II Apuntes de Mecánica de Suelos por L. Zeevaert 1966.
Art. III.8.1 a III.8.3
- 3.- Viscosidad Intergranular en Suelos Finos Saturados.
L. Zeevaert División de Estudios de Posgrado,
Facultad de Ingeniería.



ODOMETRO

tomado de ref. 2

FIG. 1

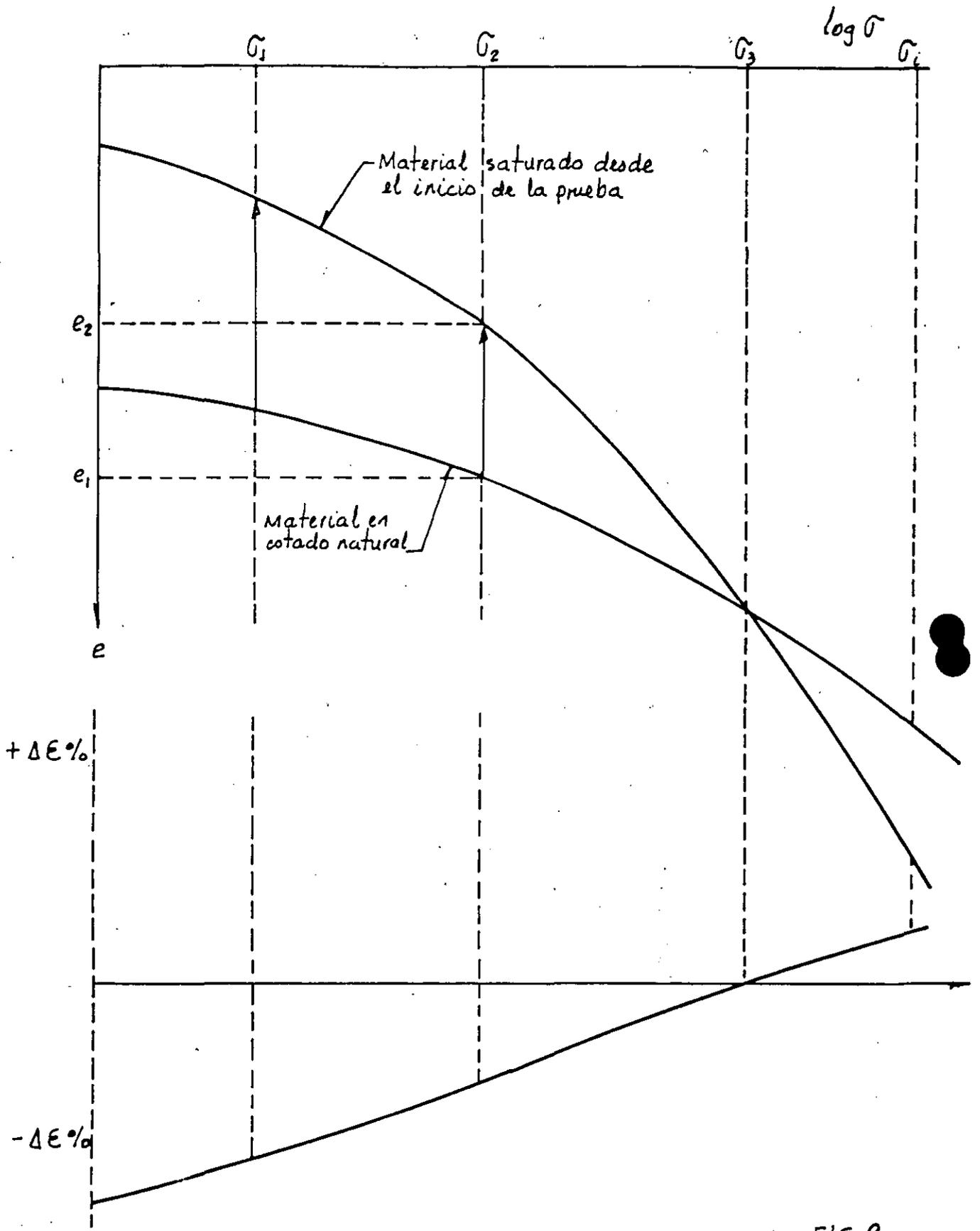


FIG. 2

Tomado de ref. 2

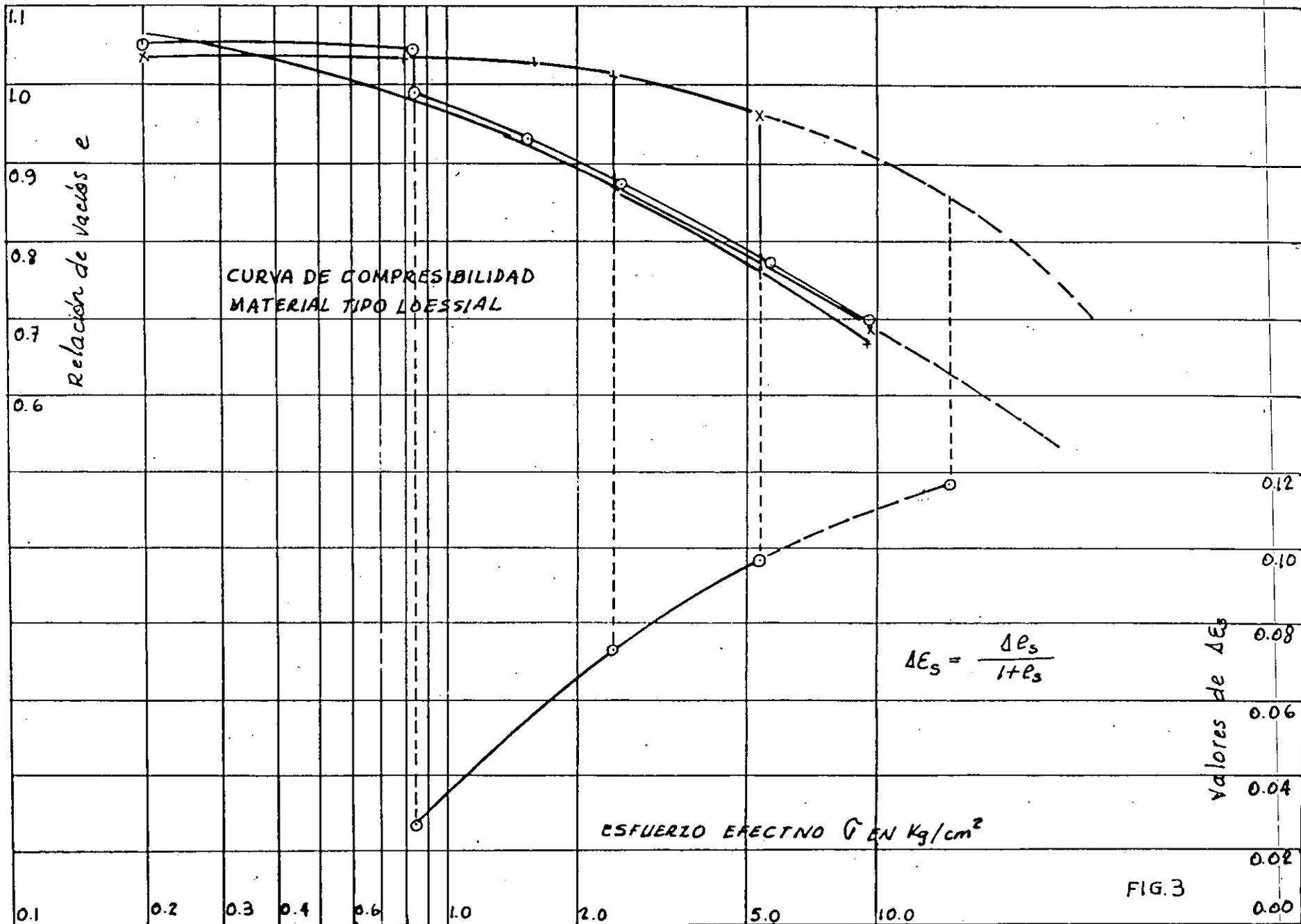
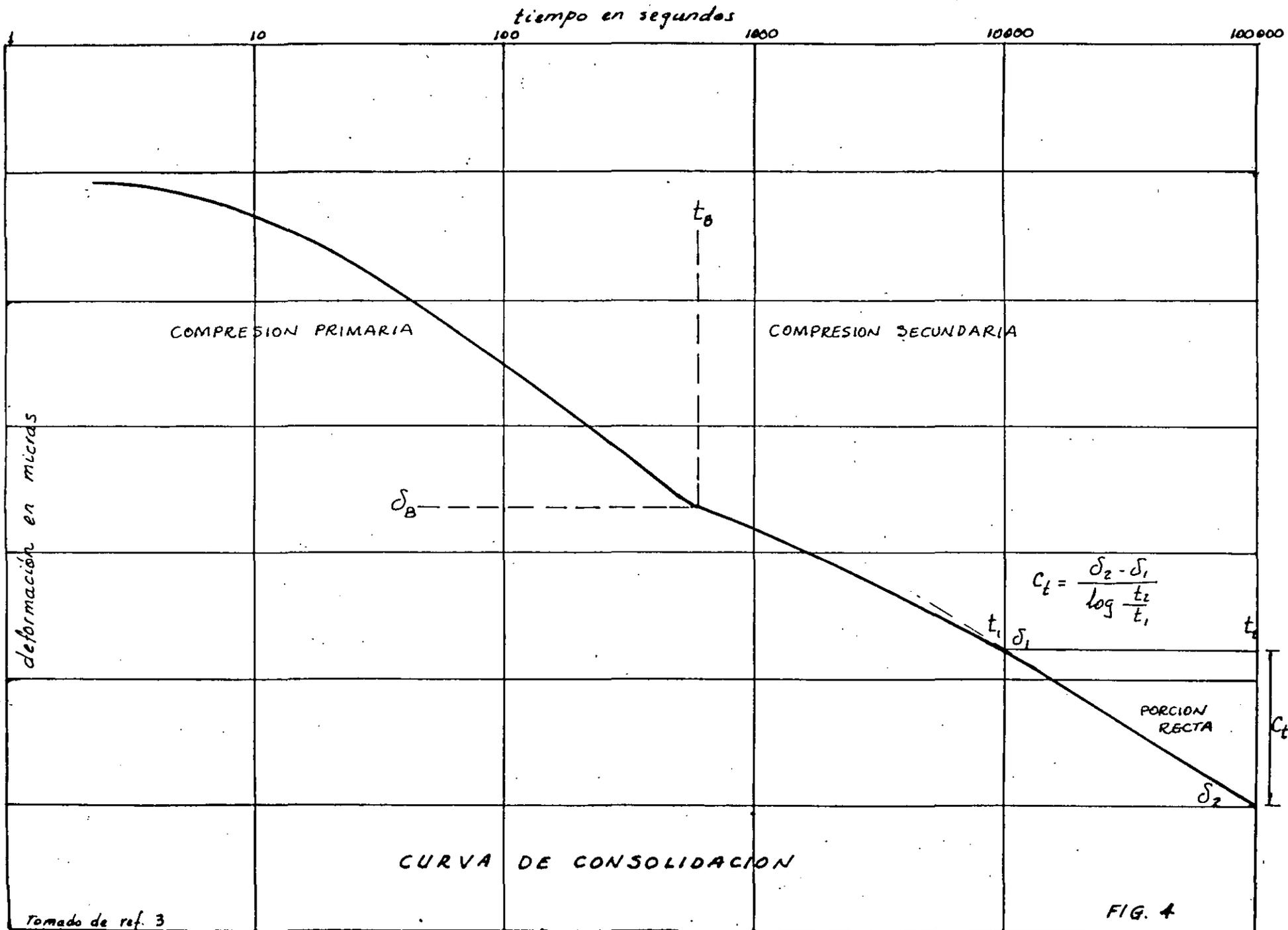


FIG.3

Tomada de ref. 2



PARAMETROS DE COMPRESIBILIDAD Y CONSOLIDACION

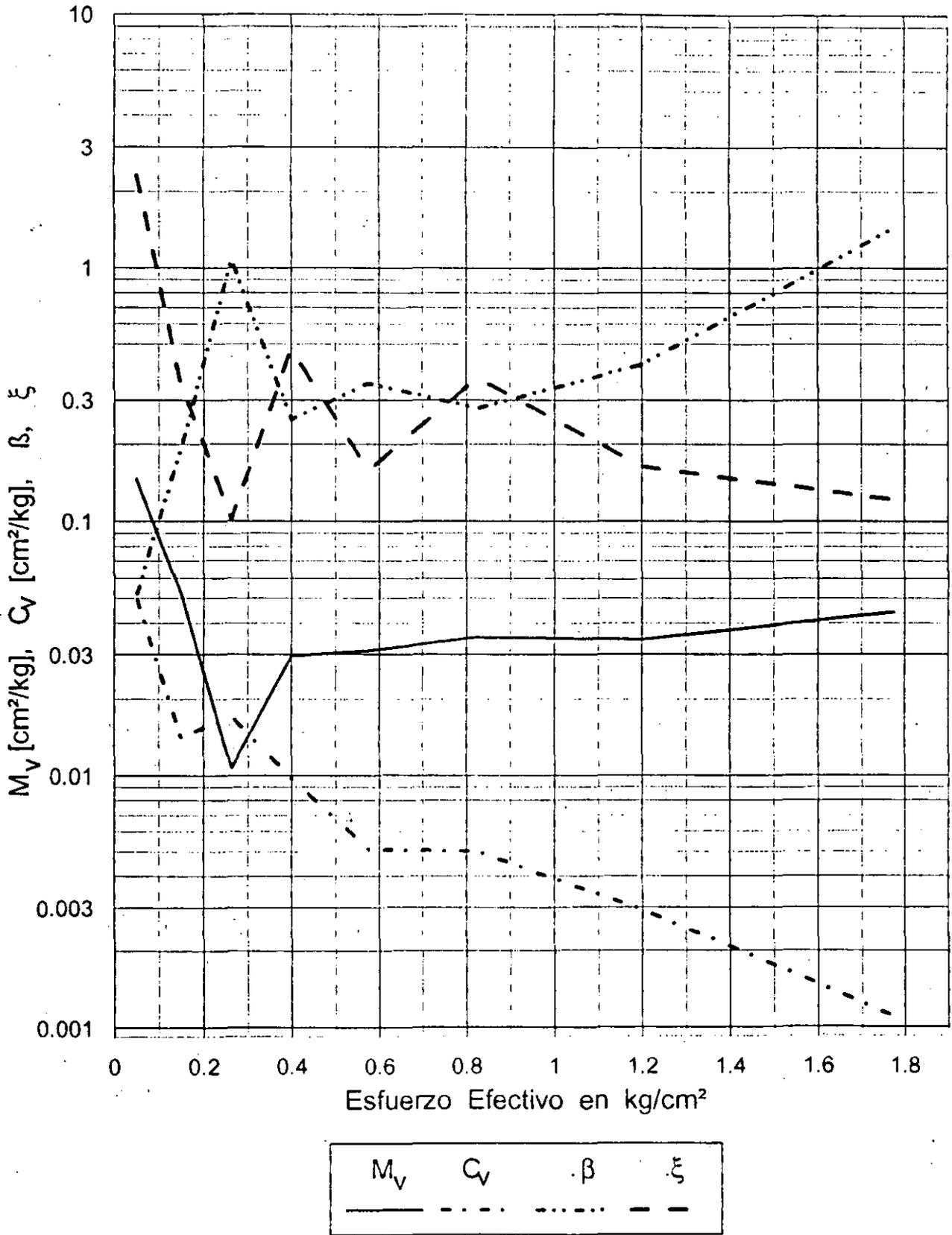
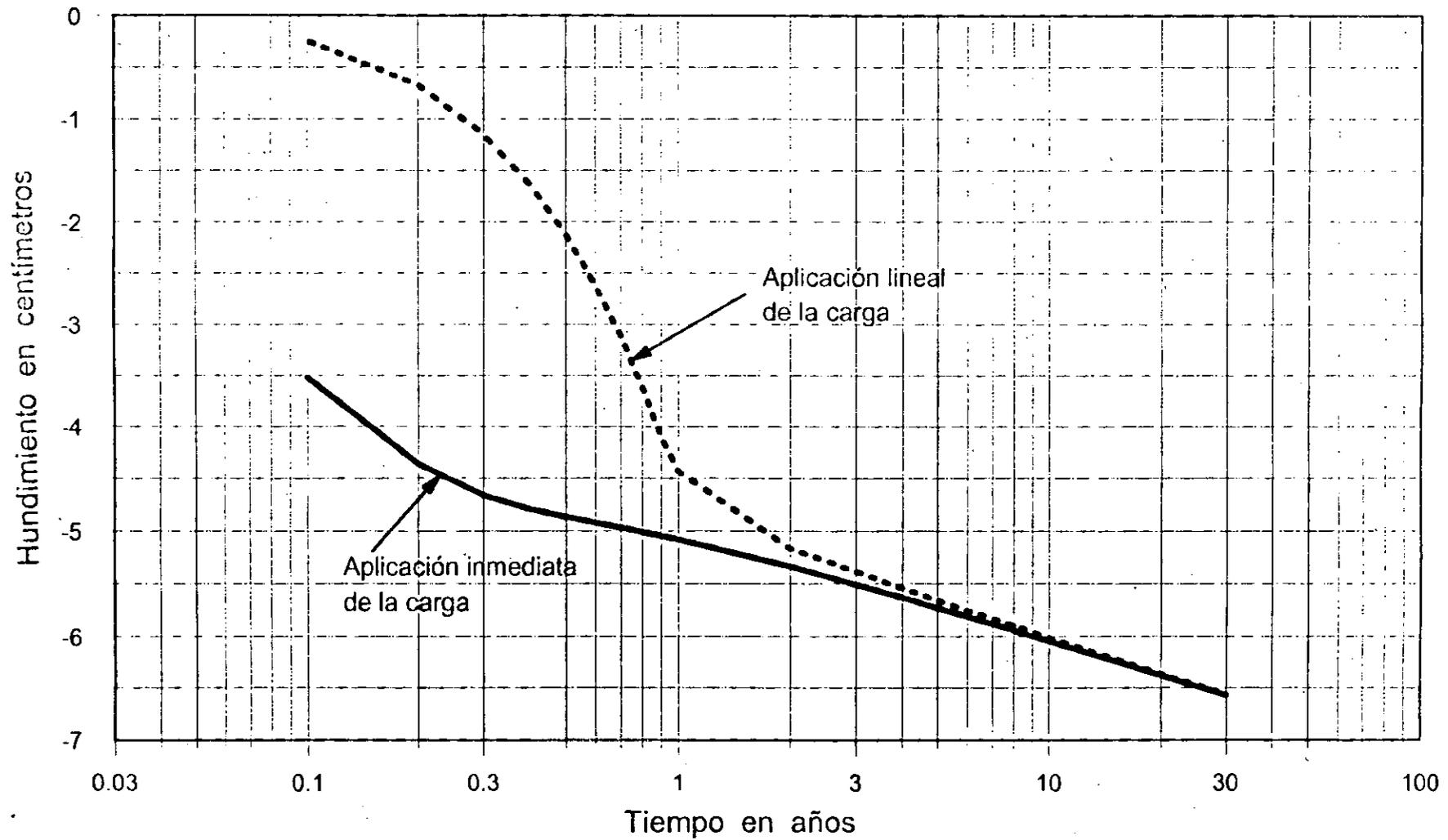


FIGURA No. 5

CURVAS HUNDIMIENTO - TIEMPO



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.

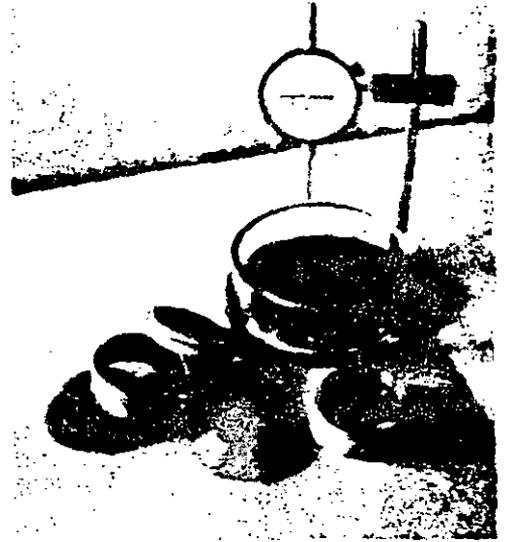
¹ El consolidómetro patrón de 2.5" puede convertirse al sistema SI [para usar el sistema de carga $\frac{1}{4}$ de tonelada por pie cuadrado ($t/ft^2 = 25$ kilopascales (kPa); $\frac{1}{2} t/ft^2 = 50$ kPa; $1 t/ft^2 = 100$ kPa etc.] de la siguiente forma: (a) comprar un pedazo de tubería de bronce de 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.

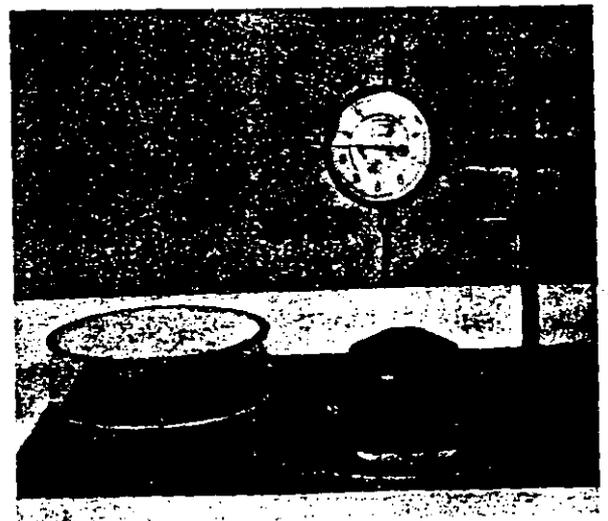
Figura 13-1

Equipo para el experimento de consolidación con anillo flotante.

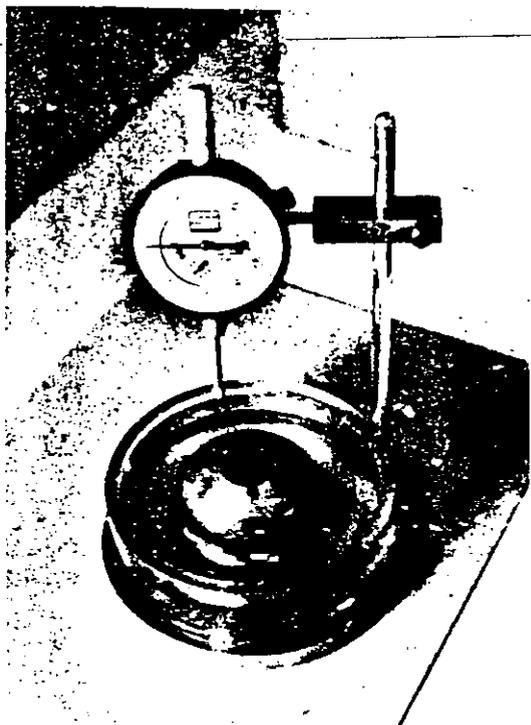
(a) Equipo de consolidómetro: anillo de bronce (62.14 X 24.0 mm), anillo con borde cortante para tallar la muestra al diámetro necesario para montarla en el ensayo de consolidación: dos piedras porosas, bloque o pistón de carga de bronce y disco de moldeo para recortar la muestra 2 y 4 mm (la profundidad 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 sílica) 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.



