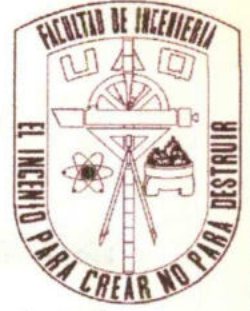




**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERÉTARO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**



**INGENIERÍA CIVIL**

**“MANUAL DE LABORATORIO PARA  
GEOTECNIA II”**



**Presenta: Ramiro Guillermo Paz Cruz.**

**Dirigido por: Dra. Teresa López Lara**

No. ADQ. G52219

CLASIFI. TS 624.1513

P348m

2009

U.A.Q. ING.



## ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	1
PRÁCTICA 1. CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL.....	3
PRÁCTICA 2. PRUEBA DE COMPRESIÓN TRIAXIAL.....	25
PRÁCTICA 3. PESO VOLUMÉTRICO SECO EN EL LUGAR.....	37
PRÁCTICA 4. PRUEBA DE COMPACTACIÓN PROCTOR.....	44
PRÁCTICA 5. COMPACTACIÓN PORTER Y DETERMINACIÓN DEL VALOR RELATIVO DE SOPORTE (VRS).....	53
PRÁCTICA 6. PRUEBA DE COLAPSO.....	63
PRÁCTICA 7. EXPANSIÓN DE ARCILLAS.....	74





## **INTRODUCCIÓN**

El principal objetivo de este manual fue actualizar las prácticas de laboratorio Mecánica de Suelos de acuerdo a la normatividad más reciente para que los estudiantes realicen los ensayos basándose en estudios vigentes y de acuerdo a los nuevos planes de estudio en ingeniería civil, que para nuestro caso es ING 08.

Existe un manual anterior a este, el cual podría no ser muy confiable ya que dentro de dicho manual se hace referencia a normas que han sido revisadas anteriormente y las cuales no han llevado un proceso de actualización para realizar los ensayos correctamente en el laboratorio, por este motivo es recomendable que los estudiantes conozcan y aprendan la información más reciente que indican las normas.

Este trabajo se realizó tomando en cuenta las normas más actuales de la ASTM (American Section of the Internacional Association for Testing Materials), conocidas por su alta calidad y relevancia en el mercado, siendo una de las organizaciones más grandes del mundo en el desarrollo de normas. Además, desempeñan un papel muy importante en la infraestructura de la información que orienta el diseño, fabricación y comercio en la economía mundial.

Es de gran importancia tener un manual actualizado en el área de Geotecnia II, ya que el estudiante en su formación profesional requiere estar actualizado en esta área tan importante para que al egresar sea un Ingeniero competitivo en el área profesional.

El contenido de este manual está conformado por siete ensayos de laboratorio, de los cuales cinco ya estaban en el manual anterior. Los ensayos son: Consolidación Unidimensional, Prueba de Compresión Triaxial, Peso Volumétrico Seco en el Lugar, Prueba de Compactación Proctor, Compactación Porter y Determinación del Valor Relativo de Soporte. Los dos ensayos que fueron anexados al manual son: Prueba de Colapso y Prueba de expansión de Arcillas.





## GUÍA GENERAL PARA LAS PRÁCTICAS DE LABORATORIO

1. Para lograr una mayor eficiencia en la ejecución de las prácticas es necesario que se preste debida atención a las orientaciones emitidas por el instructor de la práctica.

2. En la elaboración del Informe, el estudiante debe formar pequeños grupos de seis personas como máximo.

3. Antes de empezar un ensaye determinado, es aconsejable que el estudiante se familiarice personalmente con el alcance y propósito de la prueba a efectuar, así como con el procedimiento de trabajo que ello involucra. Recuerde que la falta de preparación del personal puede significar un menor aprovechamiento de parte del estudiante en el momento de la ejecución de su práctica.

## INSTRUCCIONES PARA EL TRABAJO DE LABORATORIO

1. Atender las indicaciones del instructor.

2. Consultar con el instructor el material y equipo a usar.

3. Al operar un equipo por primera vez, consultar previamente al instructor.

4. Todo el material empleado debe ser usado de una manera racional.

5. Cuidar las piezas pequeñas del equipo tales como pesas, balanzas, tamices, etc. Cualquier daño del equipo deberá ser reportado de inmediato. Daño o pérdida debida a descuido será cargado a la persona responsable del daño.

6. Para identificación posterior todos los especímenes, taras, etc., deberán ser debidamente marcados.

7. Al terminar la práctica se limpiara el equipo y se eliminarán los desperdicios resultantes, tanto de los bancos de trabajo como del piso.



*Universidad Autónoma de Querétaro*  
*Facultad de Ingeniería*  
*Ingeniería Civil*

**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERÉTARO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**INGENIERÍA CIVIL**

**LABORATORIO DE GEOTECNIA II**



**PRÁCTICA No. 1**

**“CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL”**





## **OBJETIVO:**

- Determinar la curva de compresibilidad (Curva de relación vacíos-presiones), de las curvas de expansión y de consolidación de una arcilla “inalterada”.
- Encontrar la carga de preconsolidación ( $P_c$ ).

## **GENERALIDADES:**

Este método normalmente en su mayoría es realizado sobre muestras inalteradas de suelos de grano fino, sedimentados naturalmente en agua, sin embargo, el procedimiento de prueba básico es aplicable, así como, a los especímenes de suelos compactados y muestras inalteradas de suelo formadas por otros procesos como meteorización o alteraciones químicas. Las técnicas de evaluación especificadas en esta prueba son generalmente aplicables a suelos sedimentados naturalmente en agua. Las pruebas realizadas en otros suelos como compactados y residuales (meteorización o alteraciones químicas) pueden requerir técnicas de evaluación especiales (ASTM D 2435—09, 2009).

### **Consolidación unidimensional**

Todos los materiales experimentan deformación cuando se les sujeta a un cambio en sus condiciones de esfuerzo. Las características de esfuerzo-deformación de los materiales estructurales tales como el acero y el concreto son hoy suficientemente bien comprendidas para la mayoría de las aplicaciones prácticas y pueden determinarse en el laboratorio con razonable grado de confianza.

Hablando de suelos puede considerarse que las deformaciones que presenta un suelo son mucho mayores que las que pudieran presentarse en otros materiales, como los usados como elementos estructurales; además esa deformación no se produce usualmente en forma simultánea a la aplicación de la carga, sino que se desarrolla a lo largo del tiempo. Incluso pueden pasar varios años para que esa deformación se complete.

En una prueba de compresión, que es de particular importancia en la determinación de las características de los suelos finos compresibles, la muestra se confina lateralmente con un anillo metálico, colocándose entre dos piedras porosas; esta prueba se llama de *compresión confinada* o, lo que es más común, *prueba de consolidación*.

La muestra no puede deformarse lateralmente, pues este movimiento está totalmente impedido por el anillo, pudiéndose medir únicamente la relación entre esfuerzo, volumen y tiempo. La prueba fue desarrollada por Terzaghi para suelos finos y no se utiliza en los materiales estructurales normales (Juárez y Rico, 2005).

### **Consolidación de los suelos finos**

Al observar los depósitos de material muy suave situados en el fondo de una masa de agua, por ejemplo un lago, se nota que el suelo reduce su volumen conforme pasa el tiempo y aumentan las cargas por sedimentación sucesiva. A un proceso de disminución de volumen, que tenga lugar en un lapso, provocado por un aumento de las cargas sobre el suelo, se le llama *proceso de consolidación*.

Frecuentemente ocurre que durante el proceso de consolidación la posición relativa





de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal permanece esencialmente la misma; así, el movimiento de las partículas de suelo puede ocurrir sólo en dirección vertical; ésta es la *consolidación unidireccional* o *unidimensional*. En el caso citado arriba, por ejemplo, la consolidación sería de este tipo, considerando que los estratos depositados tienen gran extensión horizontal, en comparación con su espesor. En la consolidación unidimensional, por lo tanto, el volumen de la masa de suelo disminuye, pero los desplazamientos horizontales de las partículas sólidas son nulos.

La Prueba de consolidación nos ayuda a calcular la magnitud y la velocidad de los asentamientos probables debidos a las cargas aplicadas. Los especímenes a utilizar deben ser extraídos de muestras inalteradas.

Una prueba de consolidación unidimensional estándar se realiza sobre una muestra labrada en forma de cilindro aplastado, es decir de pequeña altura en comparación al diámetro de la sección recta. La muestra se coloca en el interior de un anillo, generalmente de bronce, que le proporciona un completo confinamiento lateral. El anillo se coloca entre dos piedras porosas, una en cada cara de la muestra; las piedras son de sección circular y de diámetro ligeramente menor que el diámetro interior del anillo. El conjunto se coloca en la cazuela de un consolidómetro, Fig. 1.1.

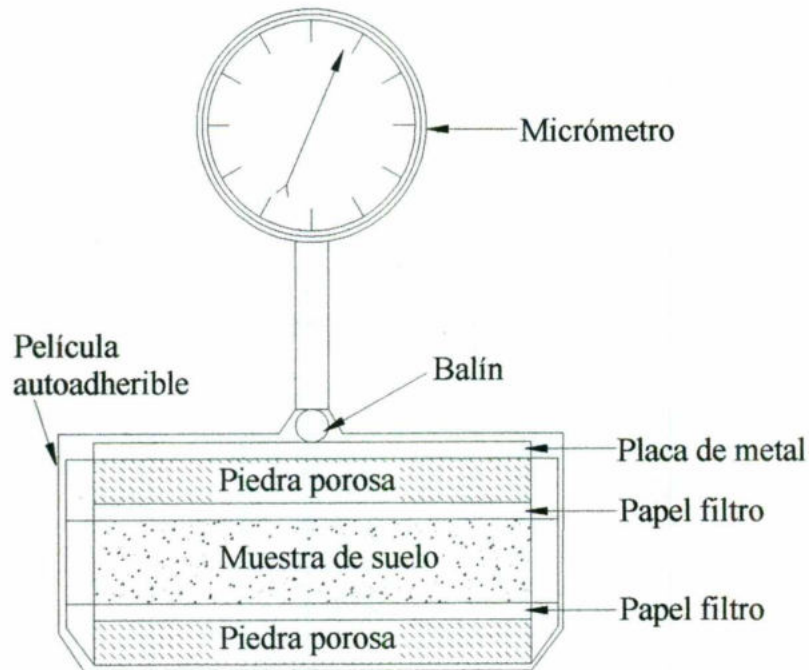


Fig. 1.1.- Esquema de una muestra colocada en un consolidómetro.

El consolidómetro *de anillo flotante*, hoy principalmente usado y así llamado porque se puede desplazar durante la consolidación del suelo.

El consolidómetro *de anillo fijo*, poco usado actualmente excepto para la realización de pruebas de permeabilidad ejecutadas simultáneamente con la de consolidación.

Por medio de un marco de carga, se aplican cargas a la muestra, repartiéndolas uniformemente en toda su área con el dispositivo formado por la esfera metálica y la placa colocada sobre la piedra porosa superior. Un extensómetro apoyado en el marco de carga móvil y ligado a la cazuela fija, permite llevar un registro de las deformaciones en el suelo. Las cargas se aplican en incrementos, permitiendo que cada incremento obre por un período de tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero.

En cada incremento de carga se hacen lecturas en el extensómetro, para conocer la deformación correspondiente a diferentes tiempos. Los datos de estas lecturas se dibujan en una gráfica que tenga por abscisas los valores de los tiempos transcurridos, en escala logarítmica y como ordenadas las correspondientes lecturas del extensómetro, en escala natural. Estas curvas se llaman de CONSOLIDACIÓN y se obtiene una para cada incremento de carga aplicado (ver fig. 1.2), se muestra la forma típica de una de estas curvas.