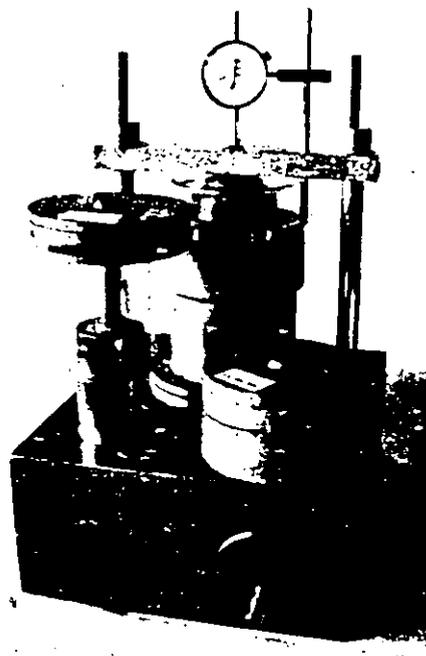
(b) Después de colocar la muestra en el anillo, usar el disco de moldeo para extruir 2 mm, cortar este sobrante y colocar un disco de papel de filtro para evitar la adherencia. A continuación, sacar el disco de moldeo, pasarlo al otro extremo, usar el lado de 4 mm para empujar la muestra a través del 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 el 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:

$$S = f(t)$$

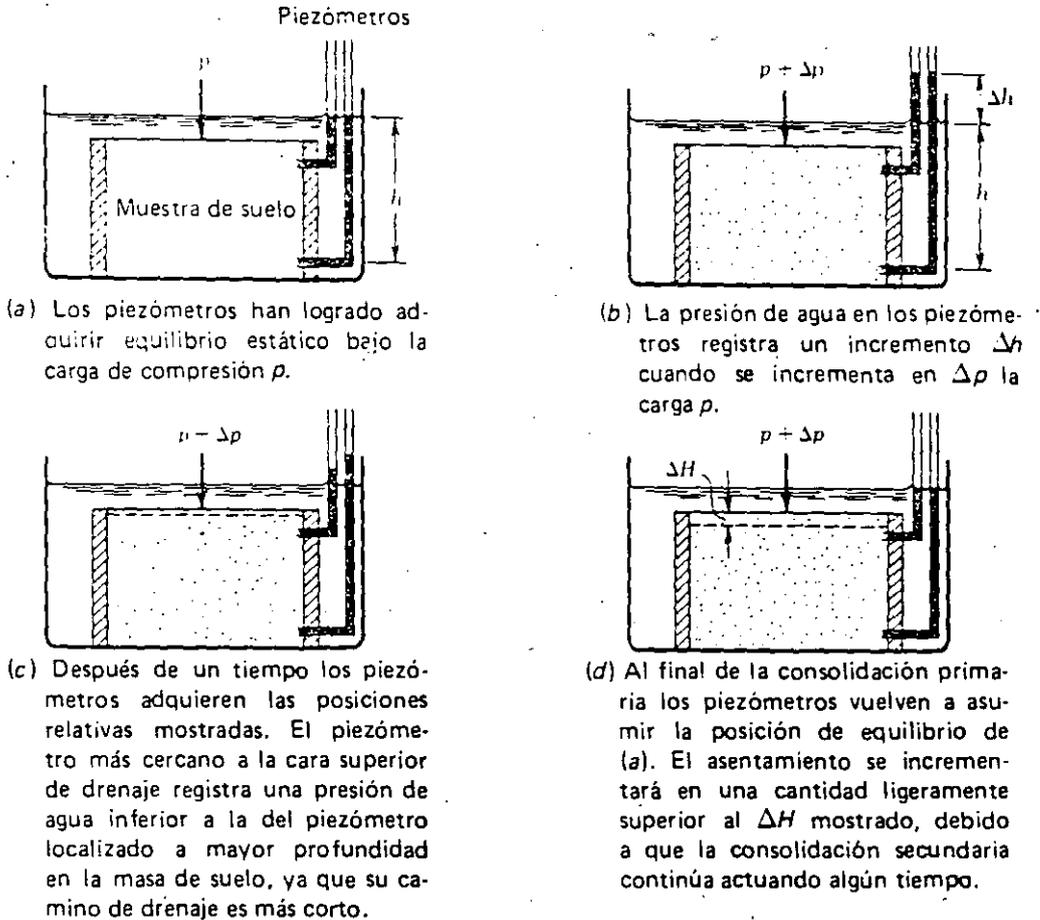


Figura 13-2
Consolidación primaria.

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.

del camino 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.

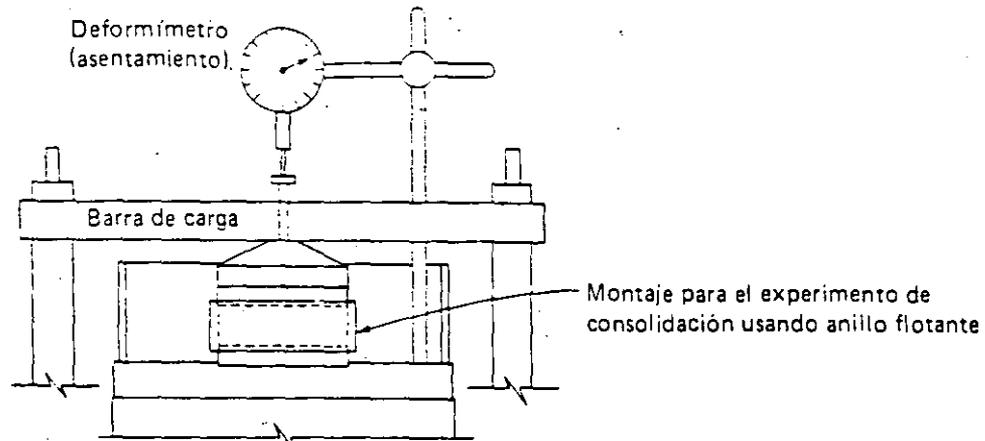
Es posible ahora redefinir la consolidación como *la deformación plástica/reducción en relación de vacíos de una masa de suelos que es función del tiempo y del exceso en presión de poros*.

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.

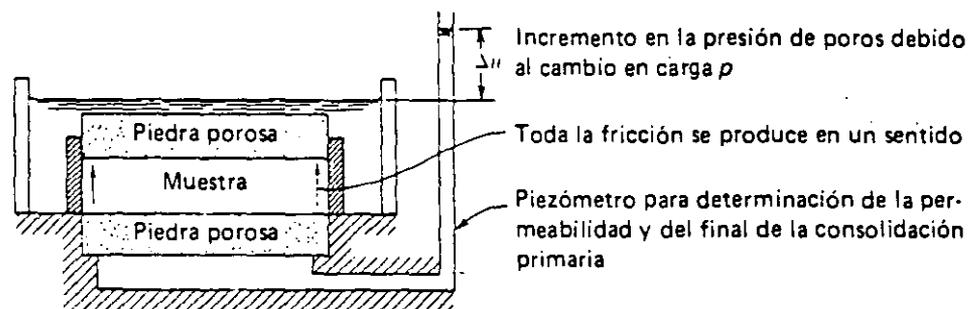
El ensayo de consolidación en el laboratorio se hace sobre una muestra que tiene entre 20 y 40 mm de espesor colocada en un anillo de metal confinante de diámetro entre 45 y 113 mm (100 cm²). Más comúnmente se utilizan diámetros de 63 y 113 mm. El aparato puede tener anillos de tipo *fijo o flotante*. 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.

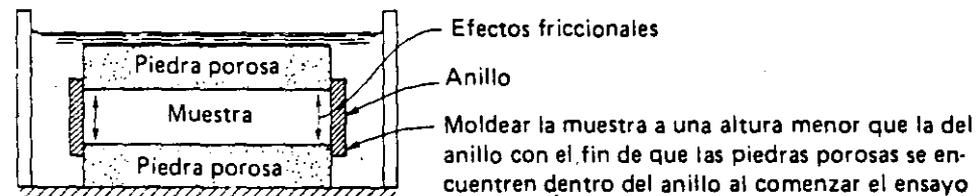
¹ Este no es un procedimiento trivial y requiere establecer un montaje de ensayo de permeabilidad con cabeza variable similar al experimento No. 12. Utilizar una bureta de 100 mm con un balón de caucho para controlar la evaporación y hacer un ensayo de cabeza variable entre cada incremento de carga para obtener la relación k vs. e .



(a) Consolidómetro



(b) Consolidómetro de anillo fijo. Puede utilizarse para obtener información sobre permeabilidad durante el ensayo de consolidación si se instala un piezómetro.



(c) Consolidómetro de anillo-flotante.

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 prefirido 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.

- 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} .
- 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:

$$D_{50} = \frac{D_0 + D_{100}}{2} \quad (13.7)$$

- 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 :

$$c_v = \frac{TH^2}{t} \tag{13-9}$$

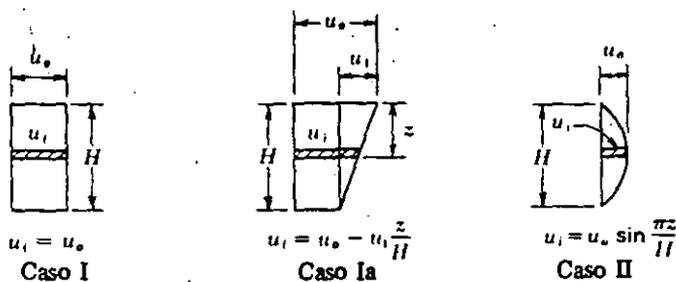
donde T = factor de tiempo (0.197 para $U = 50\%$), dado en la Tabla 13-1 para dos casos de presión de poros

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	0.115
40	0.126	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		



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).

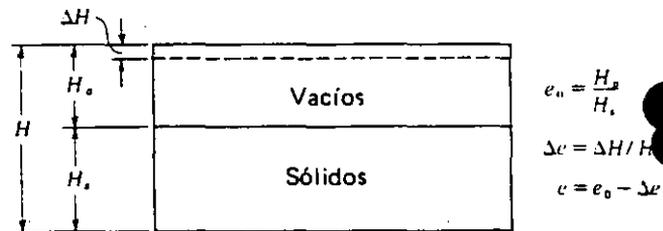


Figura 13-4
Relaciones entre el cambio en relación de vacíos y la altura.

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_i , es:

$$e_i = \frac{H_v A}{H_s A} = \frac{H_v}{H_s}$$

En cualquier otro incremento de carga, la relación instantánea de vacíos e es:

$$e = \frac{(H_v - \Delta H)A}{H_s A} = e_i - \frac{\Delta H}{H_s}$$

$$\text{ó } e = e_i - \Delta e$$

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:

$$\frac{\Delta v}{1 - e_0} = \frac{\Delta L}{L} = \epsilon \quad (\text{deformación unitaria})$$

y $p =$ presión

$$E = \frac{\Delta p}{\epsilon} \quad \text{ó} \quad \frac{1}{E} = \frac{\epsilon}{\Delta p} = m_v$$

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_s como:

$$C_s = \frac{\Delta e_s}{\log p_2/p_1} \quad (13-14)$$

El *índice de recompresión* C_r se obtiene de la rama de recompresión como:

$$C_r = \frac{\Delta e_r}{\log p_2/p_1} \quad (13-15)$$

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 e 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'_s con valores análogos a C_r y C_s .

- 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 estos 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, $W_i =$ 127.12

Peso de suelo seco calculado, $W'_s =$ _____

Peso de suelo seco al horno, $^aW_s =$ 99.70 g

Determinación del Contenido de Humedad	
Peso de lata + suelo húmedo =	<u>~</u>
Peso de lata + suelo seco =	<u>~</u>
Peso de la lata =	<u>~</u>
Peso del agua =	<u>~</u>
Peso del suelo seco =	<u>~</u>
Contenido de humedad inicial, $w_i =$	<u>~</u>

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, $S_i = (W_i - W'_s) / (H_v A) =$ $(127.12 - 99.70) / [0.916 \times 30.33] = 0.987$

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 ^c	<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>99.70 g</u>
Grado de saturación final, S	<u>$\frac{16.75}{99.70} \times 100 = 16.8\%$</u>
	<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. N. & 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 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.

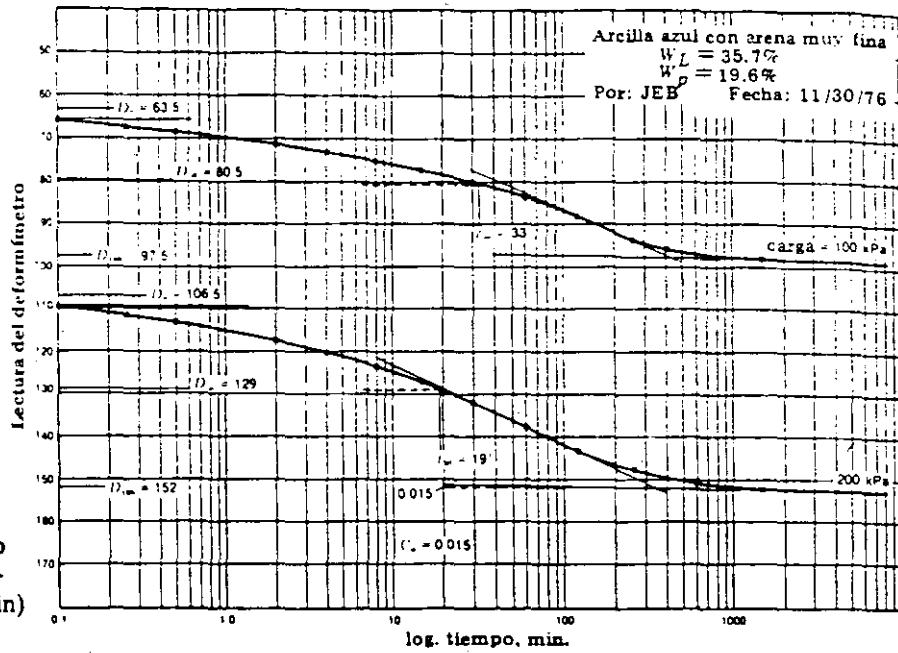
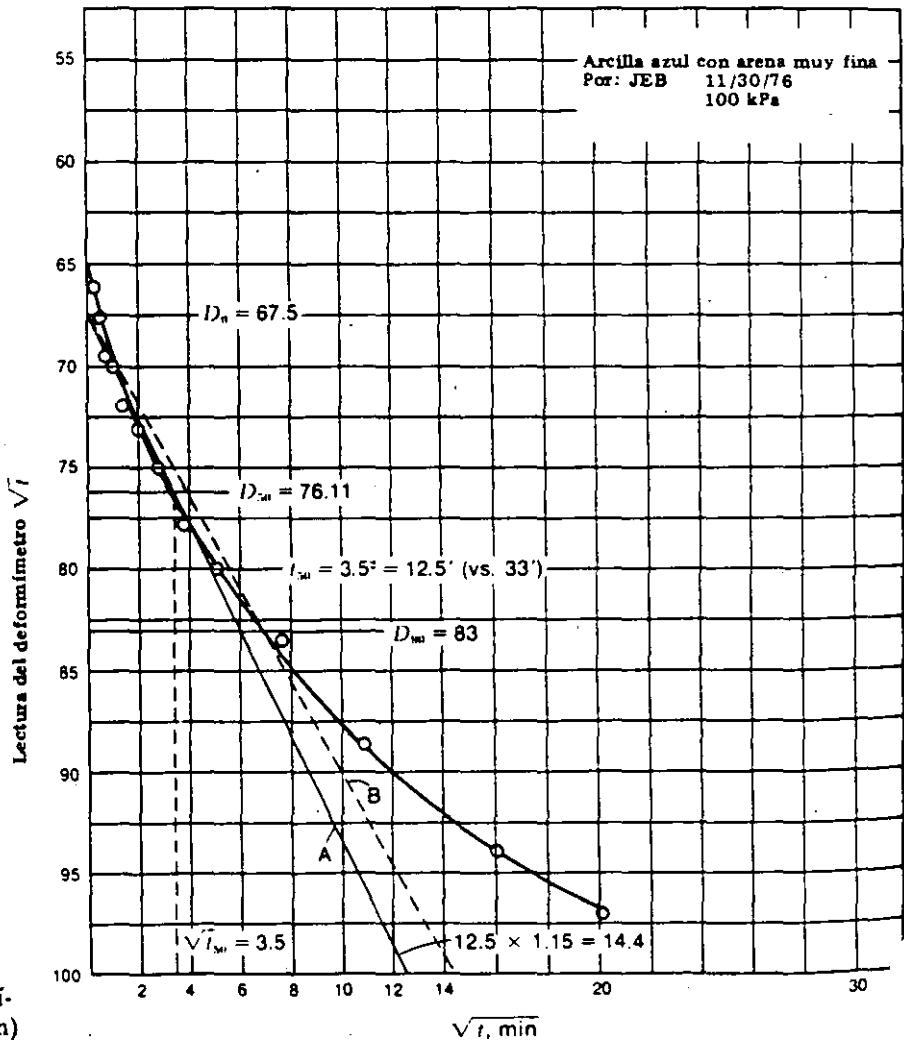


Figura 13-6
 Curvas de lectura del deformímetro vs. tiempo
 (a) Lectura del deformímetro vs. log tiempo (min)



(b) Lectura del deformímetro vs. $\sqrt{\text{tiempo}}$ (min)

Memoria 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 ($32 \times 0.01 \times 0.1$)

$$\Delta H = 0.032 \text{ cm}$$

$$\Delta e = \frac{H}{H_s} = \frac{0.032}{1.084} = 0.0296 \rightarrow 0.030 \quad (\text{exactitud de la gráfica})$$

$$e = e_i - \Delta e = 0.845 - 0.030 = 0.815$$

$$\epsilon = \frac{\Delta H}{H_i} = \frac{0.032}{2.00} = 1.6 \times 10^{-2}$$

$$\begin{aligned} \text{Altura promedio} &= H_i - \frac{(\Delta H_i - 1 + \Delta H_i)}{2} \\ &= 2.00 - \frac{0.00 + 0.032}{2} = 1.984 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$c_r = \frac{0.197H^2}{t_{50}} = \frac{0.197(1.984/2)^2}{10.0} = 0.0194 \text{ cm}^2/\text{min} \quad (\text{drenaje en dos sentidos})$$

De la línea 4 (carga = 100 kPa)

Lectura inicial del deformímetro

Lectura final del deformímetro = 59 = 0.059 cm

$$= 98 = 0.098 \text{ cm}$$

$$\Delta H = 0.098 \text{ cm}$$

$$\Delta e = \frac{0.098}{1.084} = 0.090$$

$$e = 0.845 - 0.090 = 0.755$$

$$\epsilon = \frac{0.098}{2.00} = 4.9 \times 10^{-2}$$

$$\text{Altura promedio} = 2.00 - \frac{0.059 + 0.098}{2} = 1.922 \text{ cm}$$

$$c_r = \frac{0.197(1.922/2)^2}{33.0} = 0.0055 \text{ cm}^2/\text{min}$$

EXPERIMENTO DE CONSOLIDACION (Hoja de cálculos para e y c_v)

Formato 16

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

Fecha de la práctica 11/30/76

Datos de la muestra

$H_i = 20.00 \text{ mm}$

Vol. inicial de la muestra, $V_i = 60.66 \text{ cm}^3$

Peso seco de sólidos del suelo, $W_s = 99.709$

Gravedad específica del Suelo, $G_s = 3.03 \text{ (Comp.)}$

Altura de Sólidos, $H_s = 1.084 \text{ cm}$

Altura inicial de vacíos, $H_r = 0.916$

Relación de vacíos inicial, $e_i = 0.845$

Incremento de carga	Lectura del deformímetro al final del incremento (.....)	Cambio en la altura de la muestra, ΔH (.....)	$\epsilon = \frac{\Delta H}{H_i}$ o $\epsilon = \frac{\Delta H}{H_r}$	Relación de vacíos instantánea e	Altura promedio ^c para el incremento de carga (.....)	H_v (.....)	Tiempo ^d para el 50% de consolidación t ₅₀ , min.	Coefficiente de consolidación, c_p (.....)
0	0	0	/	0.845	-	-	-	-
25 kPa	32	0.032	1.6 ^a 0.030	0.815	1.984	0.992	10'	0.0194
50	59	0.059	3.0 ^a 0.054	0.791	1.954	0.977	22	0.0089
100	98	0.098	4.9 ^a 0.090	0.755	1.922	0.961	33	0.0055
200	152	0.152	7.6 ^a 0.140	0.705	1.875	0.938	19	0.0091
400	223	0.223	11.6 ^a 0.206	0.639	1.812	0.906	15	0.0108
800	296	0.296	14.8 ^a 0.273	0.572	1.741	0.871	14	0.0107
1600	364	0.364	18.2 ^a 0.335	0.510 ^v	1.670	0.835	7.4'	0.0186
	$\epsilon \times 10^{-2}$							PAG. 128
LOS DATOS DE REBOTE Y RECOMPRESION (DIBUJADOS EN LA FIG. 13-9) NO SE MUESTRAN AQUI								
E VS LOG. P - DIBUJADA EN LA FIG. 13-10								

Nota: Introducir las unidades necesarias en los encabezamientos.

^aLectura final del incremento anterior = lectura inicial del incremento siguiente.

^bUsar deformación unitaria o relación de vacío (o ambos)

^cAltura promedio del incremento = $\frac{1}{2} \Delta H$

^d H_v = longitud del camino máximo de drenaje; para anillo flotante = $\frac{1}{2}$ altura promedio para el incremento dado

^eDe la curva de deformación vs. log t

Figura 13-7

Cálculos típicos usando un formato de resumen de cálculos. Estos cálculos se usan para hacer las gráficas de e vs. p , e vs. $\log p$, y c_v vs. $\log p$. Los datos originales incluyeron un experimento de descarga-recarga para calcular la relación de vacíos de 0.497 mostrada en la Fig. 13-9. Los datos se han editado especialmente para fines ilustrativos de forma que muestren desde la primera carga hasta 1600 kPa.

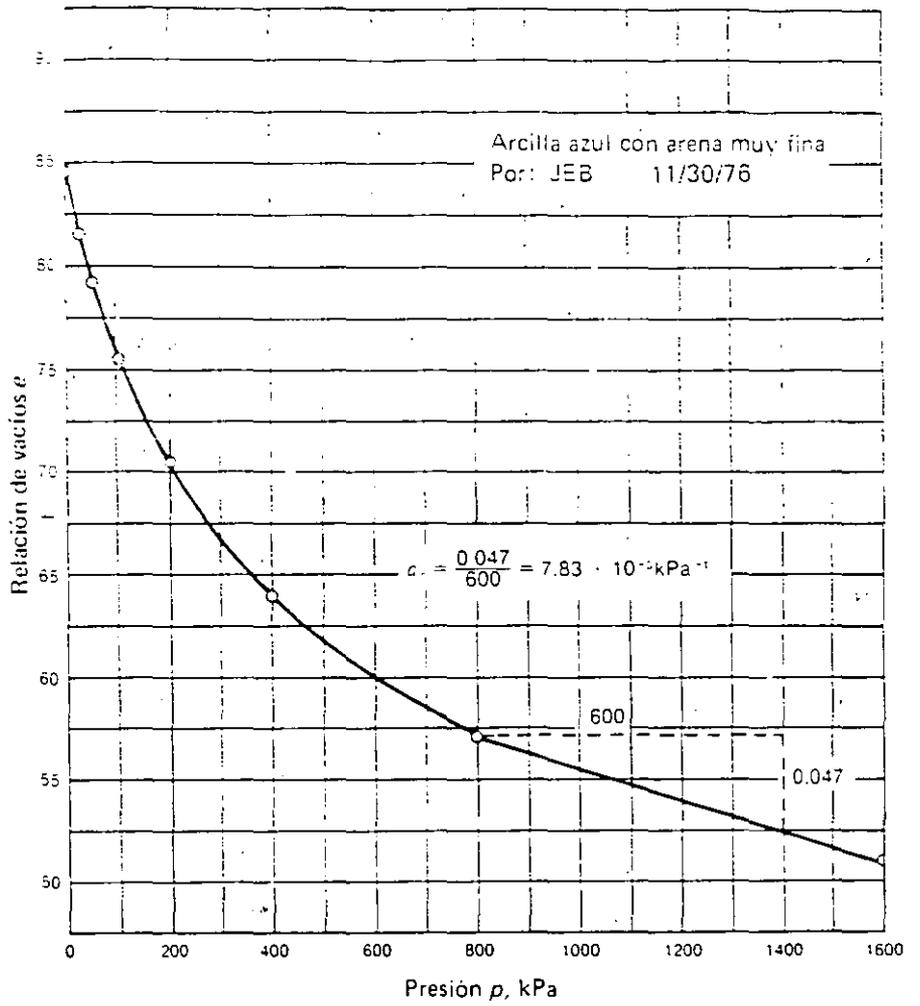


Figura 13-8
Gráfica de e vs. p (kPa) de los datos de la Fig. 13-7

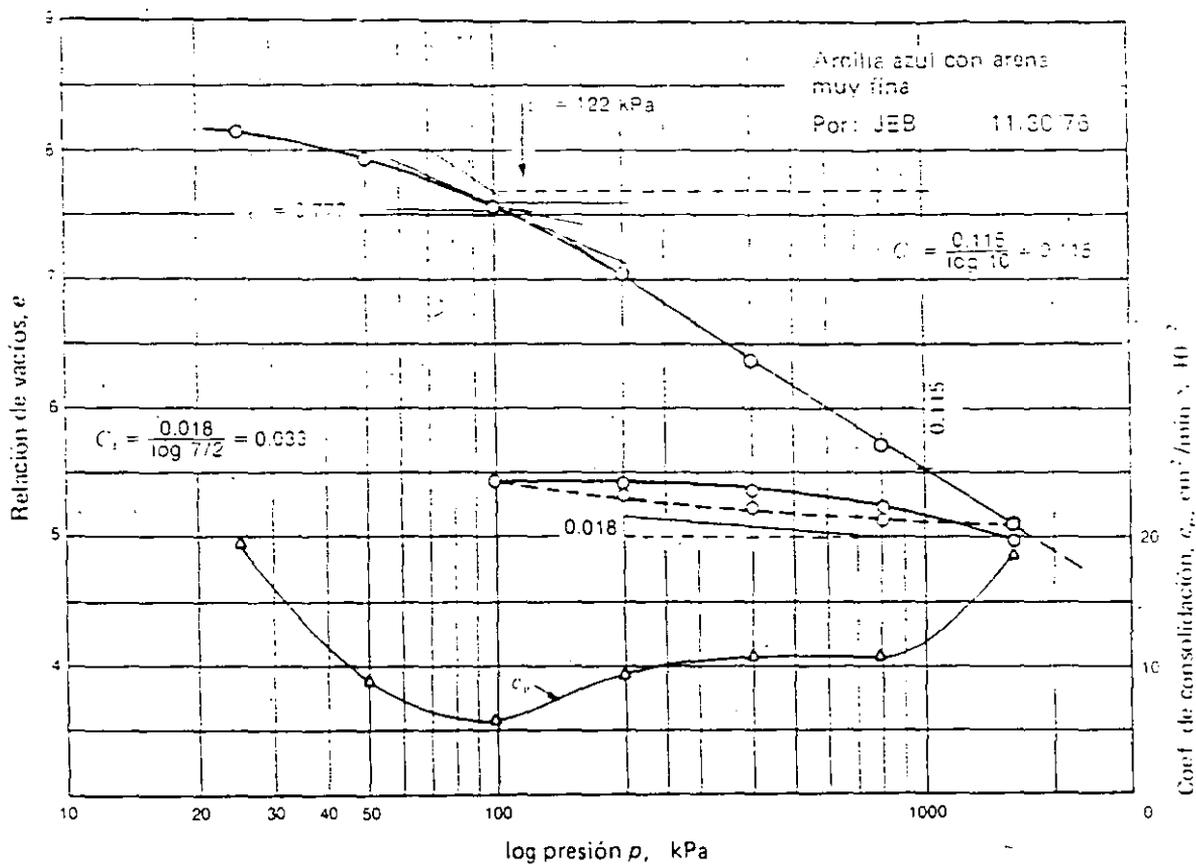


Figura 13-9
Gráfica de e vs. $\log p$ y c_v vs. $\log p$ usando los datos de la Fig. 13-7.