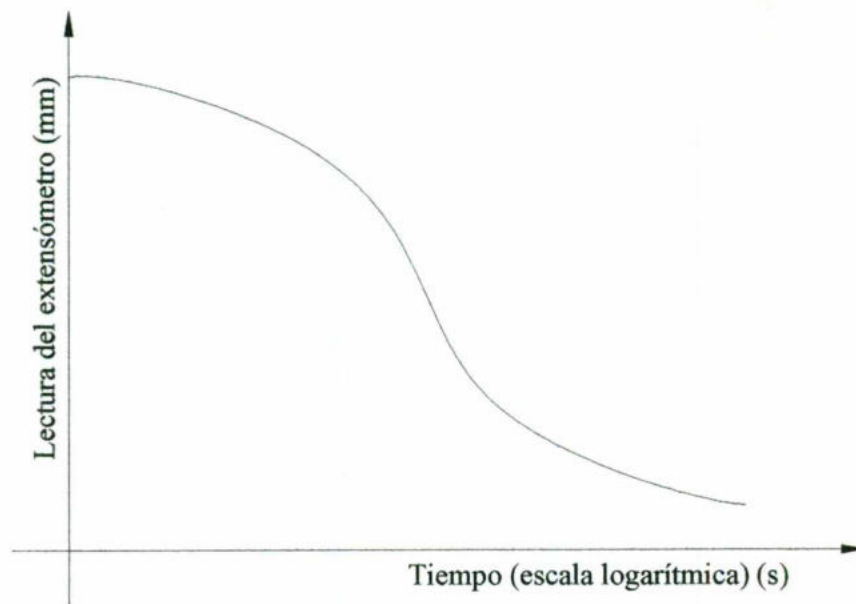


Fig. 1.2.- Forma típica de la curva de consolidación en arcillas (Juárez y Rico, 2005).

Una vez que el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de carga aplicado, su relación de vacíos llega a un valor menor, evidentemente, que el inicial y que puede determinarse a partir de los datos iniciales de la muestra y las lecturas del extensómetro. Así, para cada incremento de carga aplicado se tiene finalmente un valor de la relación de vacíos y otro de la presión correspondiente actuante sobre el espécimen. Una vez aplicados todos los incrementos de carga; se tienen valores para constituir una gráfica en cuyas abscisas se ponen los valores de la presión actuante, en escala natural o logarítmica y en cuyas ordenadas se anotan los correspondientes de  $e$  en escala natural. Estas curvas se llaman de compresibilidad y de ellas se obtienen una en cada prueba de consolidación completa (ver fig. 1.3).



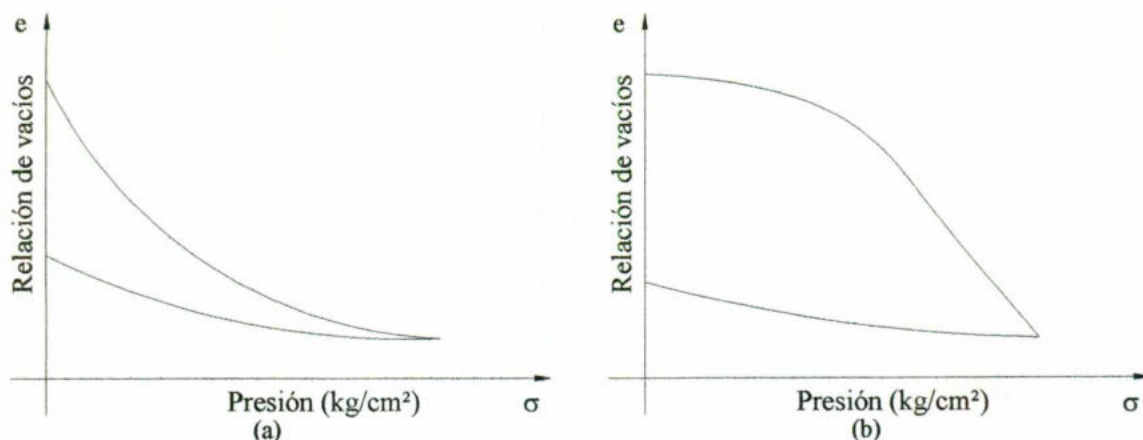


Fig. 1.3 Forma típica de la curva de compresibilidad en suelos compresibles (Juárez y Rico, 2005)

- a) Representación aritmética
- b) Representación semilogarítmica.

En una curva de compresibilidad se definen tres tramos diferentes (ver fig. 1.4). El tramo A llamado “tramo de recompresión”, es un tramo curvo que comienza en forma casi horizontal y cuya curvatura es progresiva, alcanzando su máximo en la proximidad de su unión con el tramo B. El tramo B llamado “tramo virgen” es generalmente un tramo recto muy aproximadamente y con él se llega al final de la etapa de carga de la prueba, al aplicar el máximo incremento de carga, al cual corresponde la máxima presión sobre la muestra. A partir de este punto es común en la prueba de consolidación someter el espécimen a una tercera etapa, ahora de descarga, en la que se sujeta al espécimen a cargas decrecientes, permaneciendo cada decremento el tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero; en esta etapa se tiene una recuperación del espécimen, si bien éste nunca llega de nuevo a su relación de vacíos inicial.

Cuando se somete una muestra de suelo natural a un solo ciclo de carga y descarga, como es usual en una prueba normal de consolidación unidimensional, hay evidencia experimental suficiente para concluir que las presiones correspondientes al tramo A ya han sido aplicadas al suelo en otra época; mientras aquellas correspondientes al tramo B son de magnitud mayor que las soportadas anteriormente.



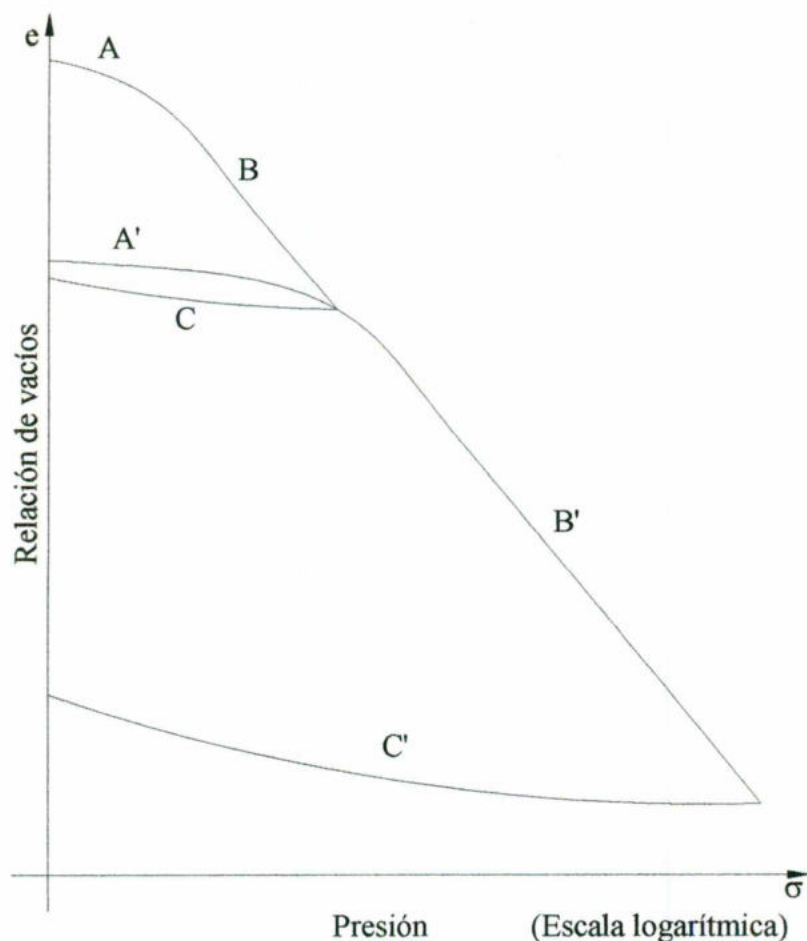


Fig. 1.4 Curvas de compresibilidad para dos procesos de carga y descarga (Juárez y Rico, 2005).

Cuando una muestra de arcilla se sujeta a más de un ciclo de carga y descarga, puede concluirse que se produce un tramo de recompresión, tal como el tramo A' (fig. 1.4) cuando se están aplicando a la muestra de suelo presiones que ésta ya ha soportado en una época anterior; mientras que un tramo virgen tal como el B' resulta al aplicar a la muestra nuevas presiones (Juárez y Rico, 2005).

### Características de consolidación de suelos relativamente gruesos

En una arena, por lo menos el 80% (ver fig. 1.5) de la disminución de volumen ocurre en forma prácticamente instantánea. El resto del decremento volumétrico ocurre ya a lo largo del tiempo, a causa del retardamiento producido por la fricción entre las partículas; este decremento tiene lugar a una velocidad rápidamente decreciente. Si los vacíos de la arena están llenos de agua o si la masa comprimida es grande, la deformación volumétrica "instantánea" puede requerir también algún tiempo, debido a la dificultad que el agua encuentra para fluir, especialmente en canales angostos. Cuanto menores sean los vacíos del suelo y más largas sean las trayectorias de filtración del agua, es decir, cuanto mayor sea el espesor del estrato de suelo comprimido, se necesitará más tiempo para que el agua sea expulsada, progresando el proceso de consolidación. La parte de la consolidación

unidimensional debida a dificultades en el desalojamiento del agua se llama efecto primario o consolidación primaria, en tanto que el efecto secundario o consolidación secundaria es para algunos investigadores, la parte de la consolidación debida esencialmente al retardamiento del proceso por fricción remanente entre las partículas.

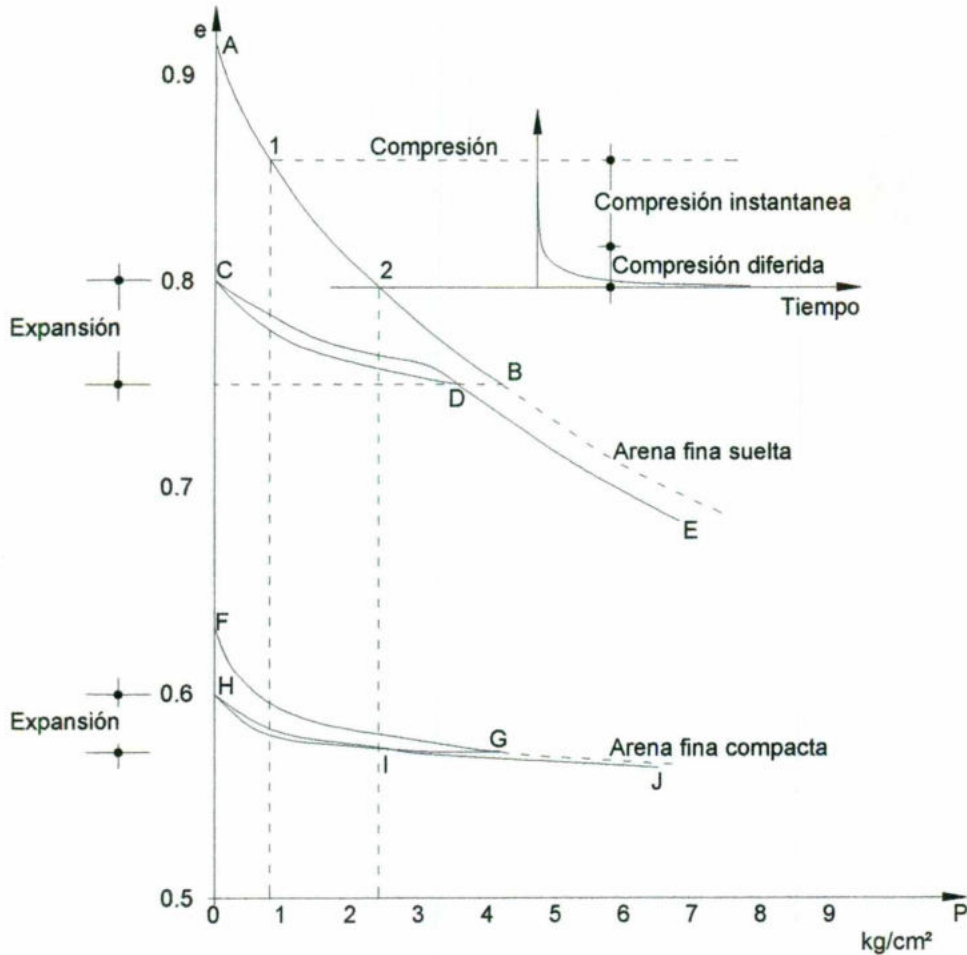


Fig. 1.5 Curvas de compresibilidad de especímenes de arena (Juárez y Rico, 2005).