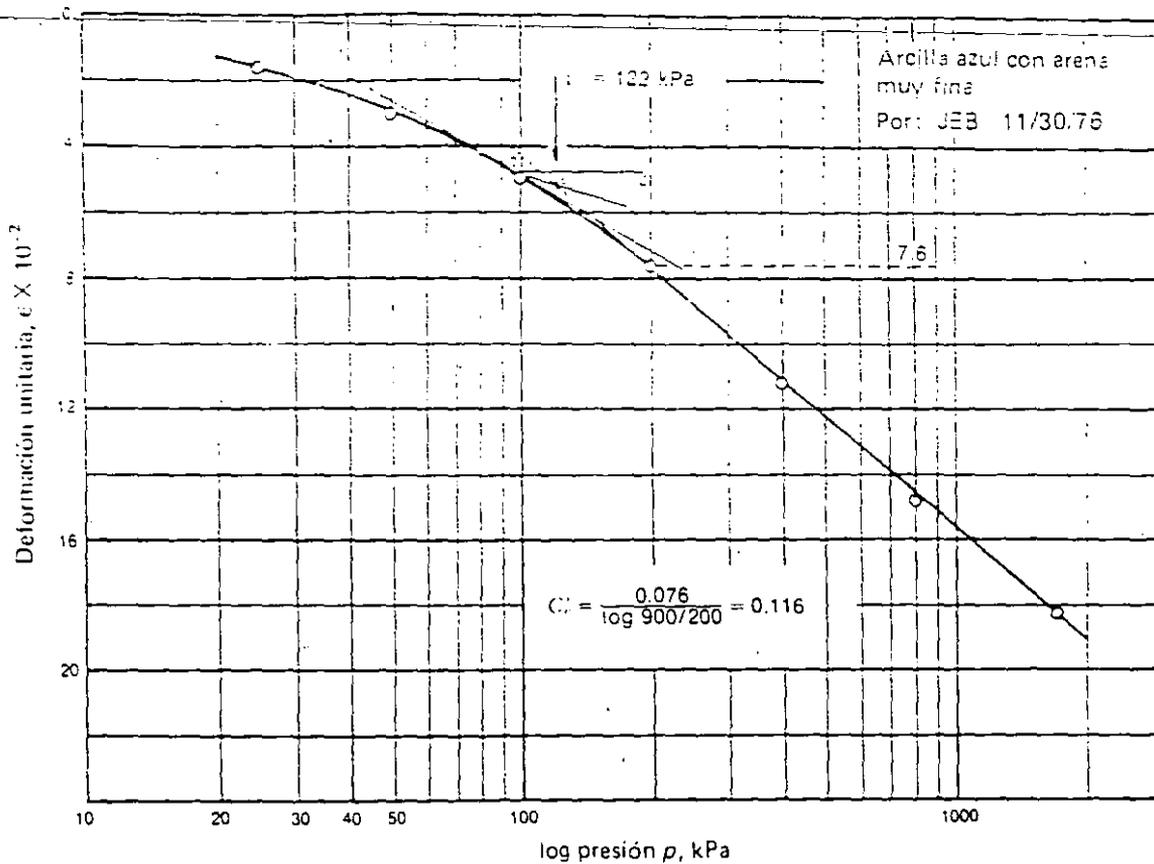


Figura 13-10

Gráfica de la deformación unitaria ϵ vs. $\log p$ usando los datos de la Fig. 13-7



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

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

TEMA VII:

ELEMENTOS TEORICOS DE ESTADOS DE ESFUERZO Y DE FORMACION

*ING. RICARDO R. PADILLA
VELAZQUEZ
P. I. MARTIN MEJIA RAMOS*

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 en la figura 7.1.2.

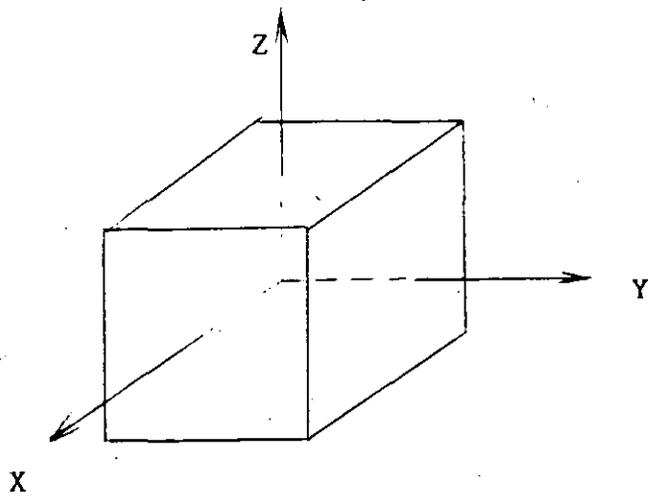
La convención de signos de los esfuerzos representados en un cubo diferencial o un cuadrado diferencial, que representen a los esfuerzos actuantes en un punto, es diferente para ingeniería estructural, que para Mecánica de Suelos. La convención que se usará en este curso, será la de Mecánica de Suelos.

CONVENCION DE SIGNOS DE ESFUERZOS

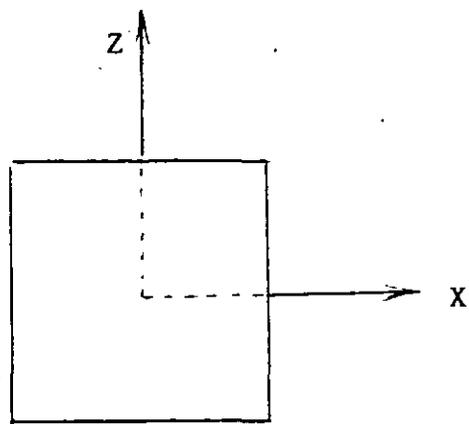
Antes de definir la convención de signos de los esfuerzos, se debe definir a que se le llama cara positiva.

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.

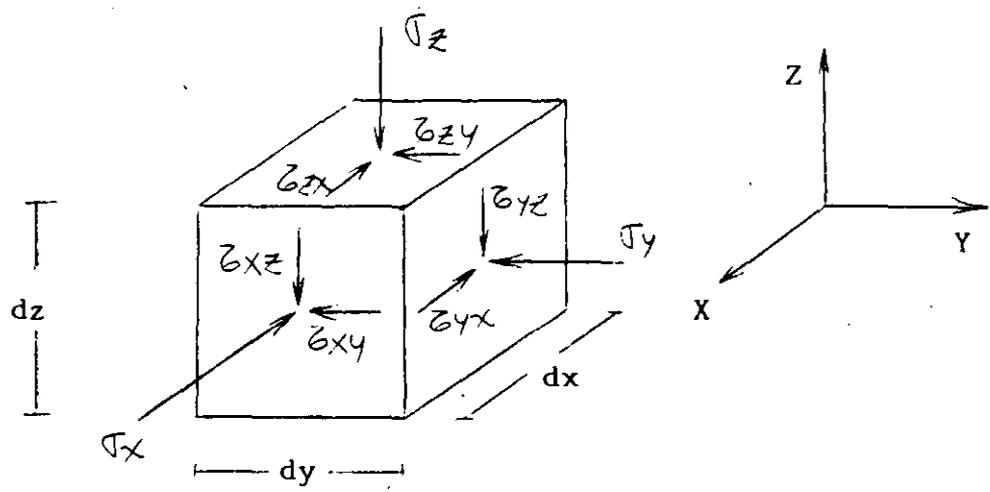


Análisis tridimensional

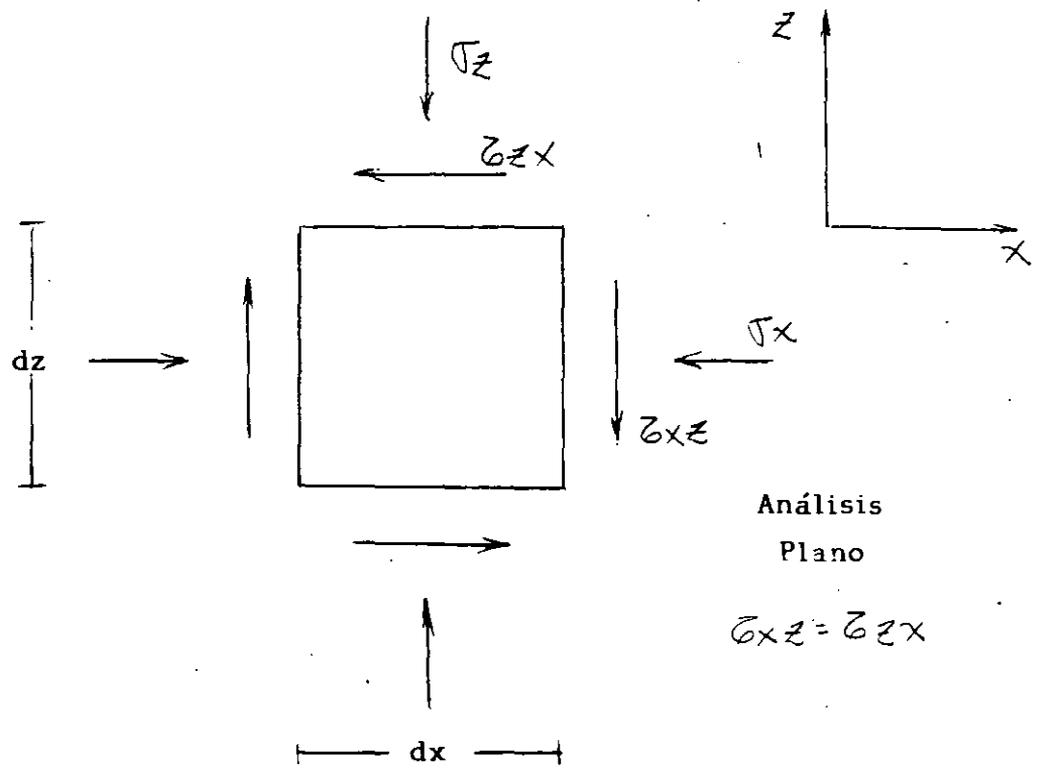


Análisis plano

Fig. 7.1.1 Caras positivas



Análisis Tridimensional



Análisis Plano

$\sigma_{xz} = \sigma_{zx}$

Fig. 7.1. 2 Esfuerzos positivos en Mecánica de Suelos

TENSOR ESFUERZO

En una forma no estricta, definiremos como tensor, a una matriz que tiene ciertas propiedades (que por falta de tiempo no las veremos), en la cual se acomodan en forma de columna, a los vectores esfuerzo, referidos a un sistema de referencia. Al tensor esfuerzo se le define por una T .

En análisis tridimensional: $T = \begin{bmatrix} \bar{S}_x & \bar{S}_y & \bar{S}_z \end{bmatrix}$

$$T = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{bmatrix}$$

En análisis plano de esfuerzos: $T = \begin{bmatrix} \bar{S}_x & \bar{S}_z \end{bmatrix}$

$$T = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{zx} \\ \tau_{xz} & \sigma_z \end{bmatrix}$$

Los esfuerzos mostrados en los elementos diferenciales de la figura 7.1.2, forman tensores, donde todos los elementos tienen signo positivo. Los tensores tienen utilidad, para analizar esfuerzos, por medio de métodos gráficos o analíticos.

En este curso sólo usaremos el análisis plano de esfuerzos, ya que las pruebas de laboratorio que veremos, se pueden estudiar desde este punto de vista. En la figura 7.1.3, se muestra la representación gráfica de Mohr, donde se cumple que todos los esfuerzos sean de

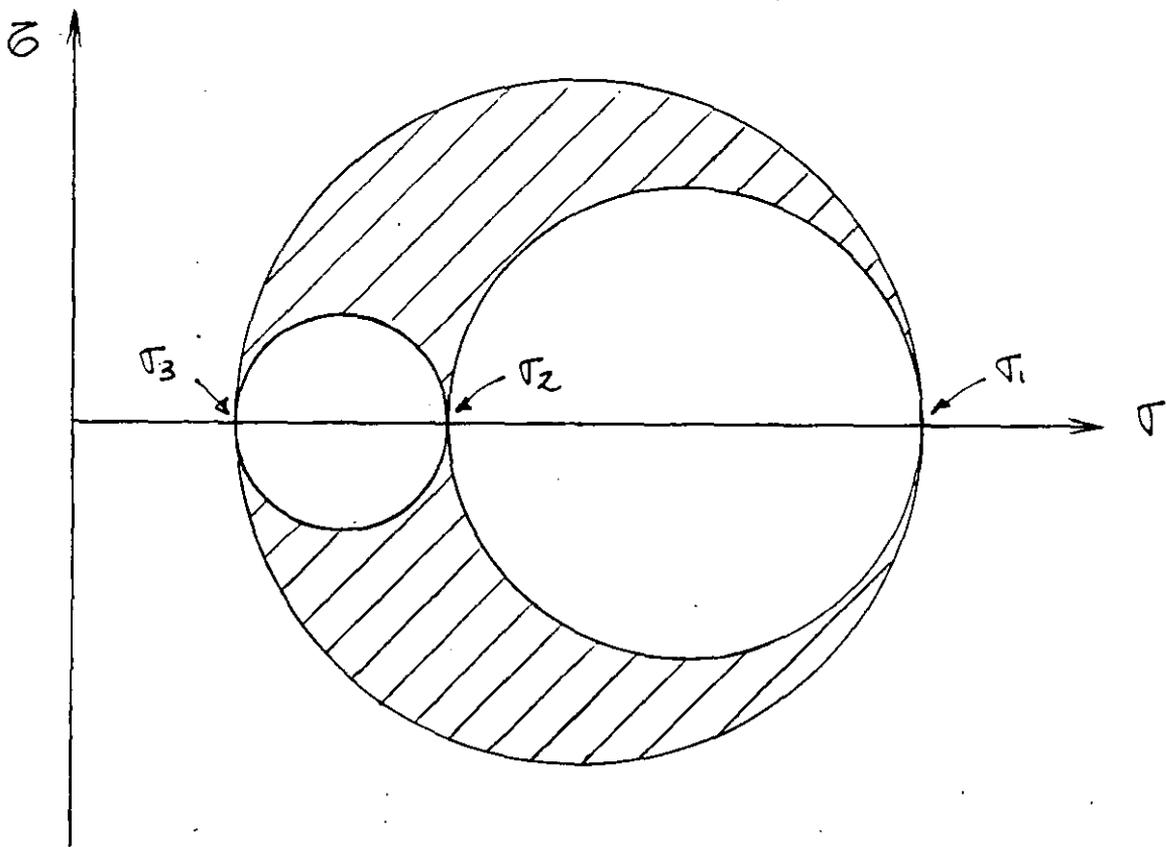
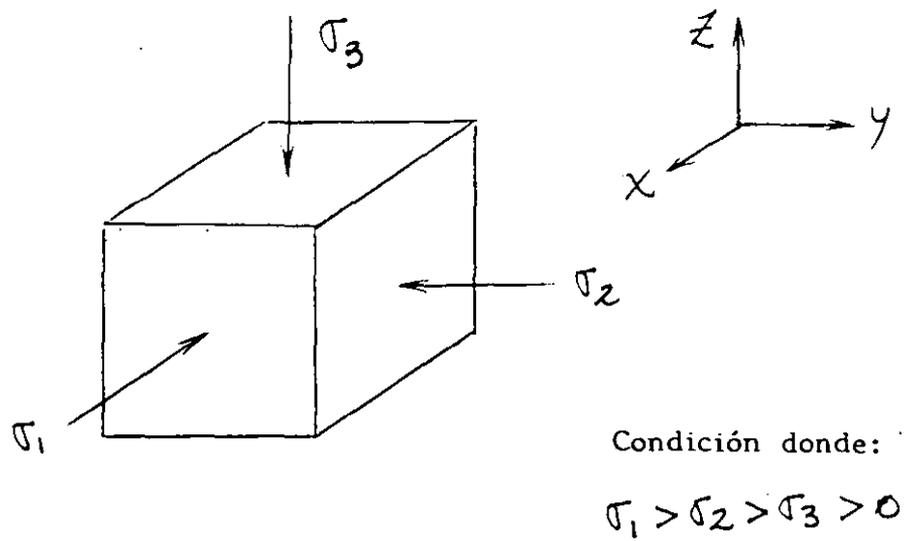


Fig. 7.1.3 Representación tridimensional de Mohr, para la condición mostrada

compresión (en mecánica de suelos se acepta que los suelos no resisten tensión) , y con diferente valor. Esta condición cumple con:

$$\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3 > 0$$

REPRESENTACION DE MOHR EN ANALISIS PLANO DE ESFUERZOS.

La representación de Mohr, para análisis plano de esfuerzos, se puede hacer con un solo círculo de Mohr, y puede representar al estado de esfuerzos tridimensional perfecto, si se cumple que:

$$\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$$

o

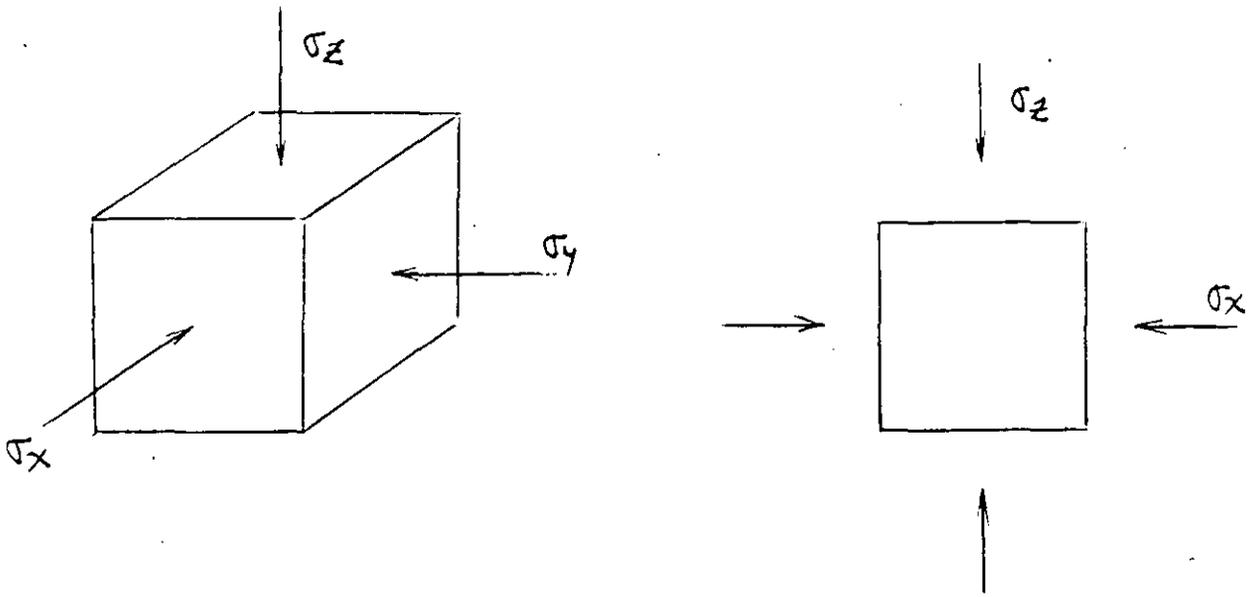
$$\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$$

En la gráfica de la figura 7.1.4, se cumple que:

$$\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3 > 0$$

En cualquier otro caso de análisis de esfuerzo, plano que no cumpla el estado tridimensional perfecto, se pueden cometer graves errores.

En este curso veremos un método gráfico, ideado por el Dr. Dagoberto de la Serna, que es muy versátil y didáctico. Este método fue bautizado por su autor como el método del polo fijo, y lo veremos a continuación.



Condición donde:

$$\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$$

$$\sigma_2 > \sigma_x = \sigma_y$$

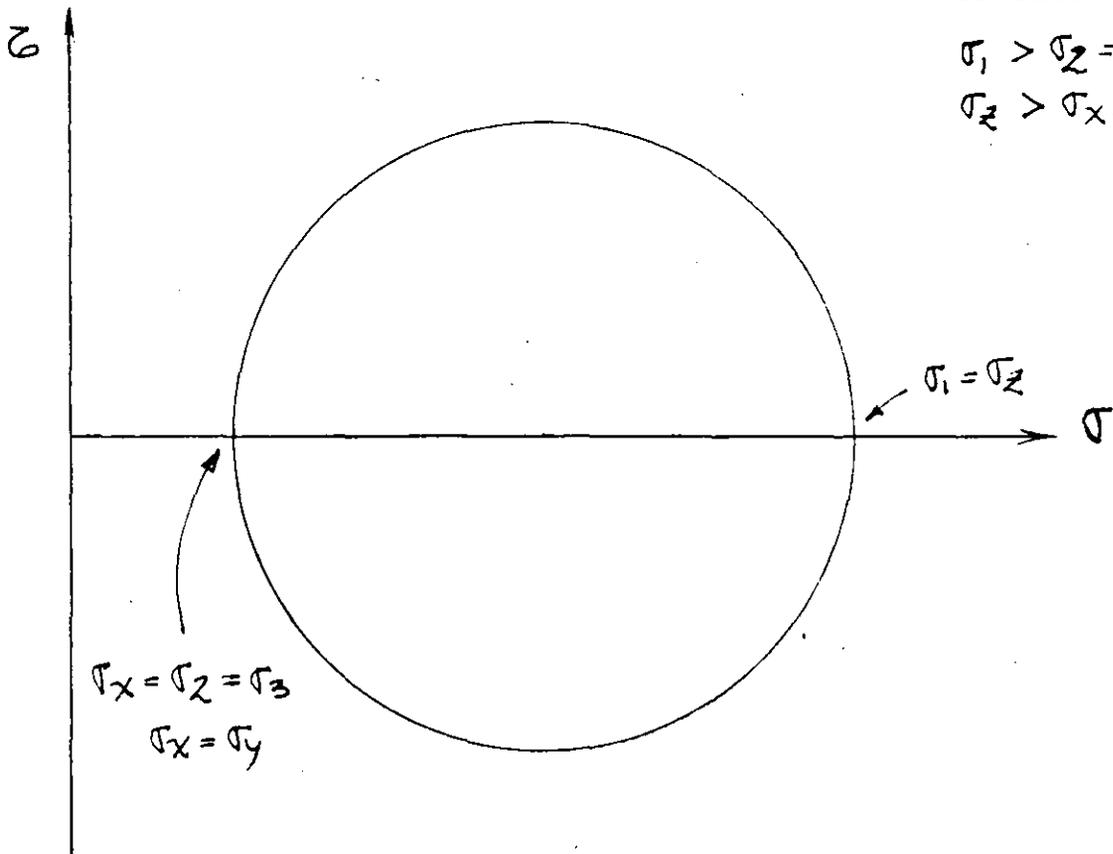


Fig. 7.1.4 Representación tridimensional de Mohr en Análisis plano

METODO GRAFICO DE MOHR, DEL POLO FIJO.