En la fig. 1.5, los tramos AB y FG corresponden a las zonas vírgenes de compresión (téngase en cuenta que los especímenes de arena fina formados en laboratorio no han soportado ninguna presión previa, por lo que carece de sentido ahora hablar de tramos de recompresión); los tramos BC y GH son de descarga. De la fig. 1.5 debe notarse que la expansión que representa la deformación recuperable elásticamente es del mismo orden de magnitud para la arena suelta y la compacta; sin embargo, en relación a las deformaciones totales, la expansión es mucho mayor en el estado compacto que en el suelto. En otras palabras, podría decirse que la línea compacta es “más elástica” que la misma en estado suelto.

Si una vez completada la descarga se reinicia un proceso de carga, se obtiene un





tramo de recompresión que se define sobre la curva de descarga; este tramo presenta dos puntos de inflexión, en las curvas reales, antes de tomar una forma similar a la continuación del tramo virgen del ciclo anterior; sin embargo, siempre el nuevo tramo virgen se desarrolla un poco abajo de la prolongación del primero; esta diferencia es mucho más notable en la arena suelta que en la compacta (fig. 1.5).

El único modo de producir un cambio estructural íntimo, de modo que una arena suelta se transforme en compacta es por vibración, varillado u otro efecto dinámico equivalente.

Si en lugar de arenas finas, se sujetan a la prueba de consolidación unidimensional materiales de forma laminar como escamas de mica, por ejemplo, se observarán cambios de volumen mucho más acentuados; mezclando diversos porcentajes de arenas finas y escamas de mica se obtendrán compuestos de diferentes grados intermedios de compresibilidad. Las curvas de compresibilidad de estas mezclas son de características similares a las que se encuentran en laboratorio para arcillas y otros suelos finos. Esta alta compresibilidad de las mezclas mencionadas es debida, sobre todo, a la deformación conjunta de las partículas laminares.

Terzaghi fue el primero que señaló el hecho de que las partículas de compresibilidad de los materiales con contenido de partículas laminares suelen quedar reducidas a simples líneas rectas, cuando se les representa en papel semilogarítmico tal como vimos (tramos vírgenes de las curvas de compresibilidad); por lo anterior los tramos vírgenes de esas curvas en tal gráfica pueden representarse con la ecuación:

$$e = e_0 - C_c \log \left( \frac{P}{P_0} \right) \quad (1.1)$$

Donde:

$e$  = es la relación de vacíos

$P$  = es la presión

$e_0$  = es el valor de  $e$  para  $P = P_0$

Si  $P$  se mide en  $\text{kg/cm}^2$  es usual tomar  $P_0$  igual a  $1 \text{ kg/cm}^2$ . Las constantes  $e_0$  y  $C_c$  son fácilmente determinables del trazo semilogarítmico de la curva de compresibilidad. Así,  $e_0$  será igual a la  $e$  para  $P = 1 \text{ kg/cm}^2$  y  $C_c$  representa simplemente la diferencia de relación de vacíos entre los límites de un ciclo de la escala logarítmica, por ejemplo entre 1 y  $10 \text{ kg/cm}^2$ . El coeficiente  $C_c$  recibe el nombre de *Índice de Compresibilidad* (Juárez y Rico, 2005).

### Presiones en el Suelo

La presión total vertical  $\sigma$  (ó frecuentemente  $P$  en Mecánica de suelos) que se tiene en el suelo, a una cierta profundidad  $Z$ , debida al peso propio del material supuesto homogéneo, puede calcularse en la práctica como sigue:

$$\sigma = P = (\gamma_m Z) \quad (1.2)$$





La presión hidrostática,  $U_h$ , se calcula prácticamente en la forma:

$$U_h = (\gamma_w Z) \quad (1.3)$$

La presión efectiva vertical por peso propio, será en un caso en que el agua esté en condición puramente hidrostática ( $U = 0$  por lo tanto  $U_n = U_h$ ).

$$P'_0 = \sigma - U_h = (\gamma_m - \gamma_w) Z = (\gamma'_m Z) \quad (1.4)$$

Donde:

$P'_0$  = Presión efectiva vertical.

$\gamma'_m$  = Peso específico sumergido.

### Teoría de consolidación

Las hipótesis de consolidación son:

- El suelo se satura y tiene propiedades homogéneas;
- El flujo del agua en los poros es en dirección vertical;
- La compresibilidad de las partículas de suelo y del agua en los poros es despreciable en comparación a la compresibilidad de la estructura del suelo;
- La relación de esfuerzo-deformación es lineal en el incremento de carga;
- La proporción de la permeabilidad del suelo con la compresibilidad es constante en el incremento de carga; y
- La Ley de Darcy se aplica para el flujo a través de los medios porosos
- El Coeficiente de Compresibilidad  $C_v$  se mantiene constante. (ASTM D 2435-09, 2009).

EL COEFICIENTE DE COMPRESIBILIDAD, ( $a_v$ ), se define como la relación:

$$a_v = \frac{de}{dp} \quad (\text{cm}^2/\text{g}) \quad (1.5)$$

Que representa, la pendiente de la curva de compresibilidad, en escala natural, en el punto de que se trate. El valor de  $a_v$  depende de la presión actuante sobre el suelo y no es una constante del mismo. Físicamente, el coeficiente de compresibilidad mide la razón de variación de la relación de vacíos con la presión; un  $a_v$  alto caracteriza a un suelo muy compresible, mientras que uno bajo es propio de un suelo no susceptible de grandes cambios de volumen, cuando aumenta la presión.

Esta  $a_v$  se define como “tangente” en la curva de compresibilidad en escala natural, pero usualmente se toma como “secante” que es el promedio de todos los  $a_v$  (tangentes); el  $a_v$  “secante” es utilizado para el cálculo de asentamientos.

EL COEFICIENTE DE VARIACIÓN VOLUMÉTRICA,  $m_v$ , físicamente expresa la compresibilidad del suelo, relacionándola con su volumen inicial, puede escribirse como sigue:



$$m_v = \frac{a_v}{(1+e)} \quad (\text{cm}^2/\text{g}) \quad (1.6)$$

EL COEFICIENTE DE CONSOLIDACIÓN,  $C_v$ , se define como sigue:

$$C_v = \frac{k(1+e)}{(a_v \gamma_w)} = \frac{k}{m_v \gamma_w} \quad (\text{cm}^2/\text{g}) \quad (1.7)$$

EL FACTOR TIEMPO,  $T$ , se define como sigue:

$$T = \frac{C_v t}{H^2} = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \cdot \frac{t}{H^2} \quad (1.8)$$

El factor de tiempo es abstracto y adimensional.

Se define como GRADO DE CONSOLIDACIÓN ó PORCENTAJE DE CONSOLIDACIÓN ( $U$  %) del suelo a una profundidad  $z$  y a un instante  $t$  a la relación entre la consolidación que ya ha tenido lugar a esa profundidad y la consolidación total que ha de producirse bajo el incremento de carga impuesto. Se representa por  $U$  (%). A continuación mostramos la relación teórica que se tiene entre  $U$  (%) -  $T$  (Juárez y Rico, 2005):

Tabla 1.1 Relación  $U$  (%) -  $T$

$U$ (%)	$T$
0	0.000
10	0.008
15	0.018
20	0.031
25	0.049
30	0.071
35	0.096
40	0.126
45	0.159
50	0.197
55	0.238
60	0.287
65	0.342
70	0.405
75	0.477
80	0.565
85	0.684
90	0.848
95	1.127
100	$\infty$

### Determinación del 0% y del 100% de consolidación primaria en una curva de consolidación

En realidad, ningún suelo sigue exactamente la curva teórica y para comparar una curva observada con la teórica, debe, en primer lugar, definirse en qué punto de la curva de consolidación se supondrá el 0% y el 100% de consolidación, para ajustar la escala  $U$  (%)





con la de lecturas micrométricas.

Afortunadamente, la curva de consolidación para la primera mitad del proceso es prácticamente una parábola, por lo que puede determinarse un 0% "teórico" por la aplicación de una propiedad simple de tales curvas. Más difícil es la determinación del punto teóricamente correspondiente al 100% de consolidación primaria. De los varios métodos propuestos para ello, se menciona a continuación uno debido al Dr. A. Casagrande, que requiere el trazo de la curva de consolidación en forma semilogarítmica (fig. 1.6).

Empíricamente se ha observado (A. Casagrande) que un punto (A) obtenido como la intersección del tramo recto de compresión secundaria y de la tangente a la parte curva en su punto de intersección, representa tolerablemente la línea práctica divisoria entre la consolidación primaria y la secundaria, es decir, el 100% de consolidación primaria.

Hasta cierto punto, la definición anterior del 100% de consolidación es arbitraria debido a que el efecto secundario se presenta desde el principio de la prueba y no es posible fijar un punto específico en el cual el efecto primario termina y el secundario empieza.

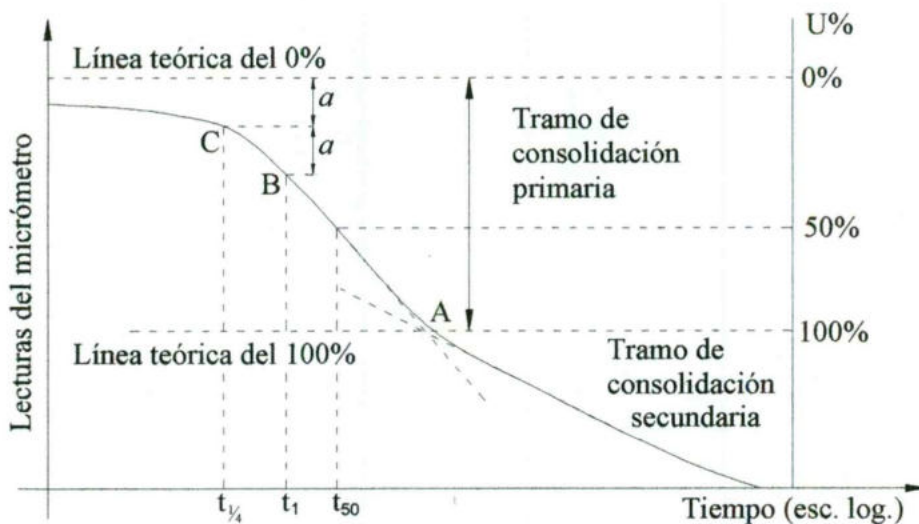


Fig. 1.6 Determinación del 0% y del 100% de consolidación primaria en una curva de consolidación (Juárez y Rico, 2005).

La línea del 0% de consolidación puede ahora encontrarse como sigue (fig. 1.6):

Escójase un tiempo arbitrario,  $t_1$ , tal que el punto correspondiente, B, en la curva observada esté situado antes del 50% de consolidación, de un modo notorio. Obténgase el punto C, correspondiente a un tiempo  $t_{1/4}$  y determínese la diferencia de ordenadas,  $a$ , de los dos puntos.

Puesto que entre esos dos puntos hay una relación de abscisas de 4 y puesto que se advierte que son puntos de una parábola, se dice que su relación de ordenadas ha de ser de



la raíz de 4 que es igual a 2. Es decir, el origen de la parábola estará a una distancia  $a$  arriba de  $C$ . Es aconsejable repetir esta construcción simple varias veces, partiendo de puntos diferentes y situar el 0% de consolidación a una elevación promedio de las obtenidas.

En la fig. 1.6 puede verse en la parte derecha la escala  $U$  (%) trazada a partir de los límites encontrados. El 50% se deduce de este trazo con su respectivo tiempo (Juárez y Rico, 2005).

### Carga de preconsolidación

Es la carga máxima que el suelo ha soportado en su historia geológica, antes de la ejecución de la prueba a que se le este sometiendo al obtener sus curvas de compresibilidad.

Según investigaciones se sigue que en una zona cercana al quiebre o transición de la curva de recompresión al tramo virgen, debe estar la máxima presión que el suelo ha soportado, antes del desarrollo de ese ciclo de carga. Sin embargo, la transición del tramo de recompresión al tramo virgen no es brusca, sino gradual y no se puede, a simple vista, determinar la presión con que el segundo tramo mencionado comienza. El Dr. A. Casagrande ha desarrollado un procedimiento empírico para la determinación de la carga de preconsolidación ( $P_c$ ), que ha demostrado ser de eficiencia suficiente para los fines prácticos (fig. 1.7).