Antes de exponer el método, debemos definir el concepto de versor.

DEFINICION: Se define como versor, a un vector unitario normal al plano de interés (plano δ), de modo que sus componentes definen a ese plano.

Los versores al ser unitarios, quedan definidos por sus cosenos directores. Estos se pueden definir como:

En análisis tridimensional

$$\mathbf{n} = n_x \mathbf{i} + n_y \mathbf{j} + n_z \mathbf{k}$$

$$\text{Donde } n_x = \cos \alpha$$

$$n_y = \cos \beta$$

$$n_z = \cos \gamma$$

Donde α , β y γ son los ángulos directores del versor.

$$\text{Aquí siempre se debe cumplir que: } n_x^2 + n_y^2 + n_z^2 = 1$$

En análisis plano de esfuerzos

$$\mathbf{n} = n_x \mathbf{i} + n_z \mathbf{k}$$

Donde $n_x = \cos \alpha$

y $n_z = \cos \gamma$

Y donde α y γ son los ángulos directores del versor.

Aquí siempre se debe cumplir que: $n_x^2 + n_z^2 = 1$

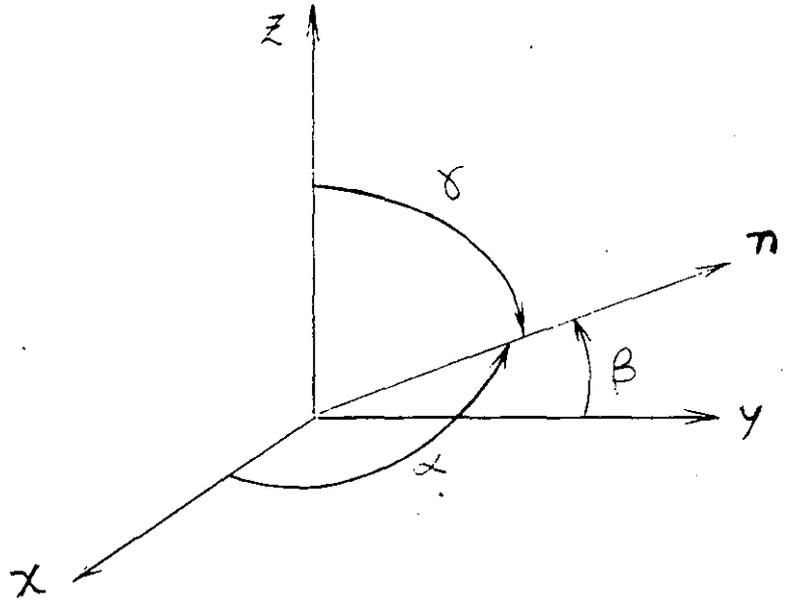
En la figura 7.1.5, se muestran los versores en el espacio y en el plano, con sus respectivos ángulos directores.

METODO GRAFICO DE MOHR (POLO FIJO).

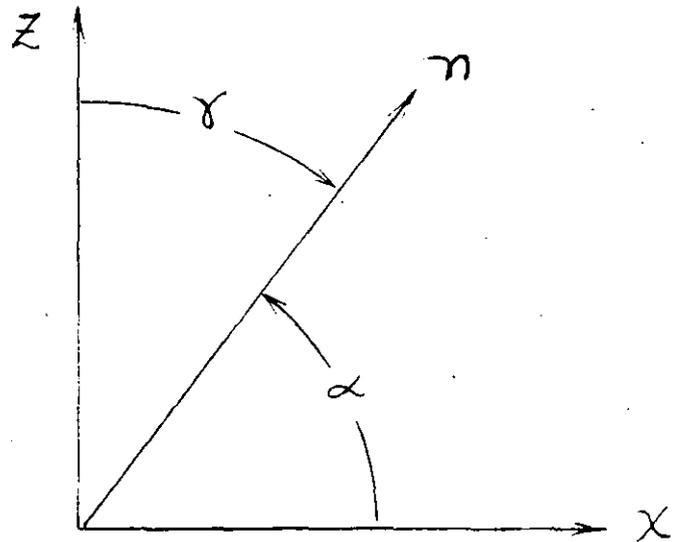
(METODO PROPUESTO POR EL DR. DAGOBERTO DE LA SERNA)

Secuencia para obtener σ y τ en cualquier plano que se desee:

1. Se elige una escala adecuada para los ejes del plano de Mohr.
2. Se ubican los puntos correspondientes a los valores de σ_x y σ_z , sobre el eje de los esfuerzos normales.
3. Se localiza el valor del esfuerzo cortante, en líneas perpendiculares al eje de los esfuerzos normales, y que toquen a los valores de σ_x y σ_z , de acuerdo a las siguientes reglas:
 - a) Asociado a σ_x , se ubica el valor del cortante, con signo contrario al que le corresponde en el tensor.



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.

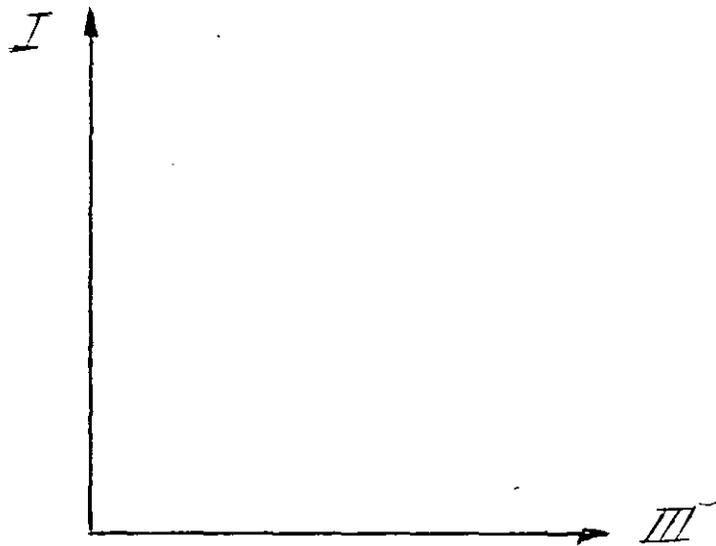
4. Definidos los puntos $\left[\sigma_x , -(\tau_{xz}) \right]$ y (σ_z , τ_{xz}) , se unen por medio de una línea recta. Al punto donde esta línea corta al eje de los esfuerzos normales, se toma como centro del círculo, y como diámetro a la distancia entre los dos puntos antes definidos. Los valores 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.

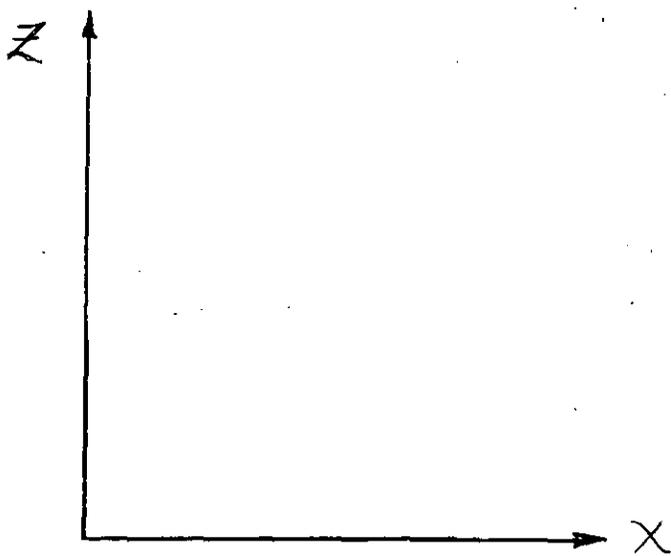
6. Sobre el eje de los esfuerzos normales, siempre se alojará la dirección del esfuerzo principal mayor (σ_1), y con el mismo sentido. A este eje se le denominará con un uno romano (I).

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 $\left[\sigma_x , -(\tau_{xz}) \right]$. 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.

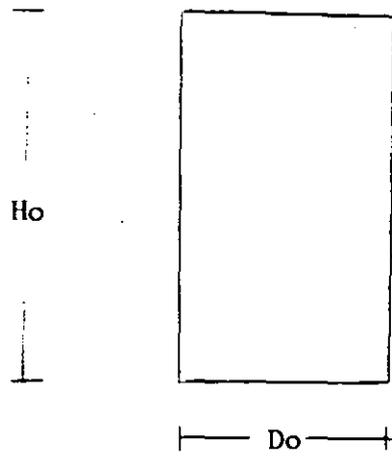
Se define como deformación a la diferencia de longitud que se tiene cuando se pasa de una longitud inicial a una longitud final (en este concepto no importan condiciones intermedias, ni el tiempo en que se da la deformación). En Mecánica de Suelos las deformaciones son positivas cuando la longitud final 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

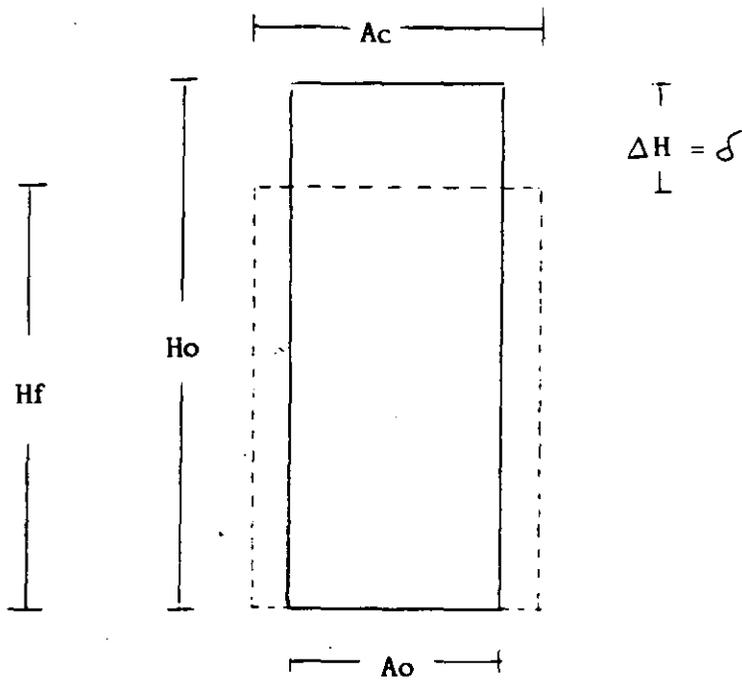


Fig. 7.1.7 Análisis de deformaciones en compresión

$$A_c = \frac{A_o}{1 - \epsilon}$$

Obsrve de nuevo la figura 7.1.7. Aquí también se supone que el área transversal crece igual atodo 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

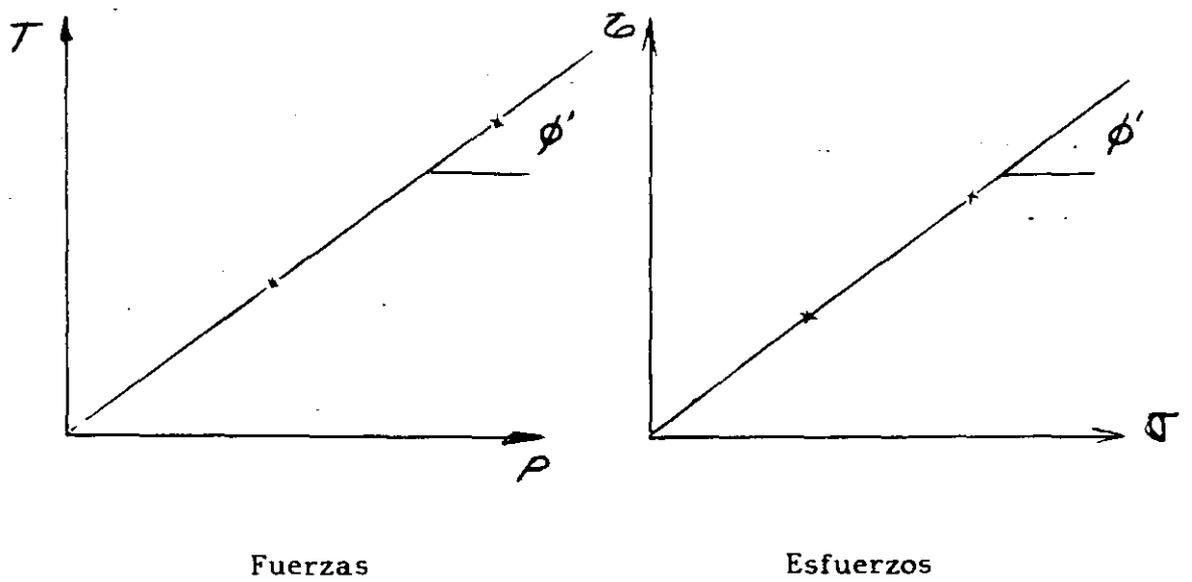
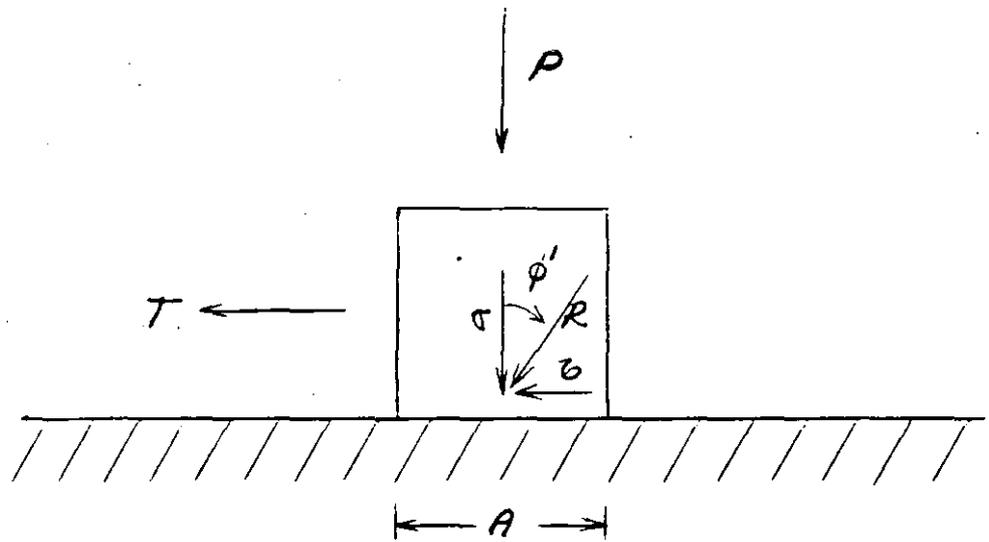


Fig. 7.1.8 Análisis de fricción

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.

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.

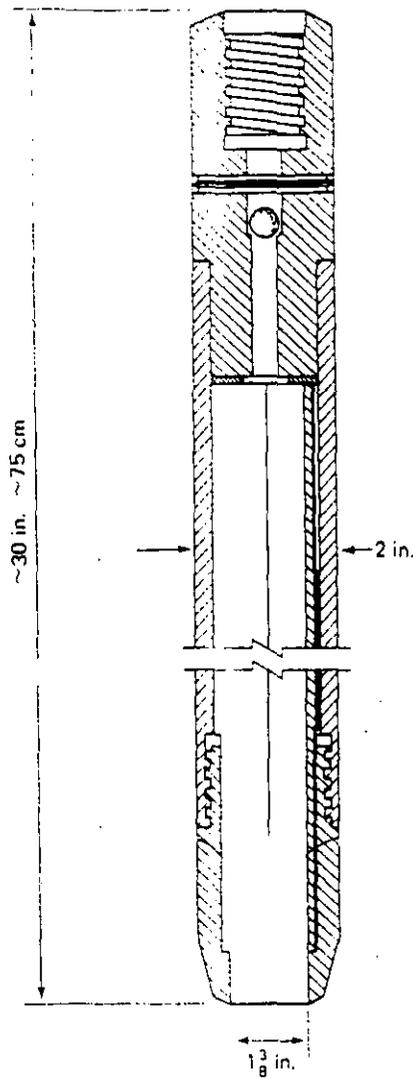
7.2.1 PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR

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

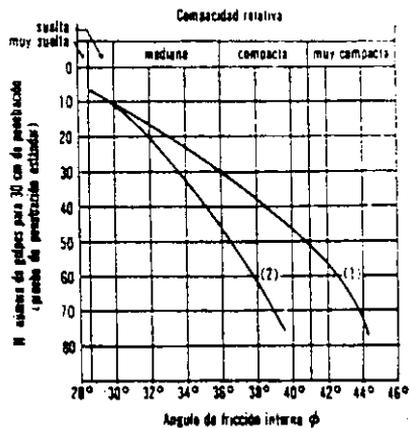
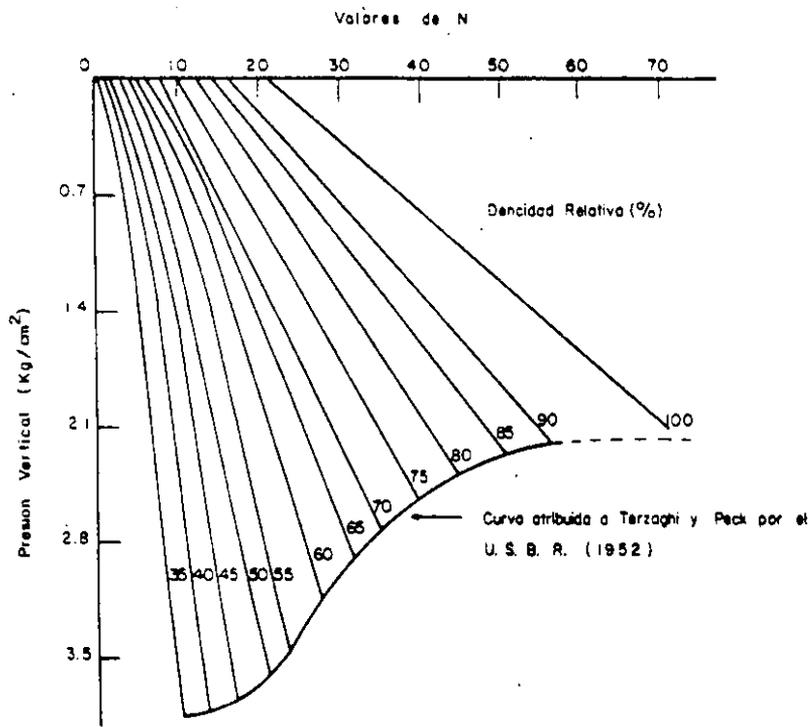
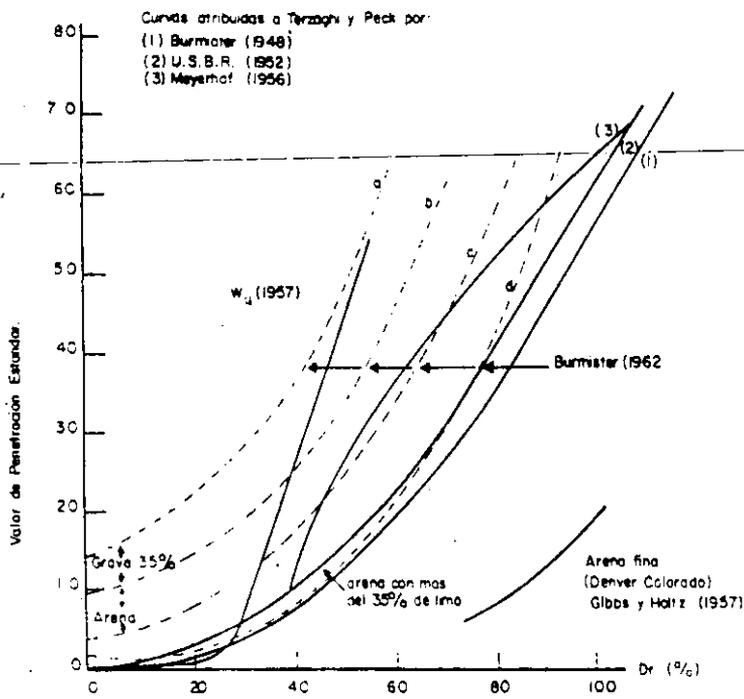


Penetrómetro estándar

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



- (1) Relación para arenas de grano anguloso o redondeado de mediana 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.

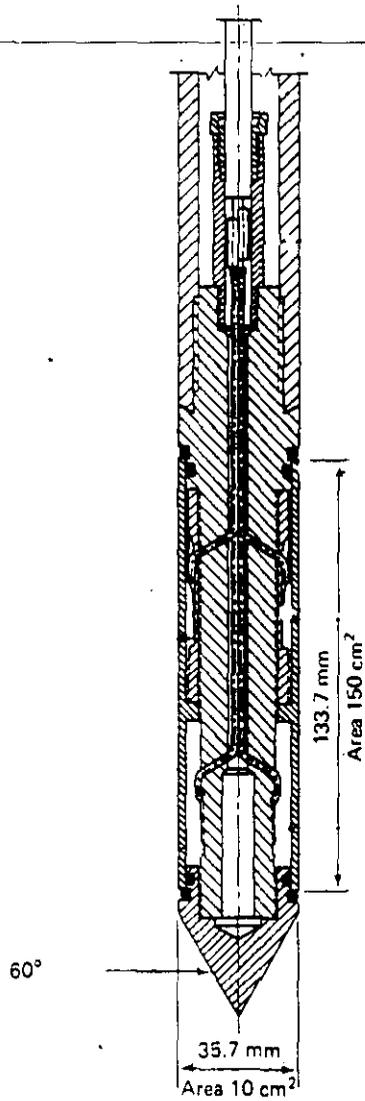
idea de la resistencia del suelo granular, en función del ángulo de fricción, utilizando la gráfica inferior de esta figura.

7.2.2 PRUEBA DE CONO HOLANDES

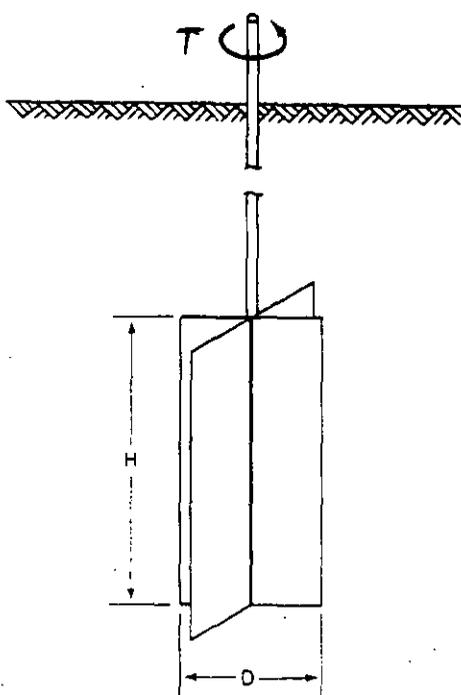
Esta punta sondeadora, se hinca por medio de presión, y se va obteniendo la capacidad de carga, conforme va progresando el sondeo. En la figura 7.2.3, se muestra en la parte superior un esquema de un cono. La desventaja de este equipo es que no recupera muestras, sin embargo se puede utilizar combinado 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.