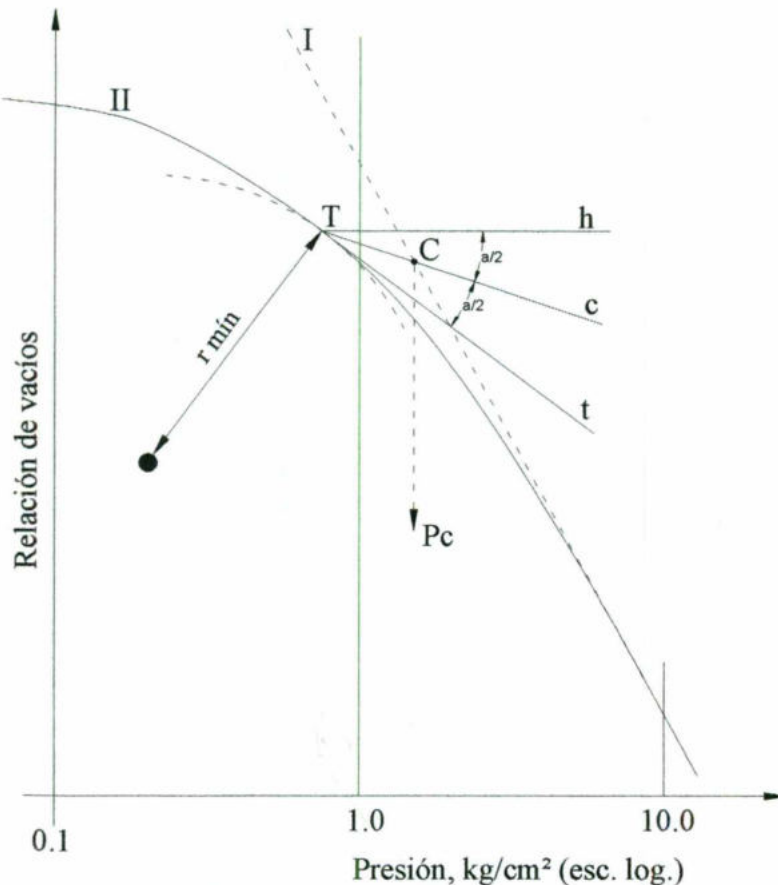


Fig. 1.7 Determinación de la carga de preconsolidación ( $P_c$ ) (Juárez y Rico, 2005).

Obtenida la curva de compresibilidad en una prueba de consolidación, determínese, en primer lugar, el punto de máxima curvatura T en la zona de transición entre el tramo de recompresión II y el tramo virgen I. Por T trácese una horizontal h y una tangente a la curva t. Determínese la bisectriz c del ángulo formado por las rectas h y t. Prolónguese el tramo virgen hacia arriba, hasta intersectar a la bisectriz. Ese punto de intersección C tiene como abscisa, aproximadamente, la carga de preconsolidación  $P_c$  del suelo (Juárez y Rico, 2005).

### **EQUIPO:**

- Consolidómetro.
  - Anillo de material no corrosivo
  - Recipiente base
  - Dispositivos de carga (pesas)
  - 2 discos porosos de material no corrosivo
  - Indicador de caratula
  - Marco de carga
- Torno de labrado.
- Regla metálica afilada.
- Herramientas para labrar (cuchillos, cúter, espátulas)
- Báscula con precisión de 0.01 g.
- Cronómetro.
- Flaneras
- Agua destilada
- Vernier
- Toallas de papel
- Cubierta de hule para el recipiente base
- Placas de vidrio
- Horno

### **PROCEDIMIENTO:**

#### ***Etapas significativas:***

1. Muestreo del Suelo.
2. Calibración del consolidómetro.
3. Preparación del espécimen de suelo.
4. Procedimiento de prueba.
5. Determinación del contenido de agua ( $w$ ).





### **Muestreo.**

Obtener las muestras inalteradas satisfactorias para las pruebas, que pueden ser recortados de muestras de bloques inalterados grandes y sellados obtenidos en campo, que serán conservados, manejados y transportados adecuadamente para evitar pérdidas de humedad.

El almacenamiento de muestras selladas debe ser tal que la humedad no se pierda durante el almacenamiento, es decir, ninguna evidencia de secado parcial de las muestras.

La calidad de los resultados de la prueba de consolidación disminuye grandemente con la perturbación de la muestra. Ningún procedimiento puede asegurar las muestras completamente inalteradas. Por consiguiente, la examinación cuidadosa de la muestra es esencial en la selección de especímenes para ensayar (ASTM D 2435—09, 2009).

### **Calibración.**

Las deformaciones verticales moderadas deben corregirse por la flexibilidad del aparato siempre que la corrección de la calibración determinada en el anillo metálico exceda en un 5% de la deformación moderada y en todas las pruebas dónde los discos de papel filtro se usen.

Ensamblar el consolidómetro con un disco de cobre o de acero aproximadamente de la misma altura que el espécimen de prueba de 1 mm más pequeño que el diámetro del anillo, en lugar de la muestra. Saturar los discos porosos. Si los papeles filtro se usan, ellos deben humedecerse el tiempo suficiente (un mínimo de 2 min.) permitido para que la humedad sea exprimida de ellos durante cada incremento del proceso de la calibración.

Cargar y descargar el consolidómetro como en la prueba y medir la deformación para cada carga aplicada. Cuando los papeles filtro se usan es indispensable que la calibración se realice siguiendo el horario exacto de carga y descarga que va a ser usado. Esto es debido a las características de deformación inelásticas del papel filtro. La recalibración para las pruebas sin papel filtro necesitan ser hechas sólo sobre una base anual, o después del reemplazo y reensamblaje de los componentes del aparato.

A cada carga aplicada, trazar o tabular las correcciones a aplicarse a la deformación medida del espécimen de la prueba.

El disco metálico también se deformará; sin embargo, la corrección debido a esta deformación será despreciable para todos los suelos menos para los suelos sumamente rígidos. Si es necesario, la compresión del disco de metal puede calcularse y aplicarse a las correcciones (ASTM D 2435—09, 2009).

### **Preparación del espécimen.**

Reducir en la práctica cualquier perturbación del suelo o cambios en la humedad y densidad durante la preparación del espécimen, evitando vibraciones, distorsiones, y compresiones.





Preparar los especímenes de prueba en un ambiente donde el cambio de humedad durante la preparación se minimice.

Ajustar el espécimen e insertarlo en el anillo de consolidación. Cuando los especímenes de suelo inalterado se colocan en tubos de muestra, el diámetro interior del tubo es 5 mm mayor que el diámetro interior del anillo de consolidación. Es recomendable que una plataforma giratoria de corte o un torno de labrado se usen para cortar el suelo con el diámetro apropiado. Cuando se use un torno de labrado, se hace un corte de perímetro completo, reduciendo el diámetro del espécimen al diámetro interior del el anillo de consolidación. Cuidadosamente inserte el espécimen en el anillo de consolidación, con un mínimo de fuerza. Repita hasta que el espécimen sobresalga en el fondo del anillo.

Los suelos fibrosos, como la turba, que son fácilmente dañados por recortarlos, pueden transferirse directamente del tubo de muestra al anillo, con tal de que el anillo tenga el mismo diámetro como el tubo de la muestra.

Determinar el peso húmedo inicial del espécimen,  $W_{mo}$ , en el anillo de consolidación midiendo el peso del anillo con el espécimen y substrayendo el peso de la tara del anillo.

Determinar la altura inicial,  $H_o$ , del espécimen tomando el promedio por lo menos de cuatro dimensiones uniformemente espaciados en la parte superior e inferior de la superficie del espécimen, utilizando un vernier u otro dispositivo de medición conveniente.

Calcular el volumen inicial,  $V_o$ , del espécimen.

Obtener dos o tres determinaciones del contenido de agua natural del suelo.

Cuando se necesiten las propiedades índice del suelo, guarde los recortes restantes de suelo tomados de alrededor del espécimen en un recipiente sellado para la determinación de dichas propiedades (ASTM D 2435—09, 2009).

### **Procedimiento de la prueba.**

- Hacer una descripción general de la muestra del suelo (estratificación).
- Calcular la presión vertical efectiva de la muestra "in situ".
- Medir con el vernier el diámetro y la altura del anillo y obtener su peso.
- Saturar los discos porosos.
- Labrar la pastilla cuidadosamente, de tal forma que la muestra tenga dos caras paralelas orientadas perpendicularmente a la dirección en que se van a aplicar los esfuerzos.
- Obtener dos testigos de humedad del suelo cortado.
- Colocar el anillo de consolidación sobre la muestra ya labrada.
- Detallar el labrado del suelo con la herramienta adecuada e ir hincando el anillo cuidadosamente para evitar deformaciones e ir ajustando el diámetro de la muestra al anillo. Coloque una placa de vidrio por encima de la muestra del suelo y presiónela hacia abajo levemente para introducir el suelo dentro del anillo, evitando tener pérdida de humedad en la muestra.





- Continuar el labrado hasta que la probeta sobresalga unos 3mm por el extremo superior del anillo.
- Remover el exceso de suelo en la parte superior de la muestra dejando la superficie que coincida con el borde del anillo de consolidación.
- Colocar la placa de vidrio en la parte superior de la probeta.
- Invertir el anillo y la probeta para enrasar el extremo inferior de la probeta.
- Pesar la probeta de suelo con el anillo incluyendo las palcas de vidrio.
- Extraer los discos porosos del agua destilada y secarlos superficialmente.
- Deslizar la placa y colocar las piedras porosas en los extremos.
- Levantar el cabezal de carga y colocar el anillo con la probeta de suelo dentro de la cazuela, luego centrar la probeta bajo el cabezal.
- Coloque el micrómetro de carátula en su soporte y verifique que el vástago esté centrado en el cabezal; luego oprima ligeramente el cabezal y observe la aguja del micrómetro para asegurar que la placa está bien colocada sobre la piedra.
- Colocar una cubierta de plástico (bolsa) sobre la cazuela, que la envuelva, para evitar la evaporación.
- Ajustar el micrómetro a una lectura positiva adecuada.
- Para suelos saturados blandos aplicar la carga de sitio, esperar a que las lecturas sean constantes; luego, empezar a colocar incrementos de carga, a partir de  $0.05\text{kgf/cm}^2$ , con incrementos de carga constantes en un 100%. En caso de suelos rígidos parcialmente saturados coloque la carga de sitio, espere a que las lecturas se hagan constantes; cuando suceda esto ponga el micrómetro en alguna lectura inicial positiva y comience a agregar agua (saturación del suelo), simultáneamente registre las lecturas del micrómetro en los tiempos de aproximadamente 0, 5, 10, 15, 30 s; 1, 2, 5, 10, 15, 30 minutos, 1, 2, 4, 8 y 24 h. Siga tomando lecturas hasta que estas se hagan constantes. Trace en papel semilogarítmico la curva de saturación Deformación (mm) – Tiempo (s). Una vez que se han alcanzado 3 lecturas sucesivas iguales proceda a aplicar las cargas en incrementos del 100%, partiendo de 0.5, 1, 2, 4, 8, y 16 kg; para cada carga se tendrán que tomar lecturas, como se hizo para la saturación, a los diferentes tiempos ya expuestos hasta que 3 o más lecturas sean constantes; después, se procede a colocar la siguiente carga incrementada, y así sucesivamente con las demás [el tiempo que cada carga puede requerir oscila entre 1-2 días].
- Trace para cada carga su correspondiente curva de consolidación. Se recomienda trazar la curva junto con la curva de lecturas para observar donde termina la consolidación primaria y donde está empezando la consolidación secundaria; además esto nos indica cuándo aplicar el siguiente incremento de carga. Cuando se termine de cargar (16 kg) procederemos a descargar en decrementos iguales a los incrementos de carga efectuados (16, 8, 4, 2, 1, 0.5 kg), para cada uno de ellos tomaremos lecturas en los tiempos especificados (0, 5, 10, 15, 30 s, 1, 2, 5, 10, 15, 30 minutos, 1, 2, 4, 8 y 24 h, etc.) hasta que las lecturas sean iguales. El tiempo que cada descarga puede requerir puede llegar a durar 1 día.
- Registre la última lectura al llegar a la carga de sitio.