El penetrómetro estándar, que se muestra en la figura 7.3.2, consiste en un mango cilíndrico, que tiene una punta móvil, dividida en la punta de penetración y la zona indicadora. Al igual que con el torcómetro, se recomienda que se aplique a suelos contenidos en un tubo Shelby. La forma de proceder es la siguiente: El indicador del penetrómetro se coloca en cero; posteriormente se hinca en el suelo la punta de penetración hasta la marca; finalmente se lee el valor obtenido en la zona indicadora de la punta. En este instrumento se lee el resultado como resistencia a la compresión no drenada, dada como el esfuerzo desviador de falla, de modo que para conocer el valor de "cohesión" o de resistencia no drenada, se debe dividir lo obtenido entre dos.

El valor en laboratorio de estos instrumentos, consiste en que permiten calibrar la resistencia de los suelos, lo cual es muy útil, cuando se quiere programar una prueba triaxial o una de corte directo. Teniendo una idea del valor de la resistencia, se pueden elegir los instrumentos adecuados para una prueba formal (anillo de carga, marco de carga, etc.).

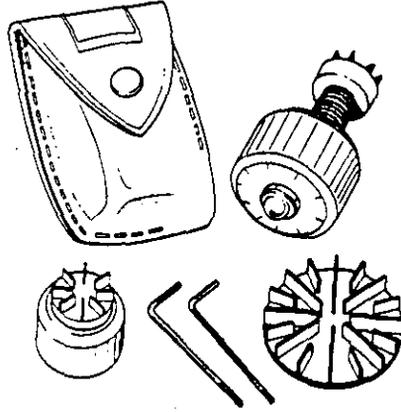
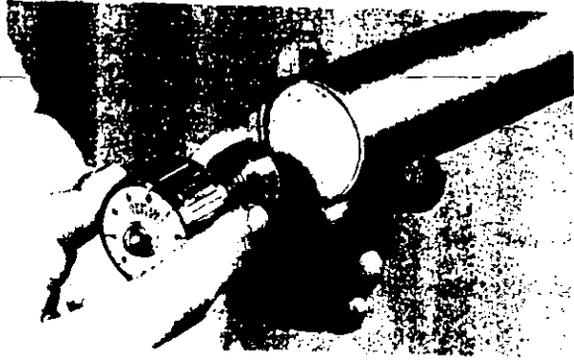


Fig. 7.3.1 Torcómetro de bolsillo



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 (comúnmente 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

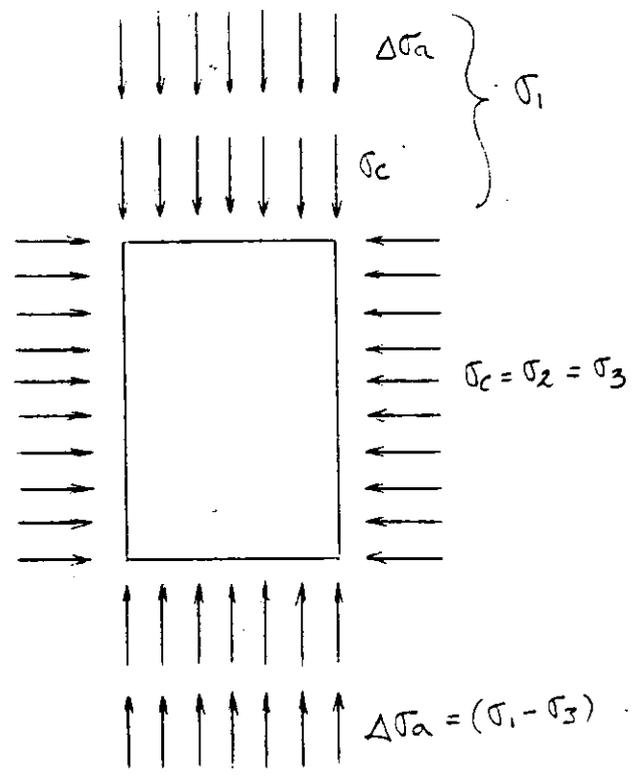
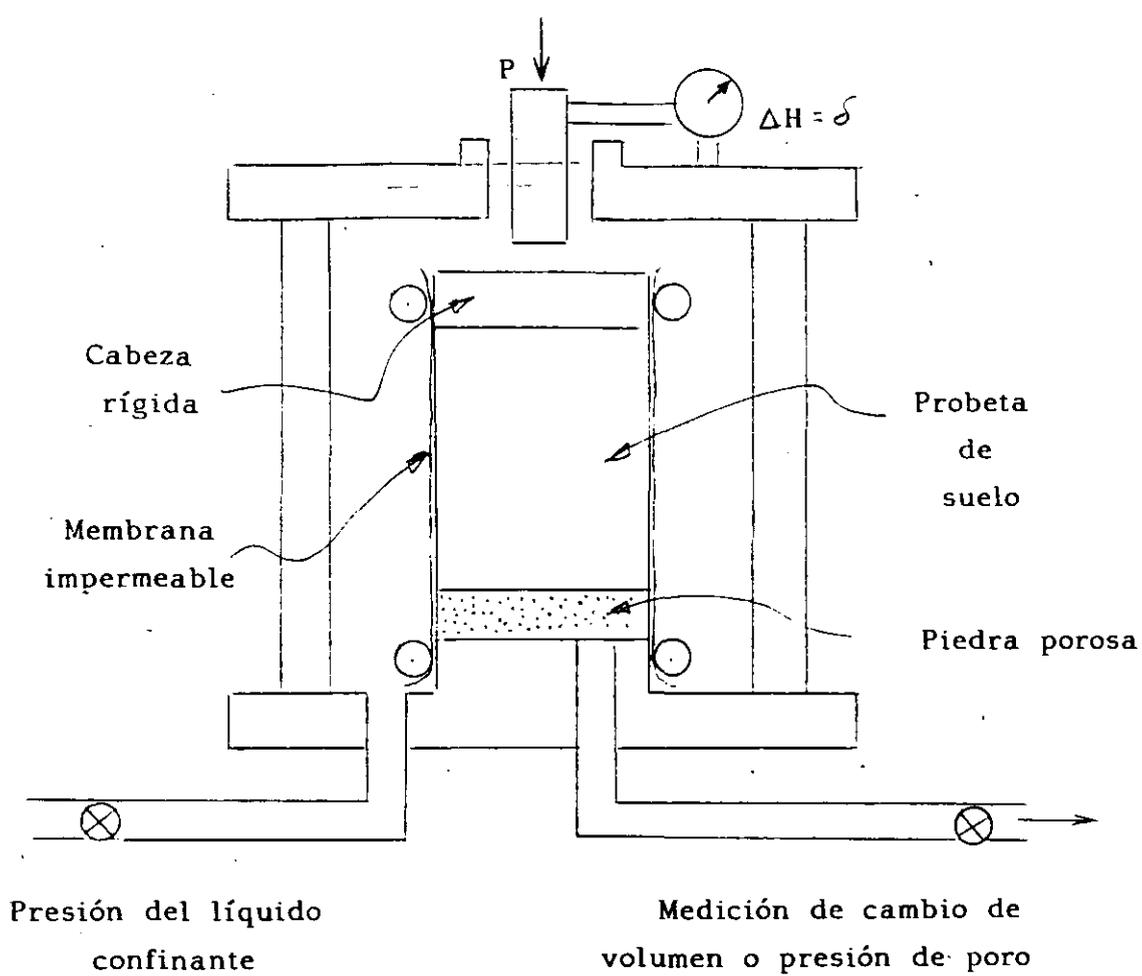


Fig. 7.3.3 Cámara triaxial y esfuerzos que aplica

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 $\Delta\sigma_a$. De modo que $\Delta\sigma_a = \sigma_1 - \sigma_3$. 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	Simbolo
---------------	---------------	---------

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_r . 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' .

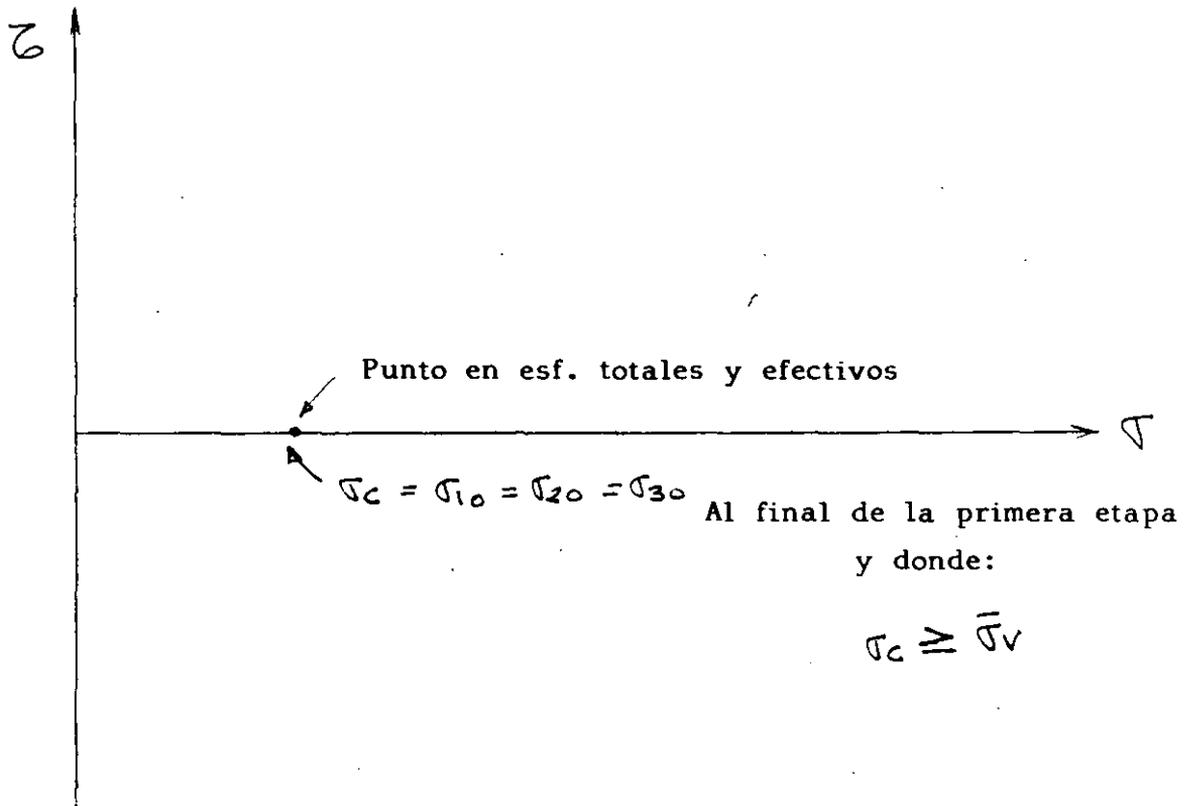
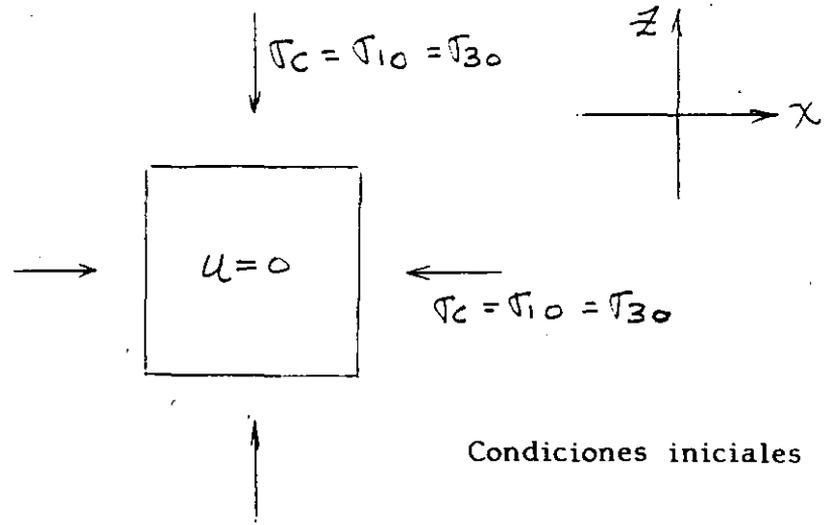


Fig. Condiciones iniciales en prueba triaxial CD (final primera etapa)
7.3.4

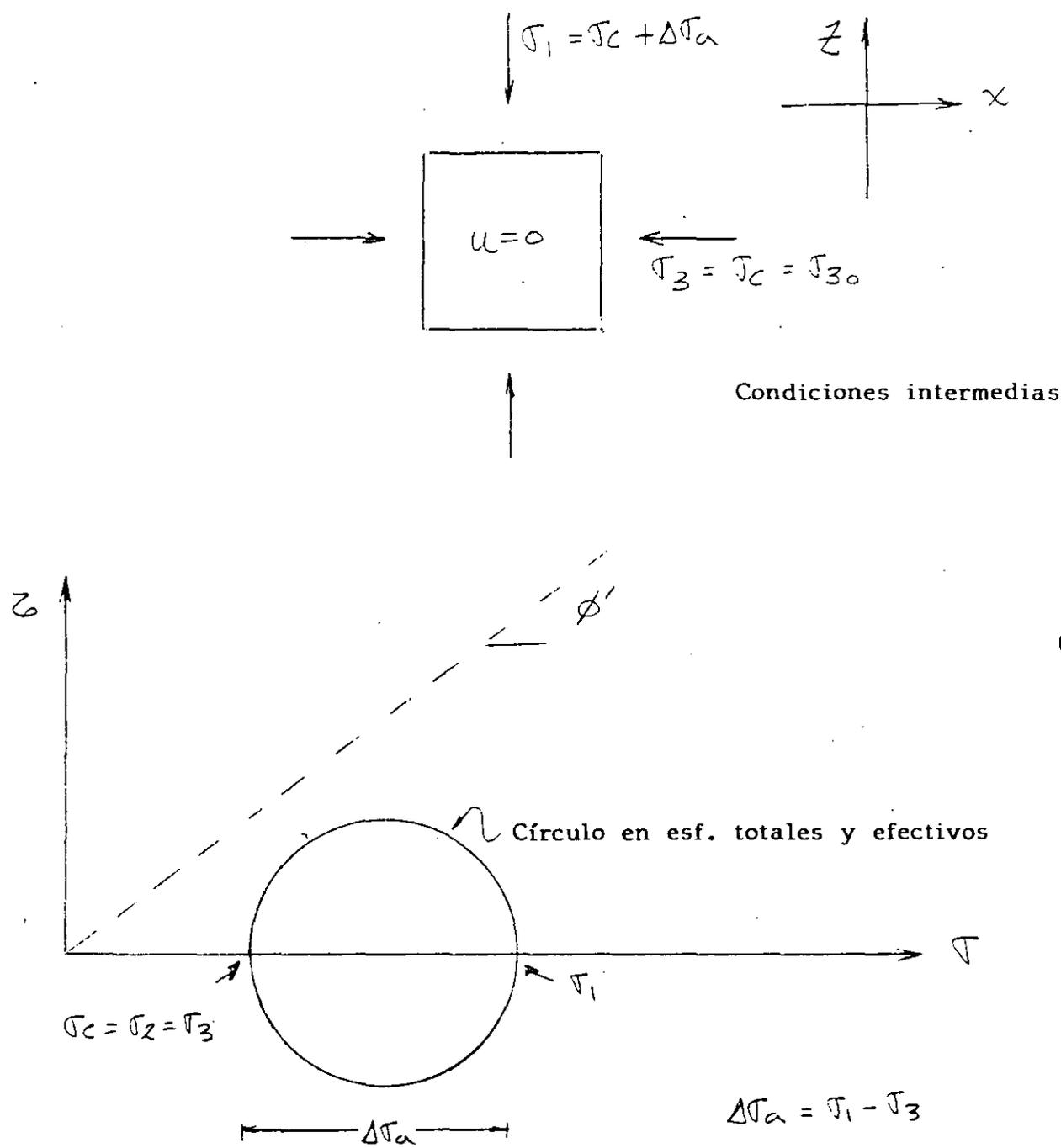


Fig. 7.3.5 Condiciones intermedias en prueba triaxial CD (2ª etapa)

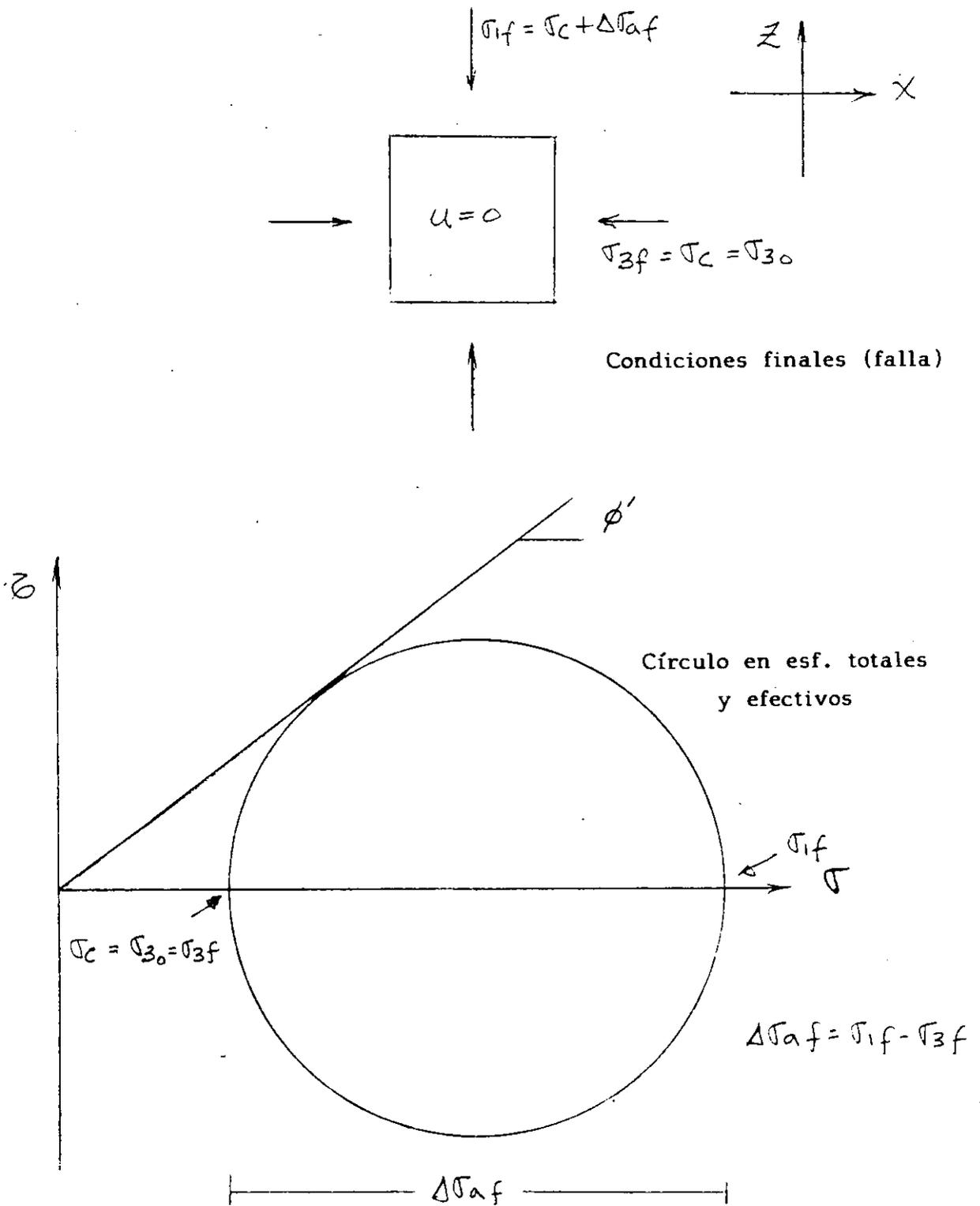


Fig. 7.3.6 Condiciones finales en prueba triaxial CD (2ª etapa)

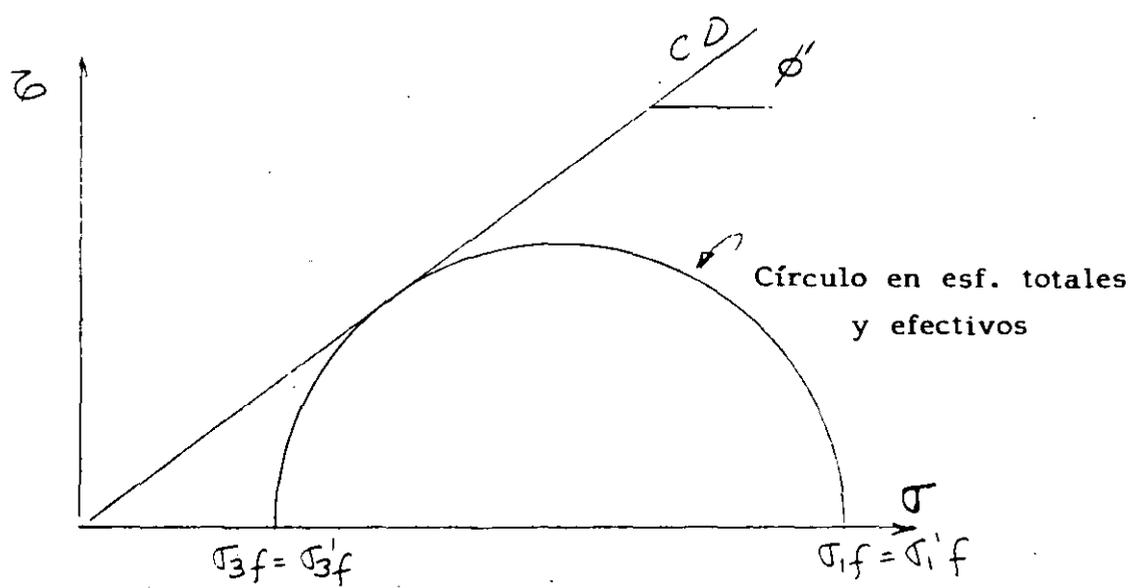
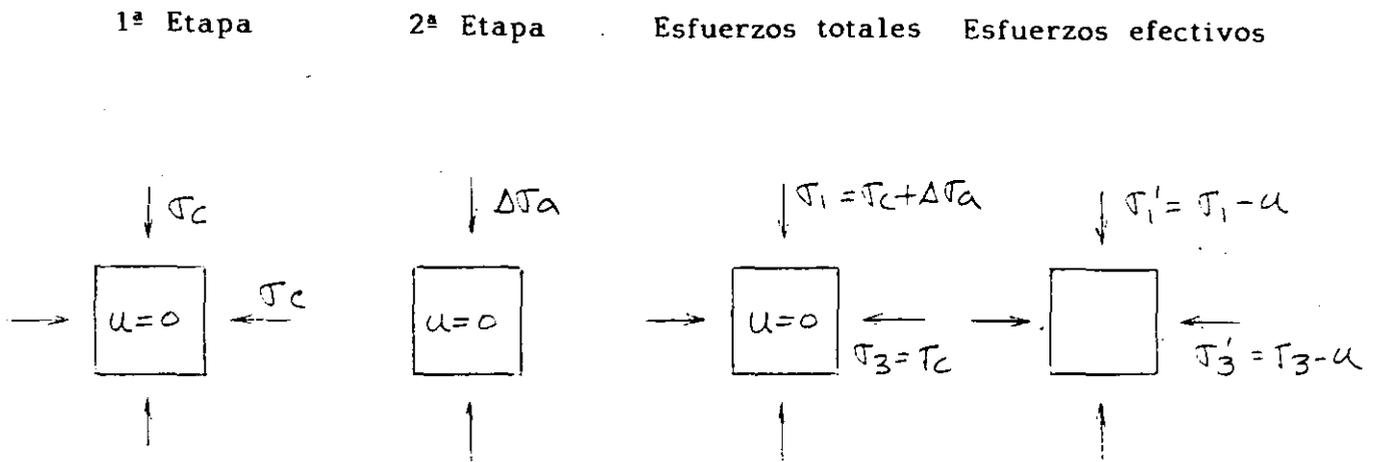


Fig. 7.3.7 Prueba triaxial de compresión CD

1ª Etapa

2ª Etapa

Esfuerzos totales Esfuerzos efectivos

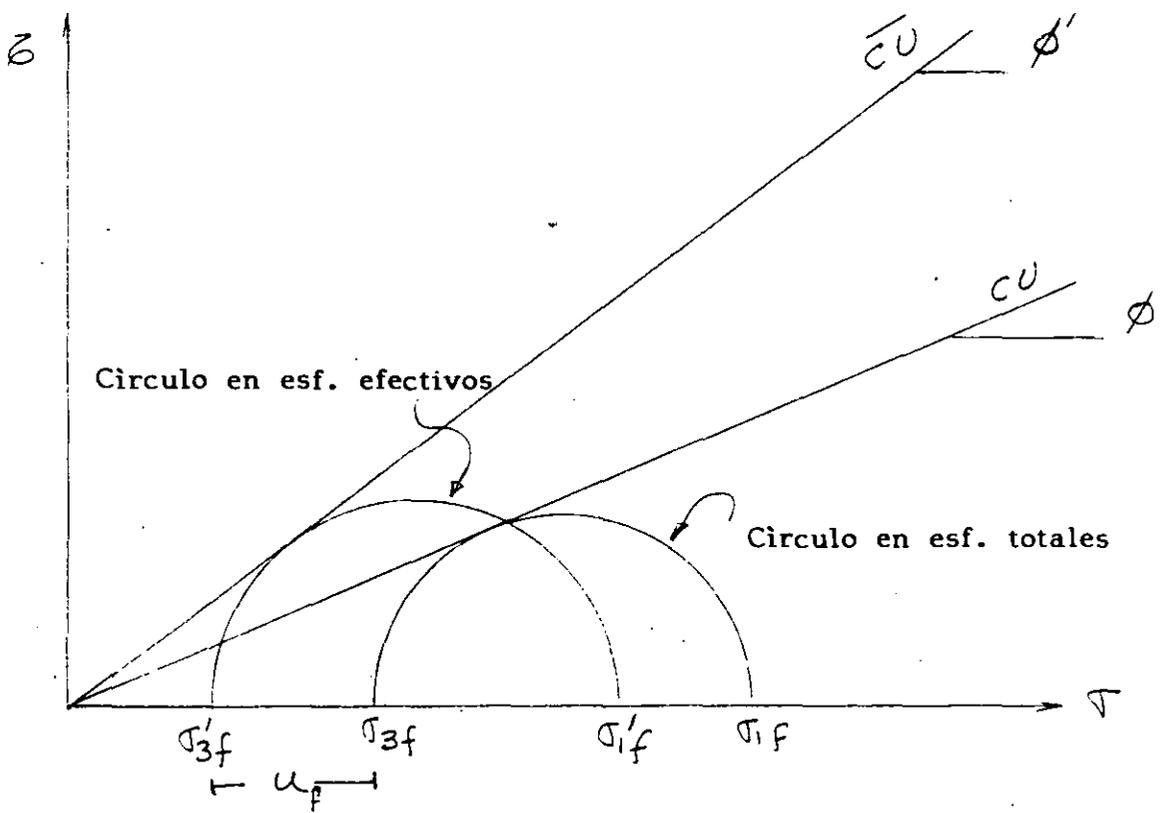
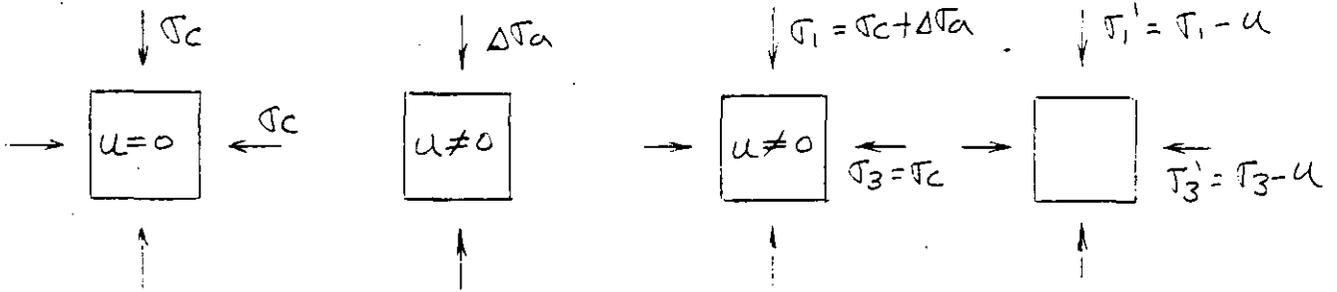


Fig. 7.3.8 Prueba triaxial de compresión CU

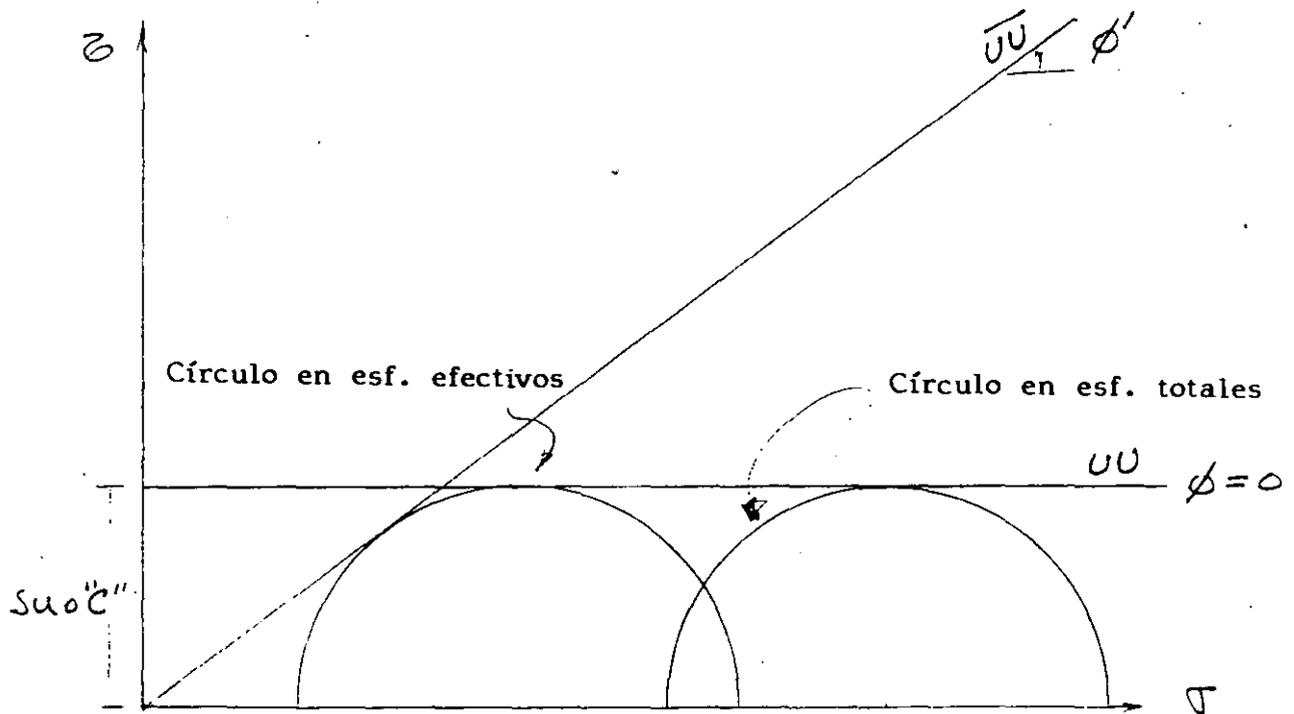
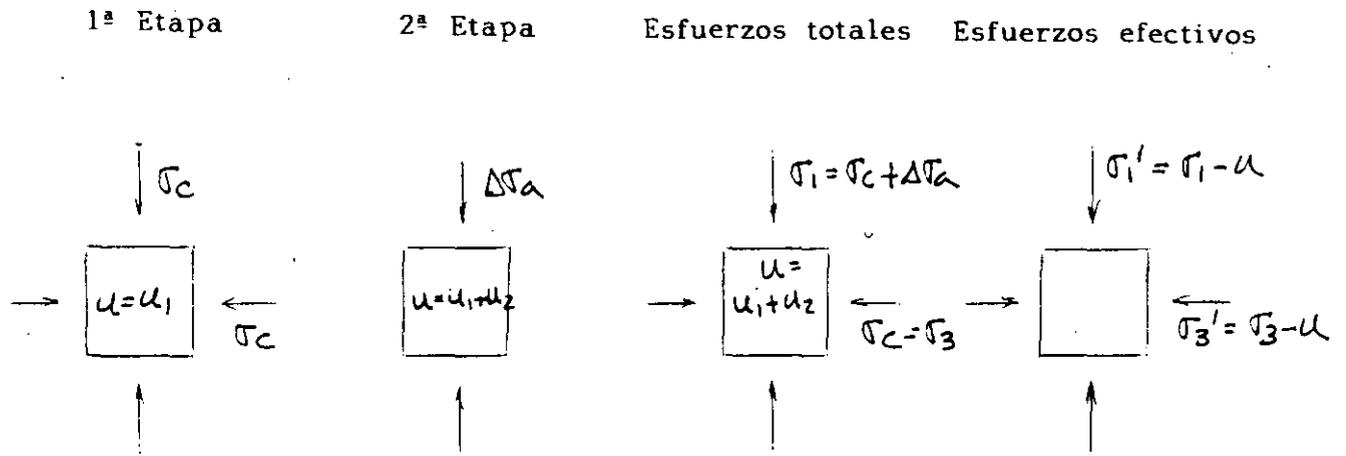


Fig. 7.3.9 Prueba triaxial de compresión UU

7.3.3 PRUEBAS DE CORTE DIRECTO

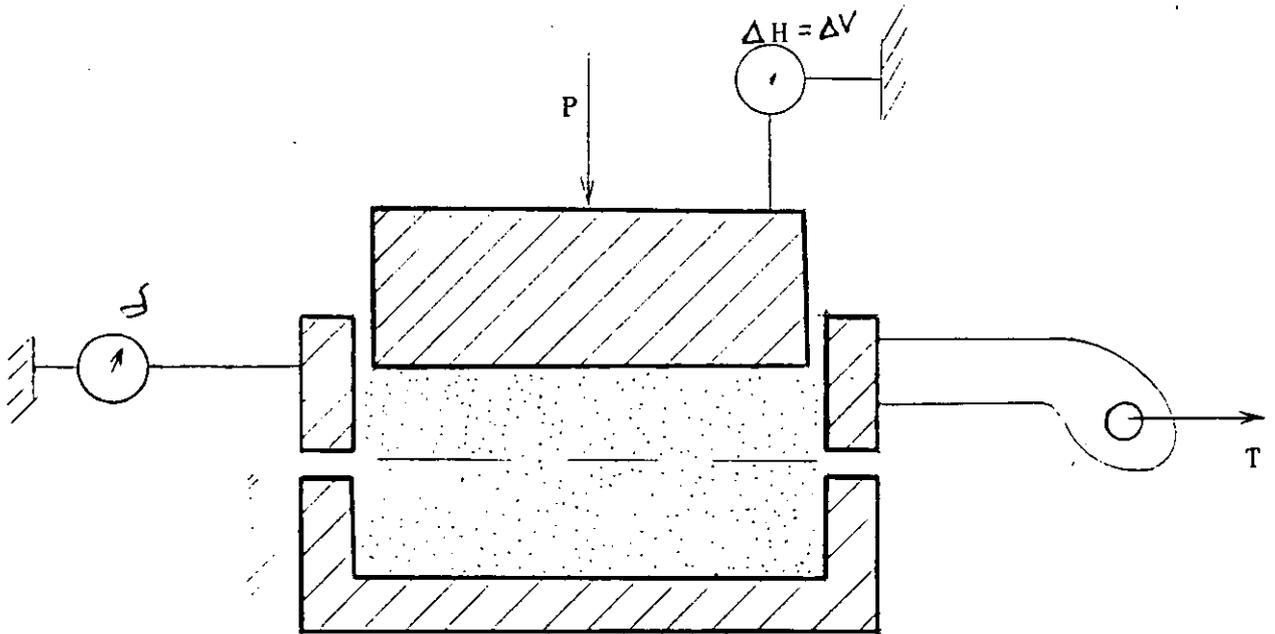
Esta es una prueba muy vieja para obtener la resistencia, ya que era usada por Coulomb hace más de 200 años. El principio que usa la prueba es en verdad muy simple. Consiste básicamente en una probeta de suelo contenida por una "Caja de corte", la cual está separada horizontalmente en dos partes. Una 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 el momento de la falla. Observe que para esta condición σ_n se tiene que $\sigma_n < \sigma_h$. 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

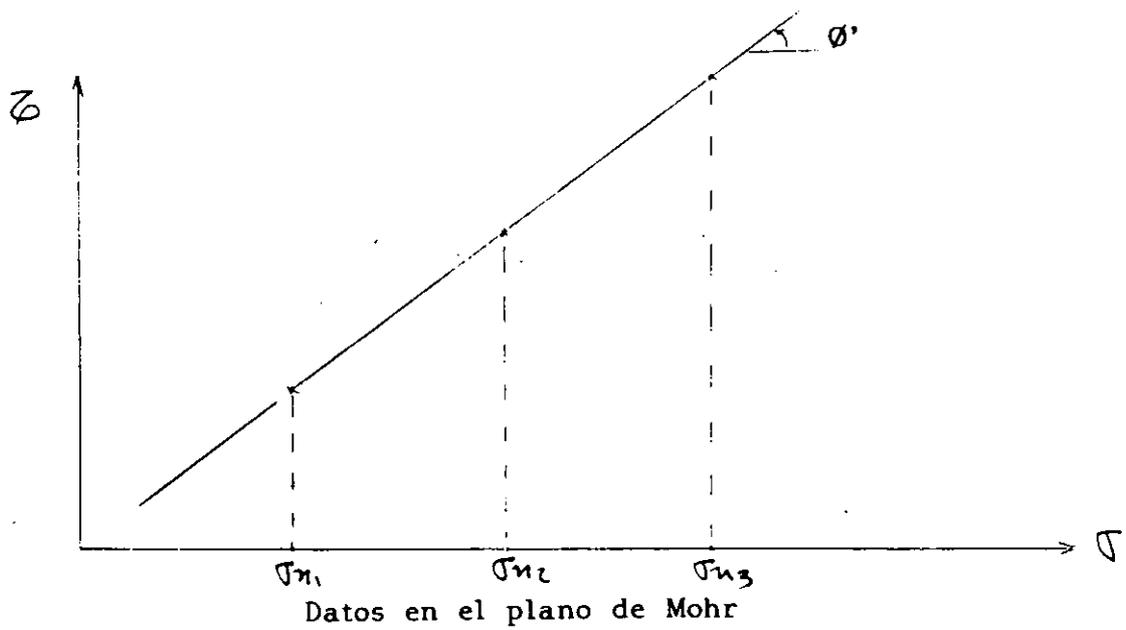


Fig. 7.3.10 Aparato de corte directo

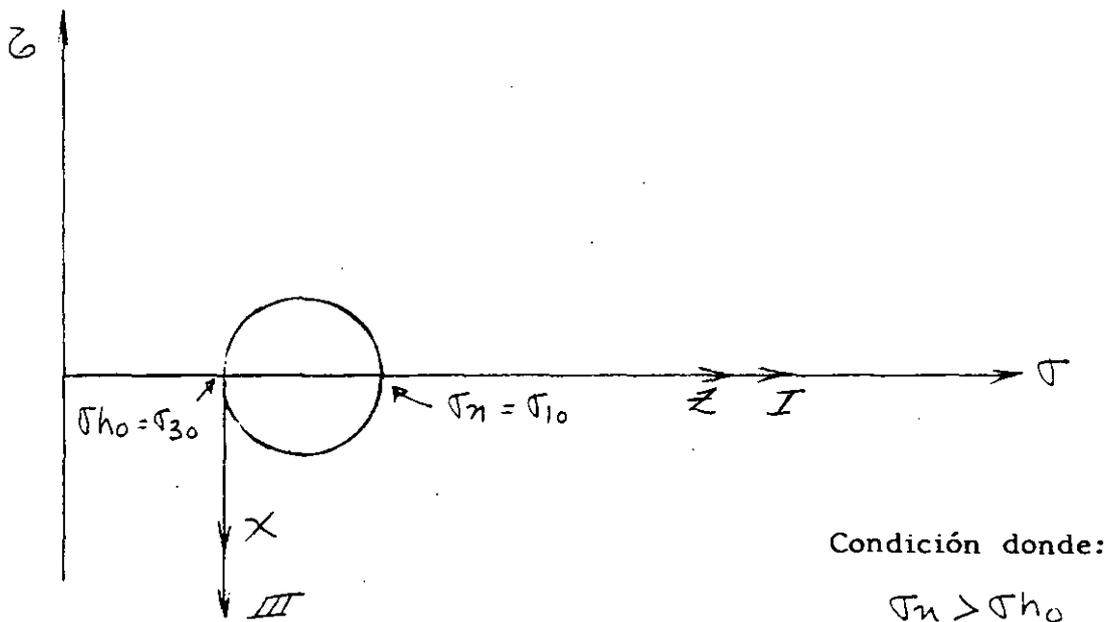
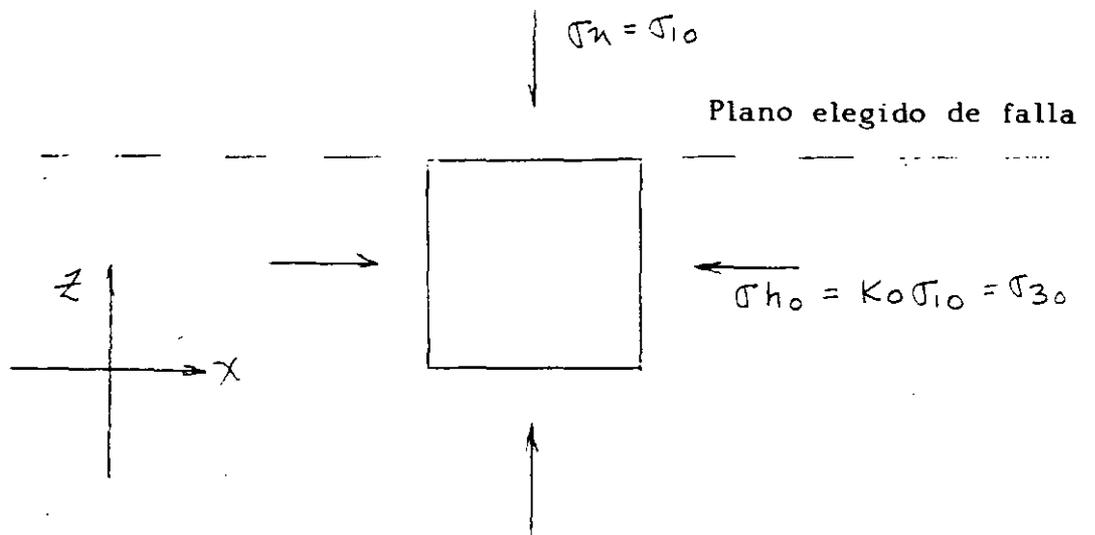


Fig. Condiciones iniciales en corte directo (primera etapa)
 7.3.11

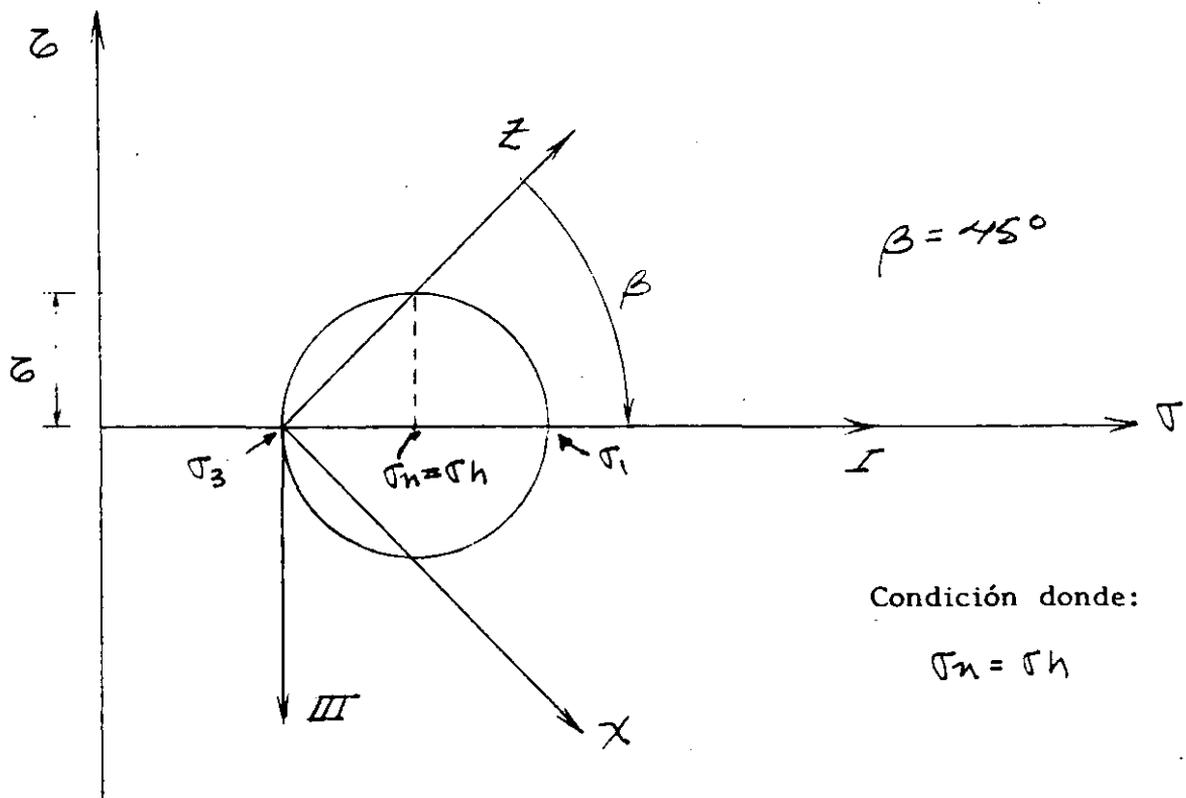
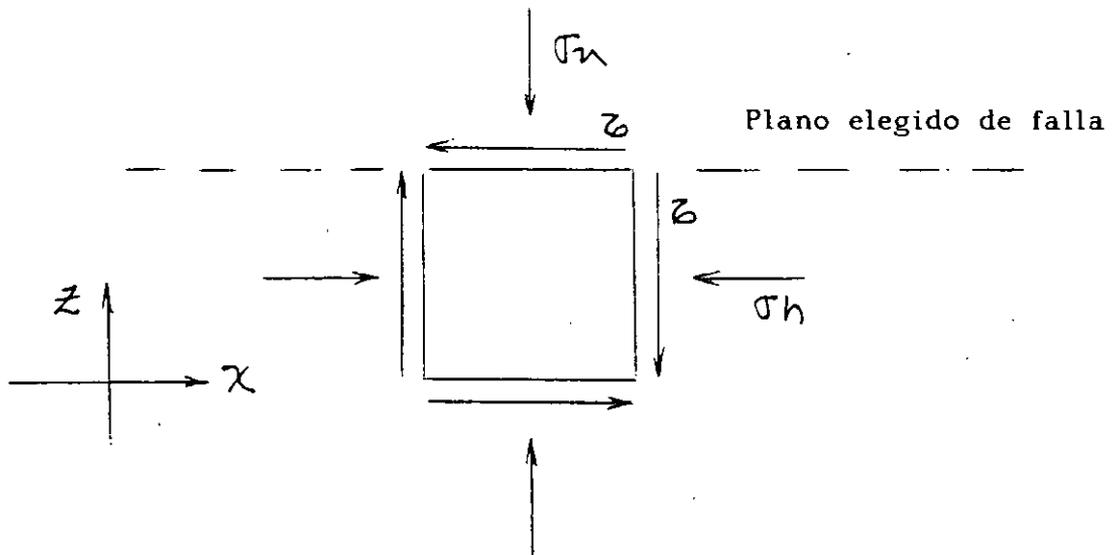


Fig. 7.3.12 Condiciones intermedias en corte directo (segunda etapa)