- Proceda a construir la Curva de Compresibilidad con todos los datos. Determinar la Carga de preconsolidación.
- Utilizando una jeringa, vacíe el agua contenida en el recipiente (cazuela) del consolidómetro, registre la lectura final del consolidómetro.
- Quite el micrómetro, quite la carga de sitio y reúna todo el suelo adherido y desprendido de la muestra en algún recipiente; extraiga la probeta del anillo y colóquela en el mismo recipiente para determinar el contenido de agua final. Determine el peso seco de la probeta.

### **CÁLCULOS Y GRÁFICAS**

- Los cálculos se harán con ayuda de los formatos adjuntos previa la explicación de la teoría (generalidades de la práctica).
- Llevar a cabo la curva de expansión o de saturación del suelo.
- Llevar a cabo las curvas de consolidación para cada una de las cargas (Lecturas del micrómetro (mm) – Tiempo (s)).
- Realizar la curva de Compresibilidad e – Presiones del suelo.
- Determinar la Carga de Preconsolidación ( $P_c$ ).
- Para cada uno de los incrementos de carga calcule:
  - a) El coeficiente de compresibilidad
  - b) El coeficiente de consolidación al 50 % de consolidación.

### **POSIBLES ERRORES.**

- ❖ Alteración de la probeta.
- ❖ La probeta no llena completamente el anillo de consolidación.
- ❖ Secado de la probeta durante la preparación.
- ❖ Variaciones apreciables de la temperatura de la probeta durante la prueba.
- ❖ Rozamiento de las piedras porosas con el anillo de consolidación.
- ❖ Errores en las lecturas del micrómetro o de los tiempos. Estos pueden descubrirse usualmente y corregirse si las lecturas se dibujan tan pronto como son obtenidas.
- ❖ Medición incorrecta del contenido de agua al fin de la prueba.
- ❖ Acción galvánica en el consolidómetro.
- ❖ La baja o alta permeabilidad de las piedras porosas.





## REFERENCIAS:

**ASTM D 2435-09**

Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading  
Estados Unidos, 2009.

**Juárez Badillo y Rico Rodríguez.**

Mecánica de Suelos. Tomo 1. Fundamentos de Mecánica de Suelos.  
Editorial Limusa.  
México, D.F. 2005.









**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERÉTARO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**INGENIERÍA CIVIL**  
**LABORATORIO DE GEOTECNIA II**



**CONSOLIDACIÓN.**

**DATOS GENERALES.**

Obra: \_\_\_\_\_ Estado muestra: \_\_\_\_\_  
 Banco: \_\_\_\_\_ Identificación de lab.: \_\_\_\_\_  
 Muestra No.: \_\_\_\_\_ Pozo No.: \_\_\_\_\_ Prueba No.: \_\_\_\_\_ Aparato No.: \_\_\_\_\_  
 Prof.: \_\_\_\_\_ Fecha: \_\_\_\_\_ Realizó \_\_\_\_\_

**DATOS INICIALES**

♦ Anillo No.: \_\_\_\_\_ Wanillo \_\_\_\_\_ g. ♦ Wtara+probeta saturada+anillo: \_\_\_\_\_ g.  
 ♦ Wprobeta natural+anillo: \_\_\_\_\_ g. ♦ Wtara+probeta seca+anillo: \_\_\_\_\_ g.  
 ♦ Tara No.: \_\_\_\_\_ Wtara: \_\_\_\_\_ g. ♦ Esp. Inic.: \_\_\_\_\_ cm Diam.: \_\_\_\_\_ cm Área: \_\_\_\_\_ cm<sup>2</sup>

**DATOS GENERALES**

♦ L<sub>L</sub>= \_\_\_\_\_ % ♦ F<sub>w</sub>= \_\_\_\_\_ % ♦ I<sub>c</sub>= \_\_\_\_\_ %  
 ♦ L<sub>p</sub>= \_\_\_\_\_ % ♦ T<sub>w</sub>= \_\_\_\_\_ ♦ C<sub>R</sub>= \_\_\_\_\_ %  
 ♦ I<sub>p</sub>= \_\_\_\_\_ % ♦ LC= \_\_\_\_\_ % ♦ S<sub>s</sub>= \_\_\_\_\_

**ANTES DE LA CONSOLIDACIÓN**

♦ W<sub>m</sub>= \_\_\_\_\_ g ♦ V<sub>m</sub>= \_\_\_\_\_ cm<sup>3</sup> ♦ ω= \_\_\_\_\_ %  
 ♦ W<sub>s</sub>= \_\_\_\_\_ g ♦ V<sub>s</sub>= \_\_\_\_\_ cm<sup>3</sup> ♦ e= \_\_\_\_\_  
 ♦ W<sub>w</sub>= \_\_\_\_\_ g ♦ V<sub>v</sub>= \_\_\_\_\_ cm<sup>3</sup> ♦ G<sub>w</sub>= \_\_\_\_\_ %

**DESPUES DE LA CONSOLIDACIÓN**

♦ W<sub>m</sub>= \_\_\_\_\_ g ♦ E<sub>f</sub>= \_\_\_\_\_ cm ♦ ω = \_\_\_\_\_ %  
 ♦ W<sub>s</sub>= \_\_\_\_\_ g ♦ V<sub>m</sub>= \_\_\_\_\_ cm<sup>3</sup> ♦ e= \_\_\_\_\_  
 ♦ W<sub>w</sub>= \_\_\_\_\_ g ♦ V<sub>v</sub>= \_\_\_\_\_ cm<sup>3</sup> ♦ G<sub>w</sub>= \_\_\_\_\_ %

**CONTENIDO DE AGUA**

♦ W<sub>m</sub>+C= \_\_\_\_\_ g ♦ W<sub>m</sub>= \_\_\_\_\_ g  
 ♦ W<sub>s</sub>+C= \_\_\_\_\_ g ♦ W<sub>s</sub>= \_\_\_\_\_ g  
 ♦ W<sub>w</sub>= \_\_\_\_\_ g ♦ ω = \_\_\_\_\_ %

**Simbología.**

L<sub>L</sub>= Limite líquido. F<sub>w</sub>= Índice de fluidez. I<sub>c</sub>= Potencial de colapso  
 L<sub>p</sub>= Limite plástico. T<sub>w</sub>= Índice de tenacidad. C<sub>R</sub>= Compacidad relativa  
 I<sub>p</sub>= Índice plástico. LC = Limite de contracción. S<sub>s</sub>= Peso específico relativo de sólidos

W<sub>m</sub>= Peso total de la muestra. V<sub>m</sub>= Volumen total. ω = Contenido de agua. E<sub>f</sub>= Espesor final.  
 W<sub>s</sub>= Peso seco de la muestra. V<sub>s</sub>= Volumen de sólidos. e = Relación de vacíos C = Peso de la tara.  
 W<sub>w</sub>= Peso de agua de la muestra. V<sub>v</sub>= Volumen de vacíos. G<sub>w</sub>= Grado de saturación

**Observaciones** \_\_\_\_\_







**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERÉTARO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**INGENIERÍA CIVIL**  
**LABORATORIO DE GEOTECNIA II**



**REGISTRO DE CONSOLIDACIÓN.**

Obra: \_\_\_\_\_ Estado muestra: \_\_\_\_\_  
 Banco: \_\_\_\_\_ Identificación de lab.: \_\_\_\_\_  
 Muestra No.: \_\_\_\_\_ Pozo No.: \_\_\_\_\_ Prueba No.: \_\_\_\_\_ Aparato No.: \_\_\_\_\_  
 Prof.: \_\_\_\_\_ Fecha: \_\_\_\_\_ Realizó \_\_\_\_\_

Temp.	Presión Kg/cm <sup>2</sup>	Def. Lineal "δ" (mm)	Def. Unitaria (%)	Espesor Comprimido 2H mm	2H-2H <sub>0</sub> (mm)	$e = \frac{2H - 2H_0}{2H_0}$	Hm (cm)	Hm <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )	t <sub>50</sub> (s)	a <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> /s)	C <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> /s)	K <sub>m</sub> , 20° C 10 <sup>-4</sup> (cm/s)

$W_s = \text{_____ g}$   
 $S_s = \text{_____}$   
 $A_c = \text{_____ cm}^2$   
 $2H_0 = \frac{(W_s)(10)}{(S_s A_c) \gamma_w} = \text{_____ mm}$   
 $C_v = \frac{0.197 H m^2}{t_{50}} \text{ (cm}^2/\text{seg)}$   
 $a_v = \frac{\Delta e}{\Delta p} = \frac{e_2 - e_1}{p_2 - p_1} \text{ (cm}^2/\text{seg)}$   
 $K_m = \frac{a_v H m^2 \gamma_w}{5(1 + e)t_{50}} \text{ (cm/seg)}$   
 $2H_1 = \text{_____ mm}$

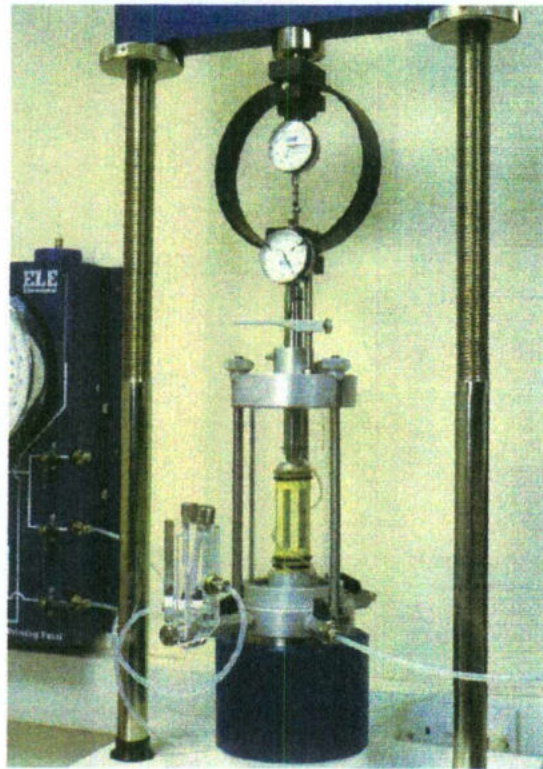
$W_s$  = Peso de sólidos.  
 $S_s$  = Peso específico relativo de sólidos.  
 $A_c$  = Área de la probeta.  
 $2H_0$  = Espesor de los sólidos.  
 $C_v$  = Coeficiente de consolidación.  
 $a_v$  = Coeficiente de compresibilidad.  
 $K_m$  = Coeficiente de permeabilidad.  
 $2H_1$  = Espesor inicial.

# UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERÉTARO

## FACULTAD DE INGENIERÍA

### INGENIERÍA CIVIL

#### LABORATORIO DE GEOTECNIA II



## PRÁCTICA No. 2 “PRUEBA DE COMPRESIÓN TRIAXIAL”



## **OBJETIVO:**

- Determinar la resistencia al esfuerzo cortante, obtener la línea de falla, determinar el ángulo de fricción y la “cohesión” del suelo, estas características se logran aplicando presiones laterales y axiales a un espécimen cilíndrico. La presión lateral se transmite por medio de un fluido confinante y el espécimen se aísla del fluido por medio de una membrana impermeable.

## **GENERALIDADES:**

Son las pruebas que más se utilizan en la actualidad para determinar las características de esfuerzo-deformación y resistencia al corte de los suelos. Teóricamente se podrían variar las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre el espécimen de suelo.

Los especímenes son usualmente cilíndricos y están sujetos a presiones laterales de un líquido, generalmente agua, del cual se protegen con una membrana impermeable. Para lograr el debido confinamiento la muestra se coloca en el interior de una cámara triaxial de lucita con bases herméticas.

En las bases de la muestra se colocan piedras porosas cuya comunicación con una bureta exterior puede establecerse a voluntad con segmentos de tubo plástico. El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara.