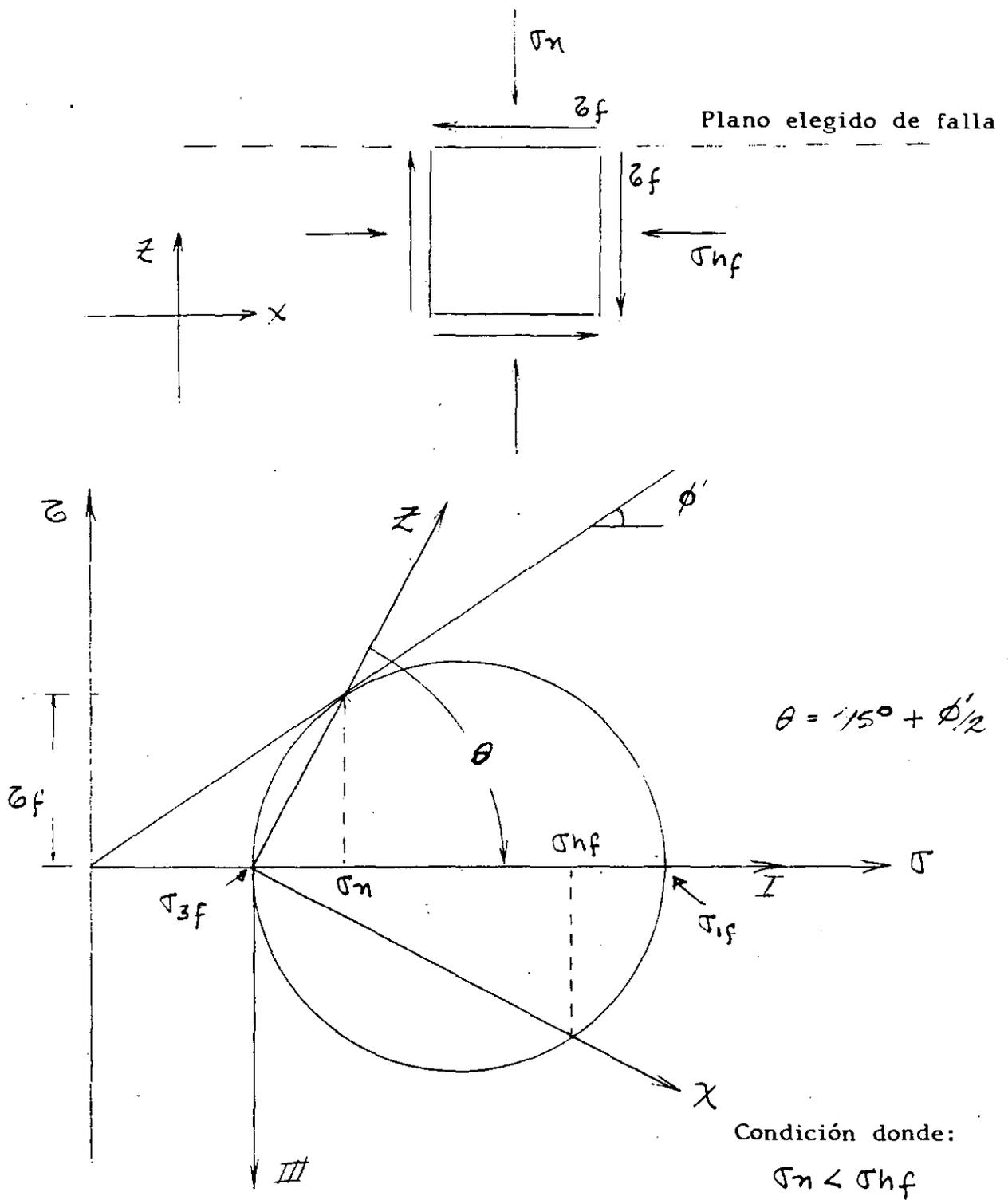


Fig. 7.3.13 Condiciones finales en corte directo (segunda etapa)

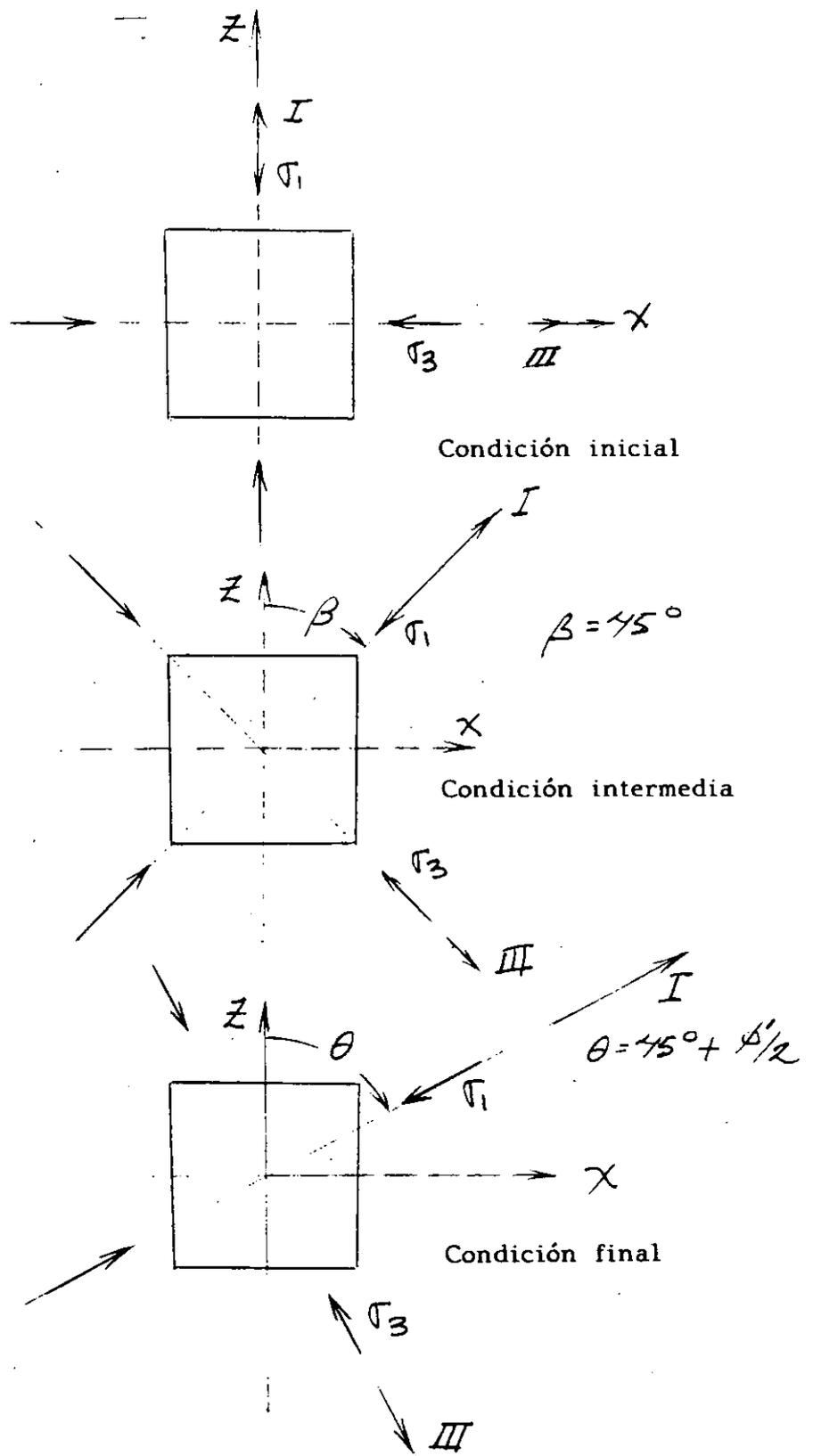


Fig. 7.3.14 Rotación de esfuerzos principales en corte directo

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.



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

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
FEBRERO 1995

6.1 INTRODUCCION

En el diseño de una cimentación, el ingeniero de mecánica de suelos debe estimar el comportamiento que tendrá dicha cimentación ante las diferentes condiciones de carga a que estará sujeta.

Básicamente la verificación del comportamiento comprende las siguientes dos situaciones:

- a) estados límite de falla
- b) estados límite de servicio

En esta oportunidad nos ocuparemos de los estados límite de servicio, los cuales se refieren a las diferentes condiciones en que trabajará la estructura y cimentación durante su vida útil, en la que estará sujeta a cargas permanentes tales como la carga muerta, la 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 el estado de esfuerzos del suelo 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 o 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 requieren 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 suelo 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 limo arcillosas, limos arcillosos o arcillas limo arenosas 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, provocándose la modificación en su estructura. Esto se traduce, en el caso de suelos expansivos, en hinchamientos y, en suelos eólicos del tipo loessial, en colapsos súbitos. Ambos problemas pueden ser de consecuencias graves para la cimentación y superestructura.

Las figuras 2 y 3, muestran el comportamiento típico de estos materiales.

La potencia de expansión o colapso queda definida por la expresión:

$$\Delta \epsilon = \pm \frac{\Delta e}{1+e_0} \quad (1)$$

donde:

$\Delta \epsilon$: cambio en la deformación unitaria debido a la saturación del material para un nivel de esfuerzos dado

Δe : cambio en la relación de vacíos

e_0 : relación de vacíos del material en estado natural para el mismo nivel de esfuerzos

Conocido el espesor del estrato (d), con potencia de expansión o colapso y determinando el esfuerzo efectivo actuante puede calcularse la expansión o colapso con la expresión

$$\Delta\delta = \frac{\Delta e}{1+e_0} \cdot d \quad (2)$$

6.3 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 se generan cambios volumétricos debidos a dos fenómenos que ocurren simultáneamente; el primero se conoce como retardamiento hidrodinámico o consolidación primaria, provocado por la expulsión del agua libre o gravitacional contenida en los poros del material; el segundo, conocido también como consolidación secundaria, se debe a la deformación viscosa intergranular producida por el movimiento relativo entre sus granos ⁽²⁾.

La teoría de consolidación descubierta por K. Terzaghi (1925) explica exclusivamente el retardamiento 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 un procedimiento que le permita el cálculo del cambio volumétrico de un suelo a través del tiempo sometido a un incremento de presión. Esto ha llevado a la determinación de leyes fenomenológicas que explican el comportamiento de un suelo saturado.

Al final de estas notas se incluye el procedimiento completo para ejecutar una prueba de consolidación según lo establece la ASTM. En dicha norma 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.

De acuerdo con esta teoría, la ley fenomenológica que controla la deformación volumétrica unitaria de un material fino saturado, que muestra un comportamiento como el que indica la figura 4, es como sigue ⁽³⁾ :

$$\Delta \epsilon_v = m_v \cdot \Delta p \{ F(T_v) + \beta \log(1 + \xi T_v) \} \quad (3)$$

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

La determinación de los parámetros en el laboratorio se obtiene transformando la ecuación anterior a la forma:

$$\delta_t = \delta_v \cdot F(T_v) + C_t \log(1 + \frac{t}{T_v}) \quad (4)$$

En la figura 4 se explica el significado de los términos no conocidos.

Para cada una de las curvas de consolidación se determinan los parámetros m_v , C_v , β y ξ , los cuales se grafican para el

nivel medio de esfuerzos $\sigma + \sigma/2$, tal como se muestra en la figura 5.

Para la aplicación de la expresión (3) en un caso práctico se debe tomar en cuenta la rapidez con que se aplica la carga, ya que para tiempos de consolidación menores al tiempo de construcción puede ser importante la diferencia entre aplicación rápida de la carga y aplicación lineal, esto es, durante un tiempo de construcción.

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_c / t_c$$

Cuando se aplica la carga de manera inmediata la expresión (3) es la que se utiliza para el cálculo de hundimientos con el tiempo.

Si se considera aplicación lineal de la carga las expresiones utilizadas son las siguientes:

Para $0 < t < t_c$

$$\Delta\varepsilon_v = m_v \cdot \Delta\sigma_c \cdot \frac{T_v}{T_{vc}} \left[\Phi(T_v) + 0.43\beta \left(1 - \frac{\log(1+\xi T_v)}{\xi T_v} \right) \right] \quad (5)$$

donde:

$$\Phi(T_v) = \left\{ 1 - \frac{1}{T_v} \sum_{m=0}^{m=8} \frac{32}{(2m+1)^4 \pi^4} \left(1 - e^{-\frac{(2m+1)^2 \pi^2}{4} T_v} \right) \right\} \quad (6)$$

Para $t > t_c$

$$\Delta\varepsilon_v = m_v \cdot \Delta\sigma_c \cdot [F(T_v - T_{01}) + \beta \log(10^{A_{vc}} + \xi(T_v - T_{vc}))] \quad (7)$$

en donde

$$F(T_v) = \left\{ 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{8}{(2m+1)^2 \pi^2} e^{-\frac{(2m+1)^2 \pi^2}{4} T_v} \right\} \quad (8)$$

y

$$A_{vc} = 0.43 - \frac{\log(1+\xi T_{vc})}{\xi T_{vc}} \quad (9)$$

el valor de T_{01} se obtiene igualando las funciones

$$\Phi(T_{vc}) = F(T_{vc} - T_{01}) \quad (10)$$

para $t=t_c$. La figura 6 muestra las funciones $F(T_v)$ y $\Phi(T_v)$ en forma gráfica, con las que puede determinarse el valor de T_{01} .

A continuación se presenta un ejemplo de cálculo de hundimientos considerando la aplicación de la carga en forma inmediata y linealmente; la figura 7 muestra gráficamente la diferencia en el hundimiento en cada caso, los datos para el cálculo fueron los siguientes:

$$\begin{aligned} d &= 500 \text{ cm} \\ \Delta\sigma_c &= 0.3 \text{ kg/cm}^2 \\ t_c &= 1 \text{ año} \\ m_v &= 0.030 \text{ cm}^2/\text{Kg} \\ C_v &= 0.0098 \text{ cm}^2/\text{seg} \\ \beta &= 0.25 \\ \xi &= 0.46 \end{aligned}$$

el estrato se considera drenado por los dos lados, por lo que $d = 2H$

$$T_{vc} = \frac{C_v}{H^2} t_c = \frac{0.0098}{(250)^2} \cdot 3.15 \times 10^7 = 4.939$$

de la (6)

$$\Phi(T_{vc}) = 0.9326 = F(T_{vc} - T_{01})$$

$$T_{vc} - T_{01} = 1.0080 \quad \text{y} \quad T_{01} = 3.9246$$

De la (9)

$$A_{vc} = 0.2034$$

luego las expresiones (3), (5) y (7) quedan como sigue:
aplicación inmediata de la carga

$$\delta_t = 4.5 \cdot \{F(T_v) + 0.25 \log(1 + 0.46T_v)\}$$

y para aplicación lineal:

$$0 < t < t_c$$

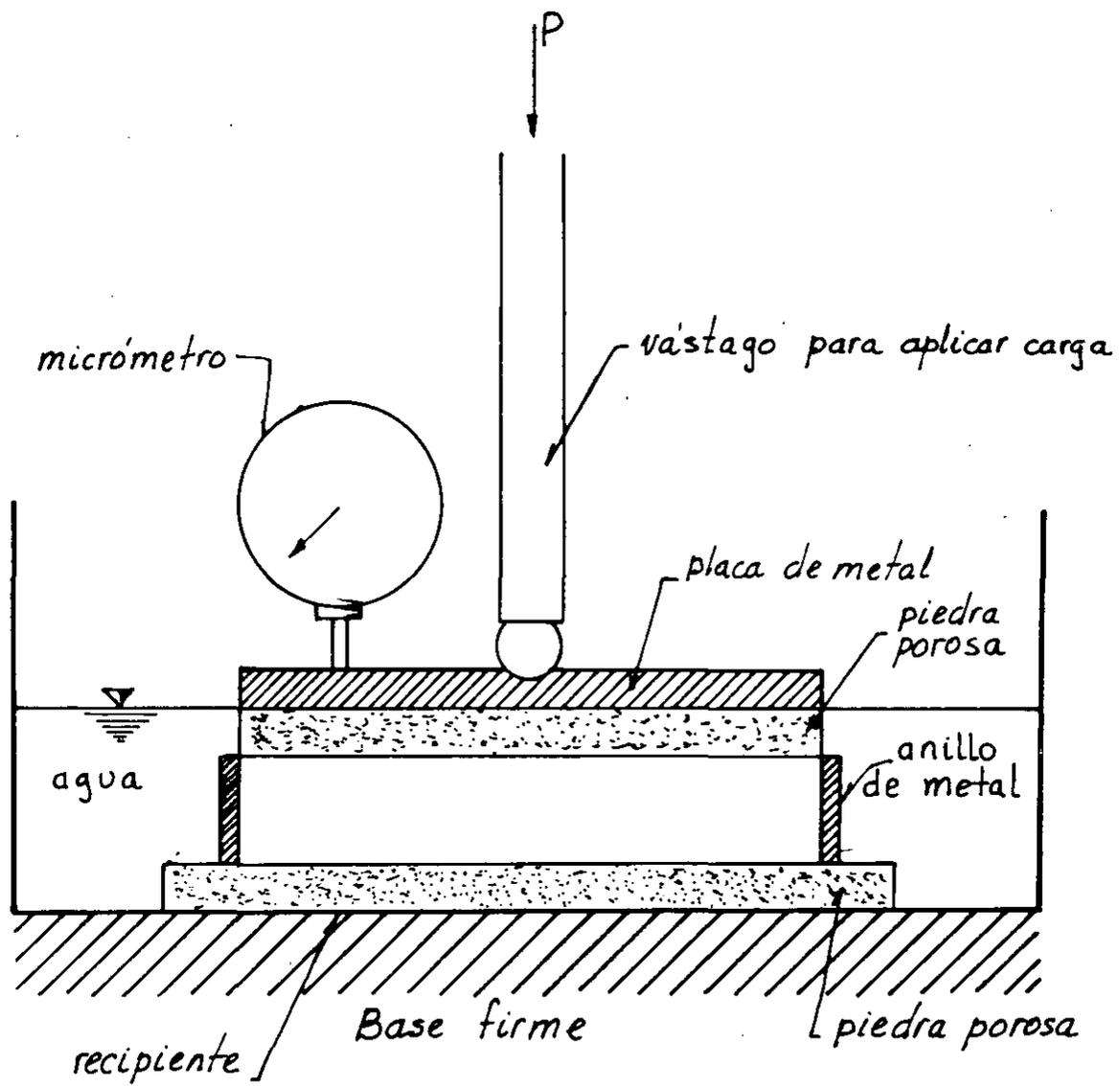
$$\delta_t = 0.911T_v \left\{ \Phi(T_v) + 0.1075 \left(1 - \log \frac{1+0.46T_v}{0.46T_v} \right) \right\}$$

$$t > t_c$$

$$\delta_t = 4.5 \cdot \{F(T_v - 3.9246) + 0.25 \log(1.5973 + 0.46(T_v - 4.9392))\}$$

R E F E R E N C I A S

- 1.- Foundations Engineering for Difficult Subsoil Conditions.
L. Zeevaert Van Nostrand Reinhold 1973, pags. 62-70
- 2.- Propiedades cuantitativas de los materiales del subsuelo,
Tomo II Apuntes de Mecánica de Suelos por L. Zeevaert 1966.
Art. III.8.1 a III.8.3
- 3.- Viscosidad Intergranular en Suelos Finos Saturados.
L. Zeevaert División de Estudios de Posgrado,
Facultad de Ingeniería.



ODOMETRO

tomado de ref. 2

FIG. 1

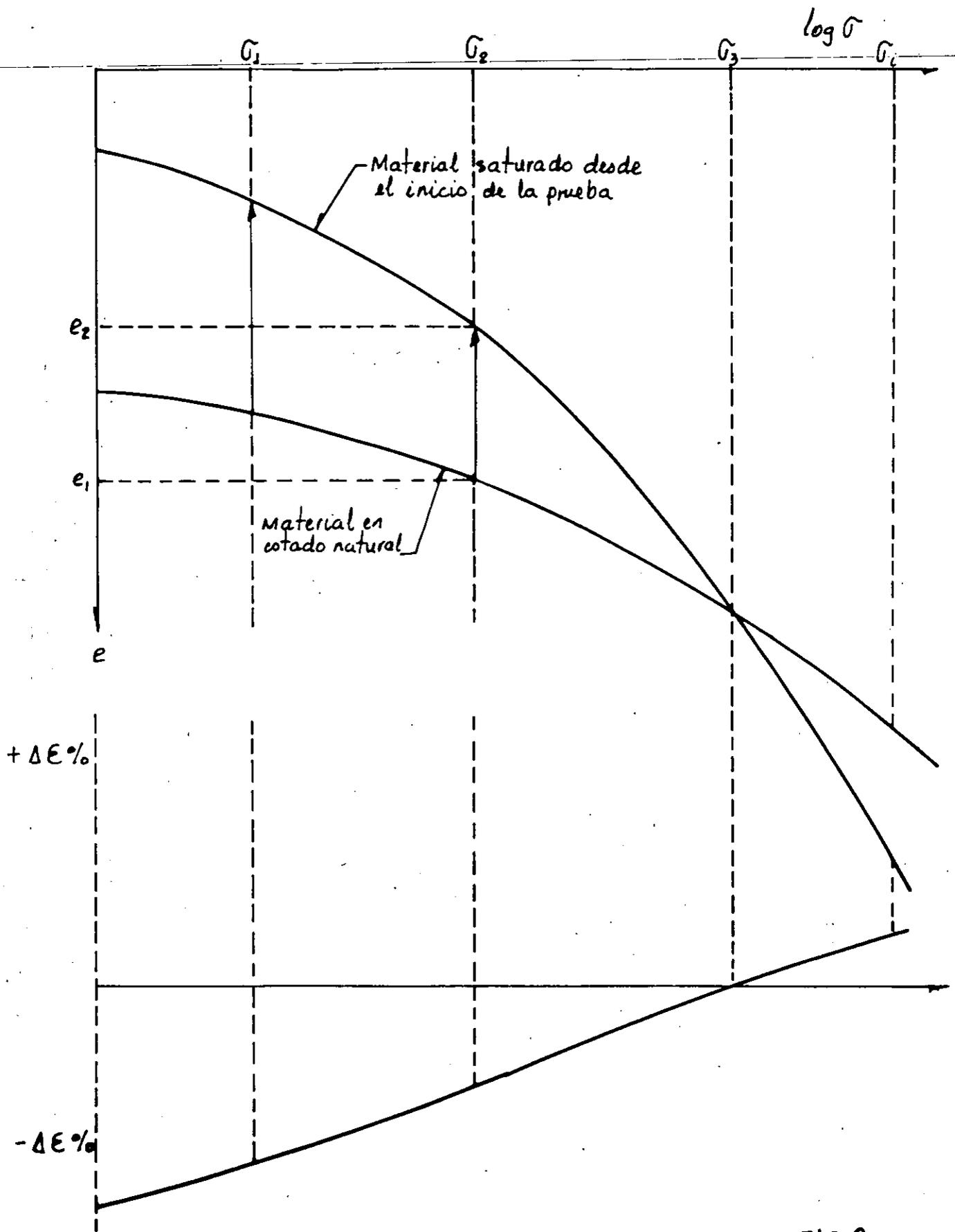


FIG. 2

Tomado de ref. 2

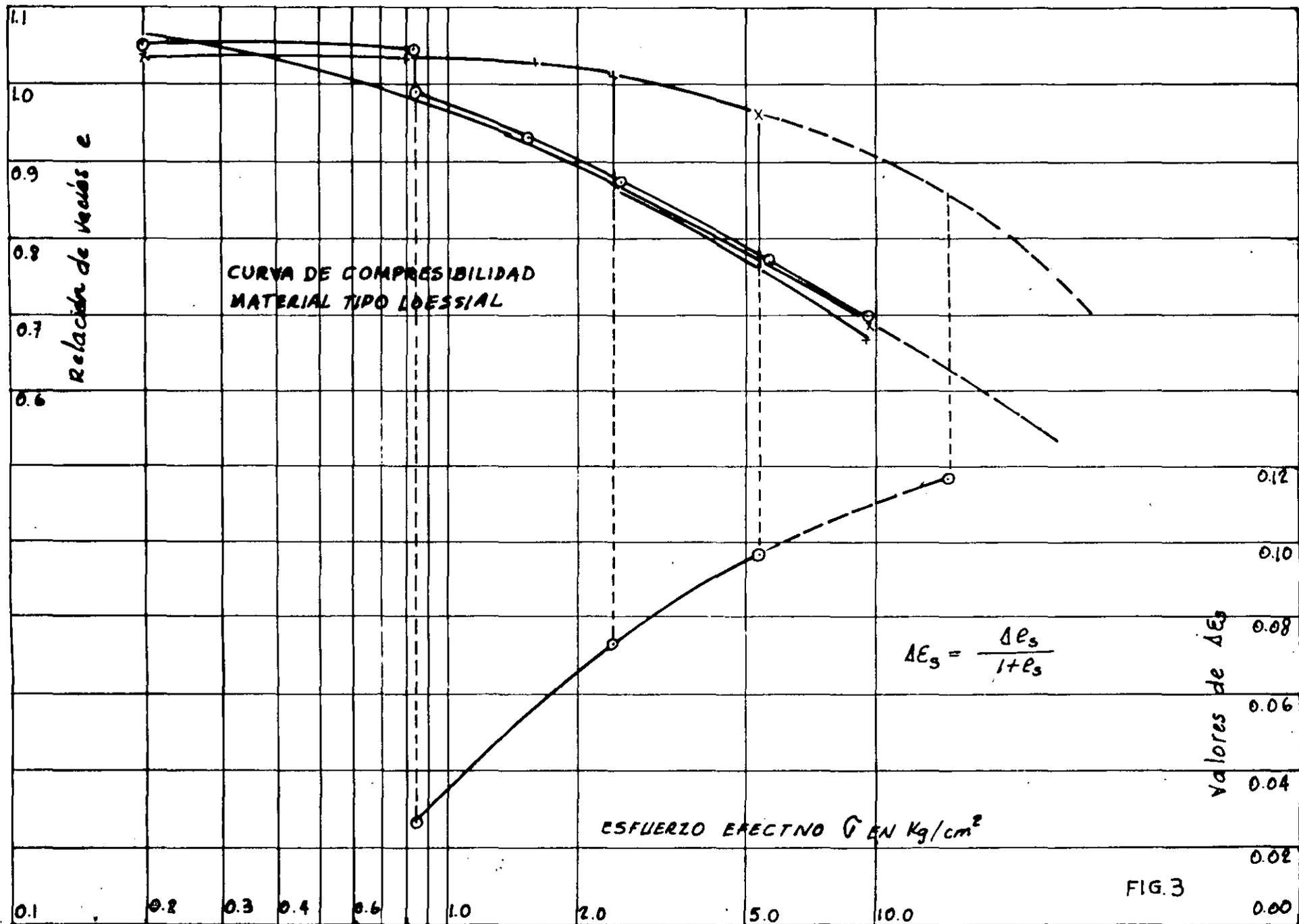
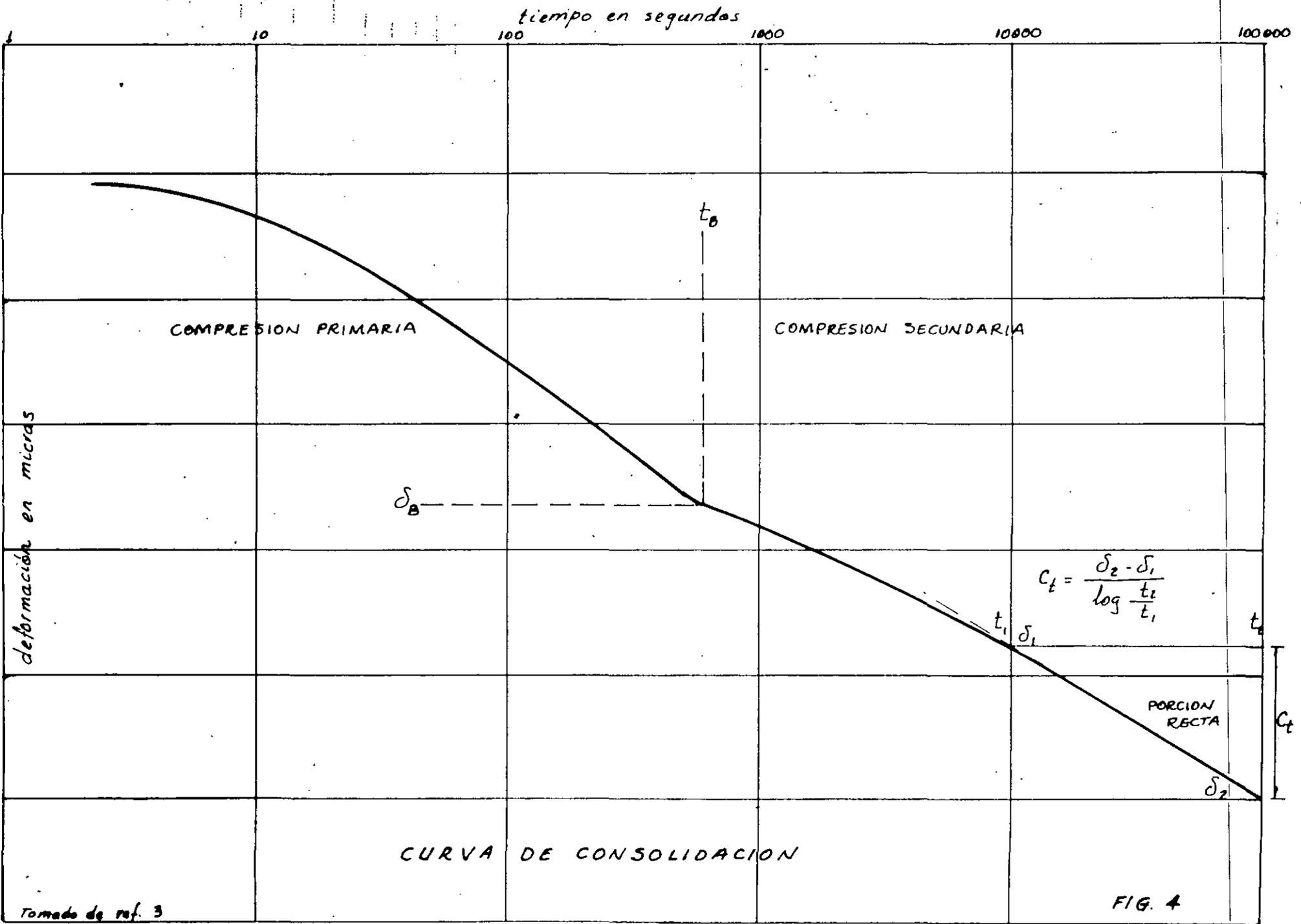


FIG.3

Tomado de ref. 2



Tomado de ref. 3

FIG. 4

PARAMETROS DE COMPRESIBILIDAD Y CONSOLIDACION

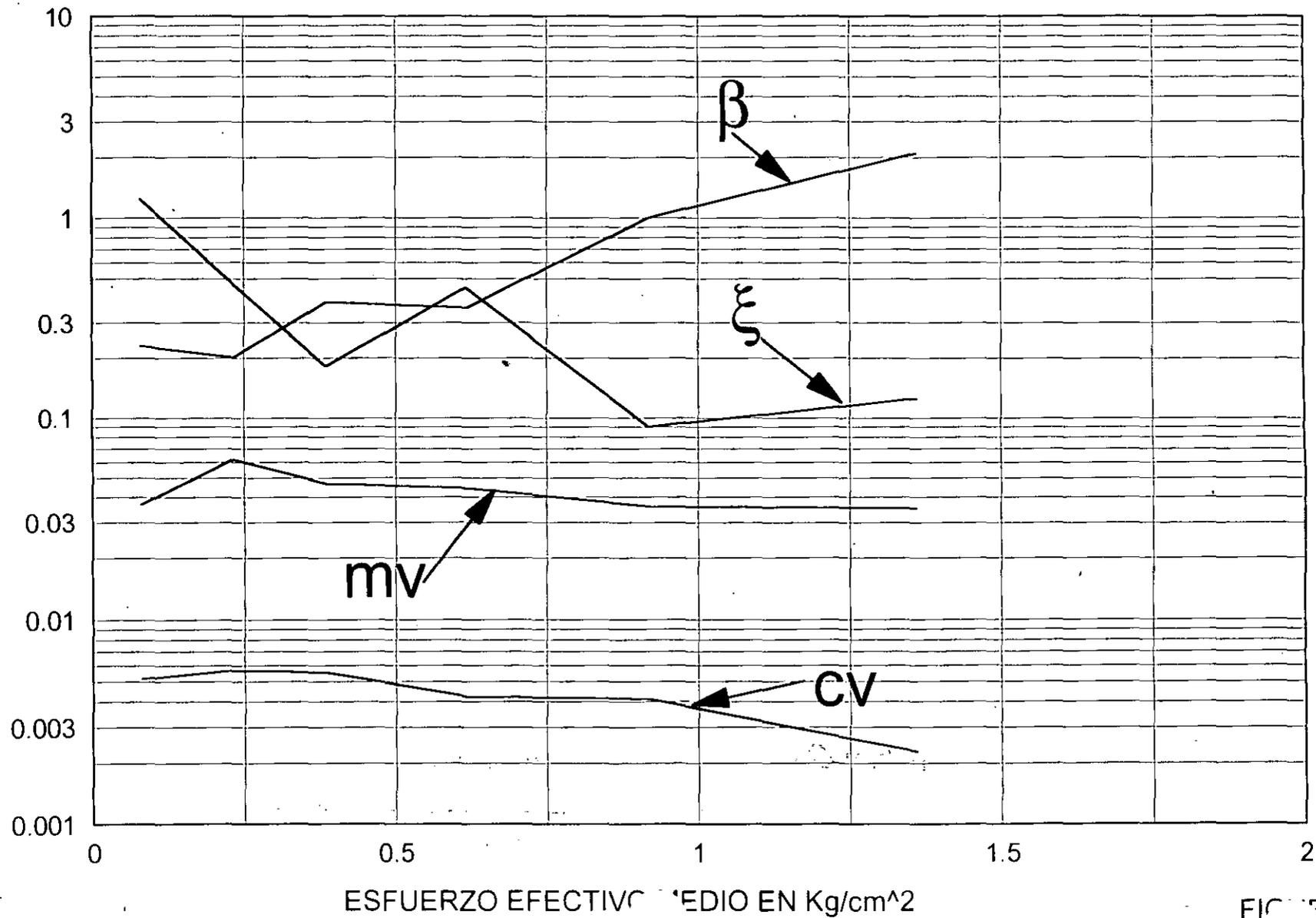


FIGURA 5

FUNCIONES DE TERZAGHI

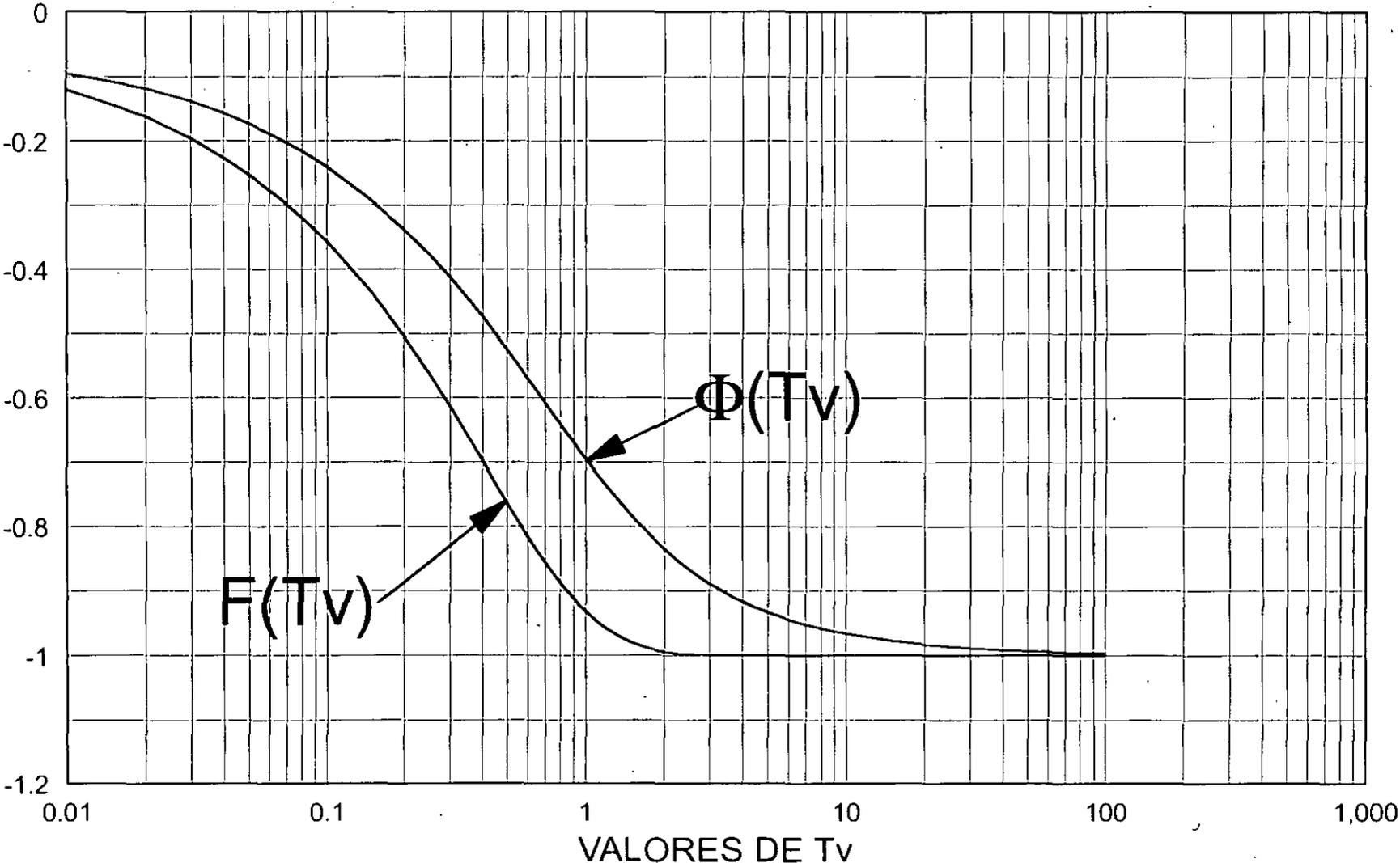
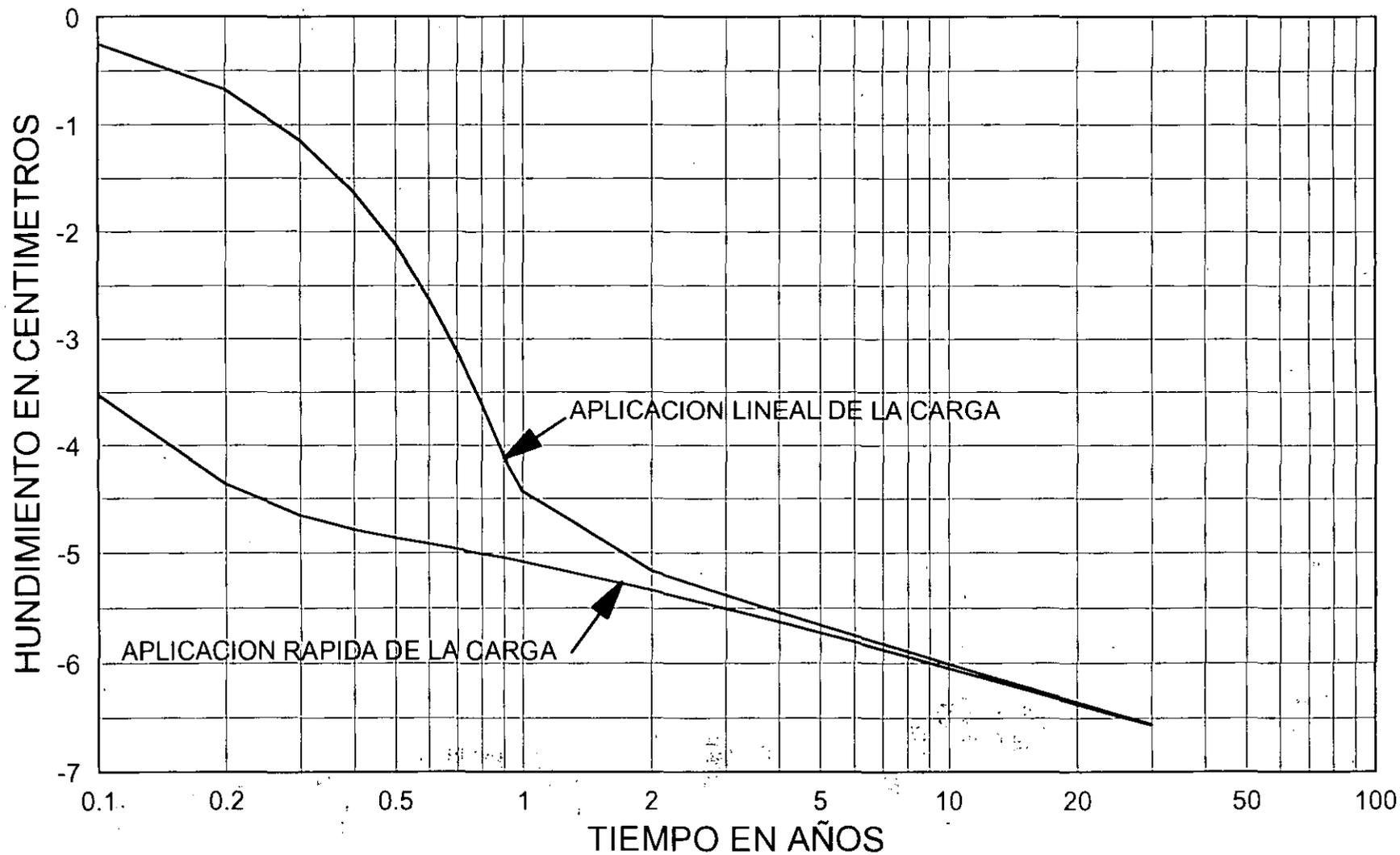


FIGURA 6

CURVAS HUNDIMIENTO - TIEMPO





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

**CURSOS ABIERTOS
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS I**

Del 6 al 10 de febrero de 1995

DIRECTORIO DE ASISTENTES

- 1.- ASTUDILLO SALGADO LOEPOLDO
CATEDRATICO
UNIVERSIDAD VERACRUZANA FACULTAD DE ING.
AV. UNIVERSIDAD VERACRUZANA KM. 7.5 S/N
COATZACOALCOS, VER.
TEL. 91 921 8 77 83
- 2.- BALDERAS GARCIA GUSTAVO
INGENIERO CIVIL
FERROCARRILES NACIONALES DE MEXICO
AV. JESUS GARCIA No. 140
COL. GUERRERO
DELEG. CUAUHTEMOC
C.P. 06358
TEL. 327 68 72
- 3.- BENNET LEGUIZANO HOMERO
INGENIERO DE CAMPO
OCEANOFRAFIA SA DE CV
INSURGENTES SUR 300-PISO 14
- 4.- CARRILLO GARCIA JULIO
GERENTE DE PROYECTOS
BLVD. MANUEL AVILA CAMACHO 191-302
COL. LOS MORALES POLANCO
DELEG. MIGUEL HIDALGO
C.P. 11800
TEL. 627 08 45
- 5.- ESQUIVEL MARTINEZ RAFAEL
LABORATORISTA
GEOVISA SA DE CV
CDA. TENORIOS No. 9
COL. EX-HACIENDA COAPA
DELEG. TLALPAN
C.P. 14300
TEL. 594 27 27
- 6.- FERNANDO GARCIA JOAQUIN
TECNICO ACADEMICO ASOCIADO "A"
UNIVERSIDAD VERACRUZANA
AV. UNIVERSIDAD KM 7.5 S/N
COATZACOALCOS, VER.
TEL. 91 921 8 77 83
- 7.- FLORES JIMENEZ JUAN
PROFESOR
U.N.A.M.
AV. ALCANFORES S/N
COL. NAUCALPAN
EDO. DE MEXICO
- 8.- GOMEZ JIMENEZ FAUSTO ARTURO
SUBJEFE DE DEPARTAMENTO
FERROCARRILES NACIONALES DE MEXICO
AV. JESUS GARCIA No. 140
COL. BUENAVISTA
DELEG. CUAUHTEMOC
C.P. 06358
TEL. 327 68 75
- 9.- GUTIERREZ SANCHEZ GUILLERMO
JEFE DE LABORATORIO
PROYECTOS LABORATORIO Y ASESORIA
LIBRADO RIVERA No. 630
COL. GRACIANO SANCHEZ
SAN LUIS POTOSI, S.L.P.
TEL. 91 48 15 71 30 y 15 77 78
- 10.- HERNANDEZ SOLIS JOSE LUIS NICASIO
MIRAMAR No. 10
COL. EL MIRADOR
DELEG. XOCHIMILCO
C.P. 16060
TEL. 675 81 07

- 11.- ~~HINOJOSA GONZALEZ ARMANDO~~
AUXILIAR DE LABORATORIO
PEPE GIZAR No. 5773
ARCOS DE GUADALUPE
ZAPOPAN JALISCO
TEL. 628 27 34
- 12.- IBARRA RAZO ENRIQUE
SUPERVISOR DE OBRA CIVIL
I.M.S.S.
DURANGO No. 221
COL. ROMA
TEL. 726 17 27
- 13.- JIMENEZ LORENZINI EUGENIO
JEFE DE LABORATORIO DE INGENIERIA CIVIL
INSTITUTO TECNICO DE APIZACO
PROLONGACION FRANCISCO I. MADERO S/N
C.P. 90300
TEL. 717 88
- 14.- JUAREZ ALVAREZ JUAN CARLOS
LABORATORISTA
INGENIERIA Y CONTROL DE CALIDAD
ENRIQUE MOLINA S/N
CD. DE LOS OLIVOS
IRAPUATO, GTO.
TEL. 622 89
- 15.- LENZ HERNANDEZ OSCAR
JEFE DE LAB. DE MECANICA DE SUELOS
FAC: DE INGENIERIA DE LA UNIVERSIDAD VER.
CALZADA RUIZ CORTINES S/N
FRACC. COSTA VERDE
TEL. 21 65 32
- 16.- MARTINEZ COSIO MARIA DE LOS ANGELES
JEFE DE FRENTE
CONSTRUCCIONES CAPU, SA
BALLENAS ESQ. TIBURON
COL. COSTA VERDE
BOCA DEL RIO, VER.
- 17.- MARTINEZ HERNANDEZ ESTEBAN FAUSTO
LABORATORISTA
GEOTECNICA Y CONCRETO
CALLE GUADALUPE POSADA No. 38
COL. LOS ALCANFORES
C.P. 76150
QUERETARO, QRO.
TEL. 17 27 53
- 18.- MENDEZ GARZA MARCO ANTONIO
ASESOR
CONSTRUCCIONES Y PROYECTOS NINIVE
TECNICOS Y MANUALES No. 45
COL. LOMAS ESTRELLA 2a. SECCION
TEL. 608 46 61
- 19.- PORRAS FRANCO JOSE LUIS
LABORATORISTA
GEOTECNIA Y CONCRETO
GUADALUPE POSADA No. 38
COL. LOS ALCANFORES
C.P. 76150
QUERERARO, QRO.
TEL. 17 27 53
- 20.- RAMIREZ MOYA JOSE LUIS
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE QUERATARO
- 21.- RESENDIZ MARTINEZ LUIS
GERENTE
EMPRESA PARTICUALR
SN. GABRIEL NO. 406
SANTA ROSA DE LIMA
LEON, GTO.
TEL. 18 17 13
- 22.- ROBLES RANGEL JUAN FELIPE
LABORATORISTA
SUELOS Y CONTROL SA DE CV
PEPE GUIZAR No. 5773
ARCOS DE GUADALIPE
ZAPOPAN
TEL. 628 27 34
- 23.- RODEA OSORIO ALEJANDRO
- 24.- SANDOVAL MONTES ISMAEL
JEFE DE SECCION
FERROCARRILES NACIONALES DE MEXICO
AV. JESUS GARCIA No. 140-PISO 11 "C"
COL. BUENAVISTA
DELEG. CUAUHEMOC
TEL. 547 61 67

25.- SANTIAGO GONZALEZ JOSE ALEJO
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE QUERETARO

26.- TRUJILLO SOLIS PEDRO
LABORATORISTA
GEOVISA, SA DE CV
CERRADA TENORIOS No. 9
EX-HACIENDA DE COAPA
TLALPAN
C.P. 14300
TEL. 594 27-27

27.- VILLEGAS ARIZMENDI JUAN SERGIO
GERENTE DE GEOTECNIA
INGENIERIA GEOMECANICA, SA
MORELIA No. 60
COL. ROMA
DELEG. CUAUHEMOC
C.P. 06700
TEL. 208 21 88