La presión que se ejerce con el agua que llena la cámara es hidrostática y produce, por lo tanto, esfuerzos principales sobre el espécimen, iguales en todas las direcciones, tanto lateral como axialmente. En las bases del espécimen actuara, además de la presión del agua, el efecto transmitido por el vástago de la cámara desde el exterior.

Las pruebas triaxiales pueden considerarse constituidas por dos etapas. La primera es aquella en que se aplica a la muestra la presión de cámara; durante esta puede o no permitirse el drenaje de la muestra. En la segunda, la muestra se sujeta a esfuerzos cortantes sometiéndola a esfuerzos principales que ya no son iguales entre sí; esto requiere variar la presión que comunica al vástago; esta segunda etapa puede ser o no drenada.

En realidad, la alternativa de drenaje abierto en la segunda etapa solo se presenta si la primera etapa de la prueba fue drenada, pues no tiene mucho sentido permitir el drenaje en la segunda etapa, después de no hacerlo en la primera etapa.

Las tipos de prueba triaxial que se realizan en los laboratorios de Mecánica de suelos son:

1.- **Prueba no consolidada – no drenada.** Llamada también prueba rápida (comúnmente se le conoce con las abreviaturas “R”, “UU” ó “QQ”).

Esta prueba se realiza con válvula de drenaje cerrada en ambas fases de la prueba. En esta prueba no se permite en ninguna etapa la consolidación de la muestra porque la válvula de comunicación entre el espécimen y la bureta permanecen siempre cerrados



impidiendo el drenaje. Teniendo el drenaje cerrado, primero se le aplica al espécimen una presión hidrostática y de inmediato se hace fallar al suelo con una aplicación rápida de carga axial. La válvula B de la fig. 2.1 permanece cerrada durante todo el ensayo.

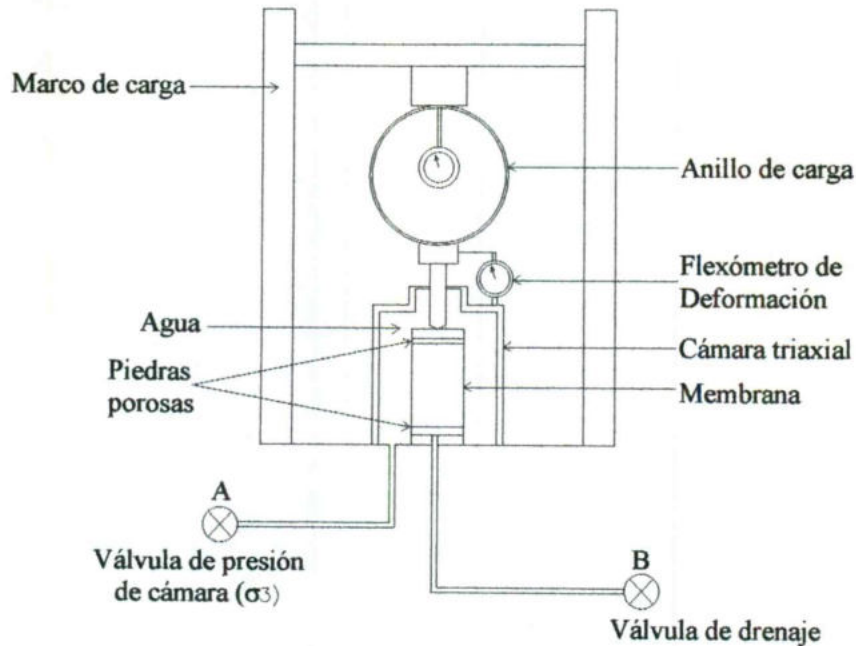


Fig. 2.1.- Cámara triaxial.

Se construyen tres círculos de Mohr con diferentes valores del esfuerzo principal menor, siempre procurando que en cada ensayo se duplique la presión de cámara inmediatamente anterior, con estos tres círculos se traza la envolvente de falla Mohr-Coulomb.

El proceso de ensayo es muy simple: en primer lugar se aplica la presión de cámara con las válvulas cerradas y rápidamente se aplica la carga axial.

La desventaja de este tipo de triaxial es que no se pueden determinar los esfuerzos efectivos ya que al hacerse rápidamente y no permitirse el drenaje, el incremento de esfuerzo es tomado por el agua. El diagrama de Mohr representativo de éste ensayo se muestra en la fig. 2.2.



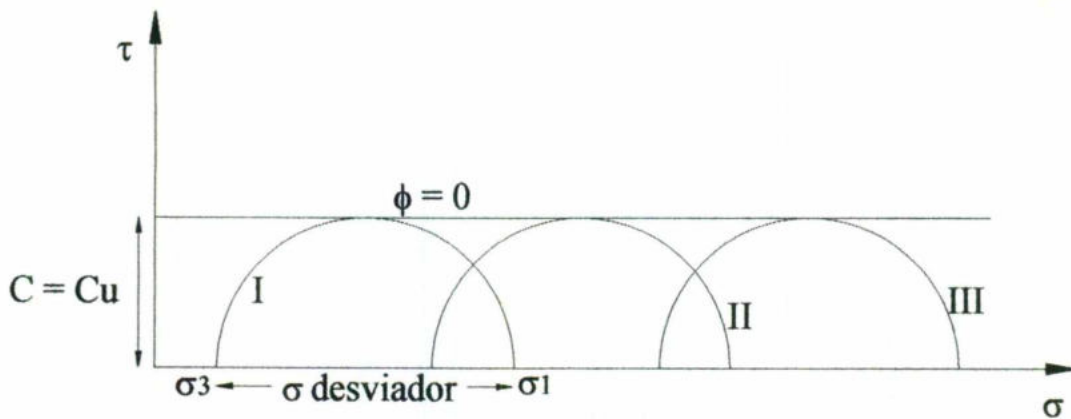


Fig. 2.2 Representación Teórica de un ensayo UU.

2.- **Prueba consolidada – no drenada**, se le conoce también como prueba rápida-consolidada o prueba “RC” posiblemente conocida con las abreviaturas “CU”, “CQ”, además de la anterior.

Aquí hay drenaje solo durante la presión confinante. El cargado no comienza hasta que cese el drenaje (la válvula se cierra), o sea que el espécimen se va a consolidar primeramente bajo la presión confinante, como en la primera etapa de la prueba lenta; así el esfuerzo llega a ser efectivo actuando sobre la fase sólida del suelo. Enseguida, la muestra es llevada a la falla por un rápido incremento de carga axial, de tal forma que no se permitirá ningún cambio de volumen. En esta prueba no se permite ninguna consolidación adicional durante el periodo de falla, esto se logra cerrando la válvula B de la fig. 2.1.

En la 2ª etapa de la prueba podría pensarse que todo el esfuerzo desviador fuera tomado por el agua de los vacíos del suelo en forma de una presión neutral; ello no ocurre así y se sabe que parte de esa presión axial es fundamentada por la fase sólida del suelo, sin que, hasta la fecha se hayan dilucidado por completo ni la distribución de esfuerzos ni las razones que lo gobiernan.

El diagrama de círculos de Mohr que representa a la prueba CU se muestra en la fig. 2.3.

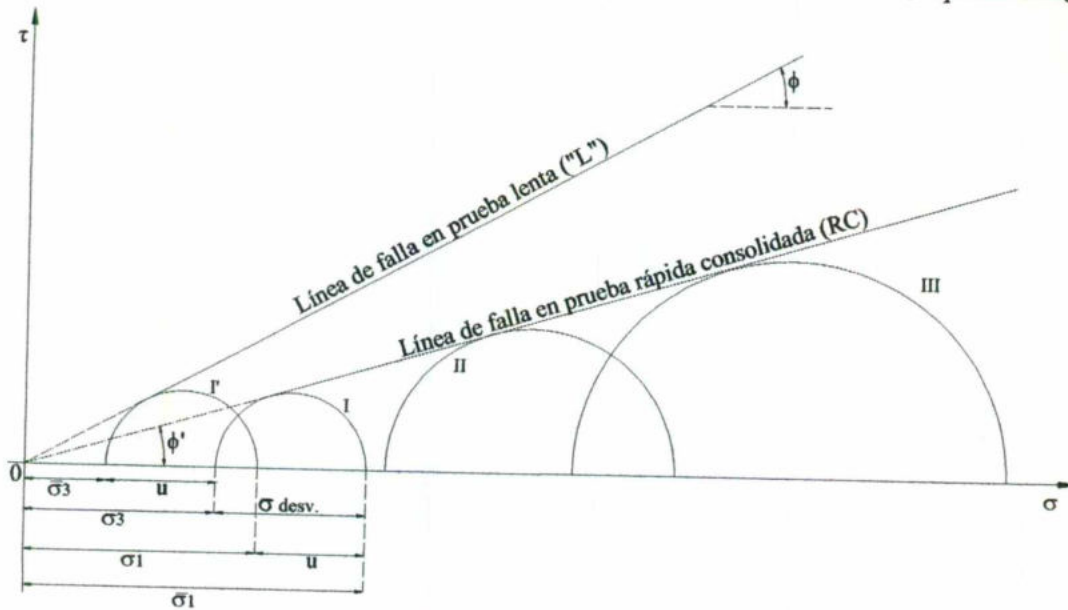


Fig. 2.3 Representación teórica del ensayo triaxial CU.

3.- **Prueba drenada – consolidada.** Es también llamada prueba lenta o prueba “S” (se abrevia también como “CD”, “CS” o “L”).

La característica fundamental de la prueba es que los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos. En primer lugar el suelo se somete a una presión confinante, con la válvula B abierta y se deja transcurrir el tiempo necesario para que haya una completa consolidación bajo la presión actuante.

A continuación la muestra es llevada a la falla aplicando la carga axial en pequeños incrementos, cada uno de los cuales se mantiene el tiempo necesario para disipar la presión de poros y permitir la consolidación.

La representación gráfica teórica del ensayo CD se muestra en la figura 2.4.



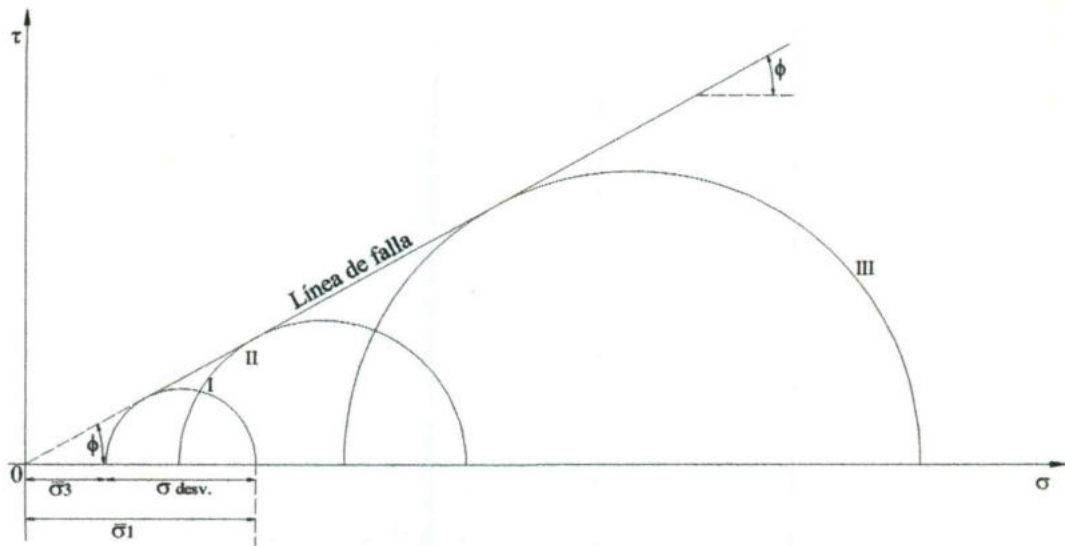


Fig. 2.4. Representación gráfica del ensaye CD.

4.- Prueba de compresión axial simple, este ensaye no se considera como triaxial pero sin embargo tiene un cierto parecido con la prueba rápida; aquí, los esfuerzos confinantes al principio de la prueba son nulos, pero existe inseguridad en los esfuerzos efectivos del suelo.

Este ensayo se realiza sobre muestras inalteradas de suelo, de forma cilíndrica con un diámetro que varía desde 3.6 a 7.6 cm y con una relación de altura/diámetro de 2.2 a 3. Las muestras normalmente son muestras tomadas con tubos de pared delgada (Shelby).

Ventajas del ensayo triaxial:

- Tiene medios para controlar la presión de confinamiento
- Control de la presión de poros.
- Cuando la cámara se modifica apropiadamente es posible simular condiciones iniciales isotrópicas o anisotrópicas.

Hoy las pruebas triaxiales pueden clasificarse en dos grandes grupos:  
Pruebas de compresión y de extensión.

Las de compresión son aquellas en las que la dimensión original axial del espécimen disminuye y las de extensión, aquellas en las que dicha dimensión se hace aumentar durante la prueba

El estado de esfuerzos de una muestra sometida a una prueba triaxial se puede analizar usando la Teoría de Mohr-Coulomb.

### Etapas de una prueba triaxial.

1ª Etapa: Se inicia con la aplicación de la presión de cámara, esta fase puede ser drenada y no drenada, lo que influirá si es consolidado o no.



2ª Etapa: Carga. La muestra se somete a esfuerzos cortantes induciendo esfuerzos principales diferentes entre sí hasta llegar a la falla. Esta etapa también puede ser drenada o no drenada, aunque este proceso tiene sentido si se drena en la primera etapa (Juárez y Rico, 2005).

1.- Para cualesquier suelo que drene (puede ser “cohesivo” o con baja “cohesión”). Los parámetros pueden ser obtenidos por cualesquier prueba anteriormente descrita.

2.- Para cualesquier suelo “cohesivo” saturado los resultados podrán depender de cada una de las pruebas para parámetros con rangos:

$$\phi = 0 \text{ y } C = \text{Valor}$$

Prueba no-drenada o UU

$$\phi = \text{Valor y } C = 0$$

Prueba consolidada-drenada o CD

Los resultados de cualesquiera otro tipo de suelo, dependerá si el ensaye esta normalmente consolidado, sobre consolidado o remoldeado. Para cada prueba se deberá indicar estos factores así como el tipo de prueba usada para obtener estos resultados.

3.- Para cualquier partícula de suelo “cohesivo”, los resultados dependerán del grado de saturación “Gw” y del tipo de prueba que se realiza. Los resultados de la prueba-no drenada dependerán íntimamente de los factores anteriores.

La prueba triaxial producirá los datos necesarios para la construcción del diagrama de esfuerzo de Mohr. Con la cámara de presión obtener  $\sigma_3$  con su correspondiente esfuerzo principal mayor para la falla, después se construyen dos o tres diagramas de círculo de Mohr usando los valores de presión aplicados (para ensayos con la misma densidad y contenido de agua); luego compensarlos con una tangente aproximada (ó de esfuerzos envolventes). La inclinación de dicha tangente es tomado como el ángulo de fricción interna del suelo,  $\phi$ , y la intersección de esta línea envolvente con el eje “Y” es la cohesión (C) de la ecuación de Coulomb:

$$\tau = C + \sigma_n \tan \phi.$$

$\tau$  = Esfuerzo cortante.

$c$  = Cohesión del suelo.

$\sigma_n$  = Esfuerzo normal aplicado.

$\phi$  = ángulo de fricción del suelo.

Para suelo de baja “cohesión” este valor es muy bajo, o solo que el suelo húmedo tenga una superficie de retención considerable. Esta intersección con el eje “Y” es conocida comúnmente como “cohesión” aparente.

Para una prueba simple de baja “cohesión” del suelo ( $C = 0$ ), el ángulo de fricción interna puede ser expresado por la geometría del círculo de Mohr como:





$$\text{Sen}\phi = (\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 + \sigma_3)$$

Para saber el valor del esfuerzo principal mayor  $\sigma_1$ , es necesario conocer la presión confinante que se le aplica a la muestras en los ejes ortogonales tanto en los extremos como en las paredes.

Posteriormente en la segunda etapa, la muestra se llevará a la falla por medio de incrementos de carga axial.

El esfuerzo total axial de falla podrá ser entonces designado como:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \frac{P}{A'}$$

Donde  $A'$  es el área corregida del espécimen tomada como:

$$A' = \frac{A_0}{(1 - \varepsilon)}$$

$A_0$  = Área inicial.

$\varepsilon$  = Deformación.

La carga del espécimen se transmite cuidadosamente por una esfera dentro de la cámara, la cual es accionada por un vástago libre de fricción. El valor de  $P/A'$  de la ecuación anterior es denominado esfuerzo desviador.

El máximo valor de esfuerzo (ó el valor del esfuerzo que ocurra al 20% de deformación), es tomado de la gráfica esfuerzo-deformación como el esfuerzo desviador máximo para la elaboración del círculo.

Pueden observarse cambios de volumen bajo las diferentes cargas desviadoras que se aplican. Si no hay cambio de volumen, podrá ocurrir después una consolidación completa en el ensaye después de la aplicación de cargas. Las membranas se emplean para confinar el espécimen. La relación de dichos especímenes (longitud/diámetro) debe ser:  $2 \leq L/d \leq 3$ . Al igual que en la prueba de compresión axial simple.

El porcentaje de deformación toma valores entre 0.0508 y 1.27 mm/min.; excepto para las pruebas drenadas-consolidadas, en donde es necesario emplear un por ciento de deformación del orden de  $254^{-4}$  mm/min. ó menos, dependiendo del tipo de ensaye y del tamaño de las partículas.

### **EQUIPO:**

- Micrómetro.
- Cronómetro.
- Báscula analítica (precisión 0.001g.).
- Agua destilada y desaerada.
- Cámara de compresión triaxial.



- Membrana de hule (látex).
- Vernier.
- Torno de labrado.
- Herramientas de labrado (cuchillos, cúter, espátulas).
- Flaneras.
- Compresor.
- Horno.
- Mangueras de plástico reforzado.

## **PROCEDIMIENTO**

De la muestra inalterada, labre tres especímenes cilíndricos.

NOTA: estas probetas pueden estar en estado remoldeado cuando son realizadas por amasado en moldes de dimensiones semejantes a la de un cilindro.

**Este procedimiento contempla la realización de un ensaye triaxial no consolidado y no drenado o sea la prueba rápida (UU).**

1.- Obtener tres probetas labradas de aproximadamente las mismas dimensiones (respetando la relación de longitud/diámetro especificada), con el objeto de aplicar a cada una de ellas un esfuerzo principal menor ( $\sigma_3$ ) distinto y controlado por medio de un compresor de aire. Utilizando el vernier, obtener varios perímetros tanto en las bases como en el centro del cilindro para posteriormente obtener el diámetro promedio.

$$D_{prom} = (1D_{sup} + 2D_{medio} + 1D_{inf}) / 4$$

Calcular el Área Inicial ( $A_0$ ). También se obtendrán por lo menos cuatro medidas de altura para cada muestra con 90° de separación para obtener la longitud inicial promedio, con aproximación de 0.1 cm. Pesar la probeta.

2.- Colocar la muestra en la cámara, note que en la parte inferior de la muestra se encuentra un cilindro (base) que junto con el cabezal superior sirven para transmitir el esfuerzo desviador a la probeta y es en los extremos donde se asegura la membrana impermeable; por lo que se deberá amarrar bien con ligas o bandas de hule de tal manera que quede lisa y estrecha.

En caso de que se quiera efectuar una prueba drenada, se puede ajustar un espacio para colocar unas piedras porosas en los extremos; puede llevar también un papel filtro para facilitar la absorción. Antes de cerrar la cámara herméticamente asegúrese de una perfecta nivelación de las placas y de la probeta.

3.- Colocar la cámara en una máquina de compresión centrando perfectamente el vástago bajo el marco de carga; debe tener cuidado de que al colocarlo solo haga un leve contacto.

4.- Colocar en cero el micrómetro que marcará las cargas aplicadas, el cual se debe colocar en la parte superior de la celda haciendo leve contacto; luego calibrarlo en cero manualmente.





5.- Proceder al llenado de la cámara de flujo, no sin antes asegurarse de que se procede con limpieza y de que el llenado sea hermético; al comenzar a llenarse la cámara por la parte inferior de la probeta, abrir la válvula que se encuentra en la parte inferior de la probeta y abrir una válvula que se encuentra en la parte superior de la cámara con el objeto de desalojar todo el aire atrapado.

6.- Para cada uno de los tres especímenes se deberá de aplicar un esfuerzo principal menor distinto; para ello se deberá mantener una presión constante (ya sea 0.5, 1.0, 2.0, kg/cm<sup>2</sup>, etc.), con un compresor de aire. Moderadamente, para que la presión confinante dentro de la celda sea más constante se le puede agregar al agua un poco de aditivo anticorrosivo o bien glicerina, con el objeto de hacer al líquido mas viscoso.

7.- La deformación puede llevarse a cabo en una máquina de compresión que permita aplicar al espécimen una velocidad de deformación constante, en esta práctica será Vel = 1 mm/min.

8.- Para hacer un proceso más exacto, se puede ir tomando lecturas de carga-deformación a periodos de 0.0508 cm. de deformación (o sea veinte divisiones en el micrómetro de 0.0254 cm.), hasta llegar a la deformación correspondiente a la máxima carga.

Todos estos puntos serán suficientes para definir la curva de esfuerzo-deformación y su punto máximo.

Cerrar el regulador de presión, abrir las válvulas y preparar lo mismo para el espécimen siguiente, pero ahora con un esfuerzo principal menor distinto; para ello se deberá de ajustar el compresor de aire.

9.- Obtener un testigo de humedad del suelo ensayado.

## CÁLCULOS

- Hacer una curva del esfuerzo desviador (en las ordenadas) contra la deformación unitaria (en las abscisas) y obtener el esfuerzo en el punto máximo, a menos que el esfuerzo igual a 20% de la deformación ocurra primero. Dibujar las tres pruebas en la misma gráfica e identificar las curvas para los valores correspondientes de la presión confinante. Además indicar que tipo de falla tienen.
- Determinar la envolvente de esfuerzos con la correspondiente C y el ángulo de fricción interna.
- Calcular los esfuerzos principales.

## ERRORES QUE AFECTAN A LAS PRUEBAS TRIAXIALES.

1. Falta de permeabilidad o buen sellado de la membrana.
2. Fricción del vástago.
3. Excentricidad de la carga aplicada.
4. Errores personales (mala lectura, mediciones, etc.).



## REFERENCIAS:

**ASTM D 2850-09 (2009).**

Standard Test Methods for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils

Estados Unidos, 2009.

**Juárez Badillo y Rico Rodríguez.**

Mecánica de Suelos. Tomo 1. Fundamentos de Mecánica de Suelos.

Editorial Limusa.

México, D.F. 2005.







# **UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERÉTARO**

## **FACULTAD DE INGENIERÍA**

### **INGENIERÍA CIVIL**

#### **LABORATORIO DE GEOTECNIA II**



### **PRÁCTICA No. 3**

## **“PESO VOLUMÉTRICO SECO EN EL LUGAR”**



## **OBJETIVO:**

- Determinar los pesos volumétricos húmedo y seco de un suelo “fino”; ya sea en un estado natural o compactado artificialmente utilizando el procedimiento del cono de arena.

## **GENERALIDADES:**

Este método de prueba es usado para determinar la densidad en el lugar de los suelos compactados durante la construcción de terraplenes, carreteras, etc. A menudo es utilizado como base de aprobación para suelos compactados de una densidad específica o porcentaje de una determinada densidad máxima para un método de prueba.

Este método puede ser usado para determinar la densidad en el lugar de depósitos de suelo natural, agregados, suelos mixtos u otros materiales similares.

El uso de este método está limitado generalmente a suelos en condiciones no saturadas. Este método no es recomendado para suelos que son suaves o blandos (fácilmente derrumbables) o en condiciones de humedad en las que el agua se filtre dentro del agujero excavado a mano. La exactitud de la prueba puede ser afectada por suelos de fácil deformabilidad o que pueden experimentar un cambio de volumen en la excavación del agujero por vibración, o por caminar o estar parado cerca de éste cuando se está realizando la prueba (ASTM D 1556-09, 2009).

El objeto de esta prueba es determinar el grado de compactación alcanzado en el terraplén con el equipo y procedimientos dados; con estas determinaciones obtenemos el peso específico seco del terraplén y se compara con aquel del mismo material ensayado en el laboratorio con el procedimiento Proctor (prueba de compactación). El Grado de Compactación ( $G_c$ ) de un suelo se expresa como la relación de los dos pesos específicos secos, de campo y de laboratorio, respectivamente.

$$G_c(\%) = \frac{\gamma_d \text{ campo}}{\gamma_d \text{ máx laboratorio}} \quad (3.1)$$

La prueba consiste en excavar una cala (pozo) en el terraplén para obtener el peso de los sólidos secos contenidos en ella; determinándose al mismo tiempo la humedad del material.

El peso volumétrico seco ( $\gamma_d$ ) se calcula dividiendo el peso de los sólidos secos contenidos en la cala entre el volumen de la misma:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{W_m} \quad \text{o} \quad \gamma_d = \frac{\gamma_m}{1+w} \quad (3.2)$$

Para determinar el volumen del pozo, la S.R.H. (Secretaría de Recursos Hidráulicos) usa dos procedimientos:

- a) El del cono con arena.



- b) Utilizando agua y bolsas.

Para llevar a cabo el procedimiento del cono con arena, es necesario realizar la calibración de ésta previamente; dicha calibración consiste en determinar el peso específico seco de la arena en el laboratorio (López, 2008).

### **EQUIPO:**

1. Arena estándar de Ottawa (que pasa la malla No. 20 y se retiene en la No. 30) o bien cualquier arena uniforme de granos redondeados.
2. Dispositivo para determinación de volúmenes con el procedimiento del cono de arena con tapa roscada.
3. Recipiente con capacidad aproximada de 4 litros, al que se adapte el cono de arena.
4. Placa base perforada para emplear con el cono de arena.
5. Envases metálicos de 4 lt de capacidad con tapas herméticas (envase del tipo usado para pinturas).
6. Balanzas con capacidad mínima de 10 kg. y precisión mínima de 5g.
7. Horno de secado.
8. Desecador.
9. Varios: papel de envoltura grueso (aproximadamente de 80x80 cm.), regla metálica para enrasar la superficie del suelo, cincel, cuchillo, espátula de cuchillo, bolsas.

### **PROCEDIMIENTO.**

#### **Etapa 1.- Determinación del peso de la arena que llena el cono y la perforación de la base.**

1. Séquese al horno aproximadamente 8 kg. de arena para su calibración.
2. Llénese el recipiente metálico con la arena secada al horno; luego pésese con precisión mínima de 5 g (ver fig. 3.1).
3. Atorníllese el cono al recipiente.
4. Colóquese el pedazo de papel de envoltura, aproximadamente 80 cm. de lado, sobre una superficie plana; luego póngase la placa base del dispositivo de cono en el centro de la hoja de papel.
5. Inviértase el recipiente y el cono adosado a él; y se coloca el cono en el espacio previsto en la placa base.
6. Ábrase la válvula del cono y permítase a la arena llenar el agujero en la placa del recipiente y el cono.
7. Una vez lleno el agujero y el cono, ciérrase la válvula e inviertase la posición del recipiente y el cono.
8. Desatorníllese el cono del recipiente, pésese el recipiente y la arena que aún contenga.
9. Calcúlese el peso de arena utilizada para llenar el cono y el agujero de la placa-base.





10. Repítanse los pasos 2 a 9 las veces que sean necesarias para verificar el primer valor obtenido.

### **Etapa 2.- Calibración de la arena.**

1. Llénese el recipiente de 4 lt. de arena secada al horno y pésese con precisión mínima de 5 g; luego se atornilla el cono en la boca del recipiente.
2. Coloque la placa-base sobre un molde metálico de calibración que contenga aproximadamente el mismo tamaño y forma de cavidad que se va a excavar en campo para la determinación del peso volumétrico (aproximadamente 13 cm. de diámetro y 13 cm. de profundidad).
3. Inviértase el recipiente con el cono y permítase que la arena llené el molde de calibración, el agujero en la placa-base y el cono.
4. Ciérrase la válvula e inviertase la posición del recipiente y el cono.
5. Desatornillese el cono del recipiente, luego pésese el recipiente y la arena que aún contenga.
6. Calcúlese el peso de la arena requerido para llenar el molde de calibración, y el volumen del molde.
7. Calcúlese el peso específico seco de la arena, tal como se colocó en el molde de calibración.
8. Repítanse los pasos 1 a 7 el número de veces necesario para verificar que la arena puede ser colocada con el mismo peso volumétrico seco en calibraciones sucesivas.

*Nota: Debe observar que al insertar el cono en el recipiente estamos estableciendo una altura de caída; esta debe conservarse en caso de que el peso específico seco se calcule de otra manera (por ejemplo cuando no tenemos estos dispositivos).*

### **Etapa 3.- Determinación del peso volumétrico seco en el campo.**

1. Llene el recipiente de 4 lt. de capacidad con arena secada al horno y pese ambos con precisión mínima de 5 g; atornillese la cubierta del recipiente para proteger el contenido mientras se transporta al campo.
2. Enrase a nivel la superficie del suelo en el sitio donde se va a ser la determinación del peso volumétrico. (Nota: deberá cuidarse de remover la capa superficial del suelo, cuyo peso volumétrico no es representativo del obtenido con el procedimiento de compactación más suelto o más compacto; por ejemplo si se emplea rodillo pata de cabra).
3. Coloque la placa-base sobre la superficie del suelo nivelada y enrasada.
4. Excave el suelo a través del agujero en la placa-base. La cavidad que se excave deberá tener aproximadamente las mismas dimensiones que el molde utilizado para calibrar la arena.
5. Recoja todo el suelo excavado en un envase metálico con cubierta hermética o en bolsas de plástico con identificación.



6. Después de que la cavidad ha sido excavada y todo el material suelto removido y colocado en el envase metálico (o bolsa), desatornille la cubierta del recipiente con la arena calibrada y atornille en su lugar el cono. Invierta el recipiente y el cono adosado a él y coloque el cono en la escotadura de la placa-base.
7. Se abre la válvula del cono y permita a la arena llenar la cavidad en el suelo, el agujero en la placa-base y el cono.
8. Cierre la válvula e inviertanse el recipiente y el cono; luego recoja la arena utilizada en el orificio para tamizarla.
9. Quite el cono del recipiente y reemplácese por la tapa roscada.
10. Posteriormente en el laboratorio desatornillese la tapa del recipiente y pésese dicho recipiente con la arena que aún contenga.
11. Calcule el peso de la arena calibrada que se utilizo para llenar la cavidad excavada.
12. Pese el suelo excavado y obtenga un testigo de humedad de éste.
13. Calcule los pesos volumétricos unitarios húmedo y seco del material excavado.

### **POSIBLES ERRORES.**

- Diferencias entre el peso volumétrico seco de la arena calibrada al hacer la calibración y al determinar el volumen de la cavidad debidas al “abultamiento” (bulking: variaciones en el método de colocación que pueden ser apreciables si la arena no es uniforme y bien redondeada).
- Superficie del terraplén no nivelada y enrasada adecuadamente antes de empezar la prueba.
- El interior de la cavidad es demasiado irregular (por ejemplo debido a piedras removidas de los lados de la cavidad) de forma que la arena calibrada no penetra en estos espacios completamente.
- Pérdida o secado del material excavado entre la excavación de la cavidad y el peso en el laboratorio.

### **CÁLCULOS:**

- Calcular el peso específico de la arena; previamente realizar su calibración.
- Calcule el peso húmedo y seco del suelo de la cala.

### **APLICACIÓN**

- Verificar el grado de compactación en los terraplenes, pavimentos, etc.





## REFERENCIAS:

**ASTM D 1556-09**

Standard Test Methods for Density and Unit Weight of Soil in Place by Sand-Cone Method

Estados Unidos, 2009.

**López Lara Teresa Dra.**

Manual de Laboratorio de Mecánica de Suelos II, Fac. de Ing.  
Universidad Autónoma de Querétaro, 2008.





**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERÉTARO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**INGENIERÍA CIVIL**  
**LABORATORIO DE GEOTECNIA II**



**PRUEBA DE PESO VOLUMÉTRICO SECO EN EL LUGAR.**

Obra: \_\_\_\_\_ Estado muestra: \_\_\_\_\_  
 Banco: \_\_\_\_\_ Identificación de lab.: \_\_\_\_\_  
 Muestra No.: \_\_\_\_\_ Pozo No.: \_\_\_\_\_ Prueba No.: \_\_\_\_\_ Aparato No.: \_\_\_\_\_  
 Prof.: \_\_\_\_\_ Fecha: \_\_\_\_\_ Realizó \_\_\_\_\_

Calibración de arena

\*Peso de la arena que ocupa el cono y la perforación de la placa base

Wi (kg)	Wf (kg)	Wc (kg)	Humedad
			Flanera No. _____ Wf + Wm.: _____ g      Peso inicial de la probeta _____ g.
			Peso de flanera Wf.: _____ g.      Peso vol. de la muestra ( $\gamma_m$ ) _____ g/cm <sup>3</sup>
			Wf + Ws.: _____ g.      Volumen inicial de la probeta _____ cm <sup>3</sup> W.: _____ %
			Peso vol. seco de la muestra ( $\gamma_d$ ) _____ g/cm <sup>3</sup>
Wc <sub>prom</sub> =			

\*Peso de la arena que ocupa el Molde de Calibración (Wm) y por consiguiente su peso volumétrico.

Wi (kg)	Wf (kg)	Wc (kg)	Wm (kg)	$\gamma_m$ (kg/m <sup>3</sup> )	Volumen del molde, cm <sup>3</sup>				
						Diámetro (cm)	Área (cm <sup>2</sup> )	Altura (cm)	Volumen (cm <sup>3</sup> )
					1				
					2				
					3				
Promedios =					$\gamma_{m_{prom}}$	Vol. Prom =			
					$= \gamma_d = \frac{\gamma_m}{1 + w}$				

Humedad Arena			
Wm (g)	Ws (g)	Ww (g)	W (%)
W <sub>prom</sub> =			

\*Peso volumétrico del suelo excavado ( $\gamma_m$  y  $\gamma_d$ ) en la cala.

Wi (kg)	Wf (kg)	Wcono (kg)	Wcala (kg)	Vol. cala (m <sup>3</sup> )	Wmat (kg)	$\gamma_m$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ prom (kg/m <sup>3</sup> )
W <sub>m prom</sub> =							

Humedad material excavado			
Wm (g)	Ws (g)	Ww (g)	W (%)
W <sub>prom</sub> =			

Wcala = Peso de arena que ocupa la cala.      Wc prom = Peso promedio de la arena que ocupa el cono.  
 Wmat. = Peso del material recabado de la cala.  
 Wi = Peso inicial de la arena contenida en el recipiente.  
 Wf = Peso final de la arena contenida en el recipiente.  
 Wc = Peso de la arena que ocupa el cono.



**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERÉTARO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**INGENIERÍA CIVIL**

**LABORATORIO DE GEOTECNIA II**



**PRÁCTICA No. 4**  
**“PRUEBA DE COMPACTACIÓN PROCTOR”**

### **OBJETIVO:**

- Introducir y familiarizar al estudiante con las pruebas de compactación de los suelos.
- Determinar el peso volumétrico seco máximo de un material.
- Obtener la humedad óptima a la cual debe hacerse la compactación.

### **GENERALIDADES:**

Se entiende por compactación de los suelos al mejoramiento artificial de sus propiedades mecánicas (aumento rápido del peso volumétrico) por medios mecánicos (aplicación de cargas transitorias de corta duración).

La importancia de la compactación de los suelos estriba en el aumento de la resistencia y disminución de la capacidad de deformación que se obtiene al sujetar al suelo a técnicas convenientes, que aumente su peso volumétrico seco disminuyendo sus vacíos.

Las técnicas de compactación se aplican a rellenos artificiales tales como cortinas de presas de tierra, terraplenes para caminos y ferrocarriles, bordos de defensa, muelles, pavimentos, etc.

Algunas veces es necesario compactar el terreno natural, como en el caso de cimentaciones sobre arenas sueltas.

Los métodos usados para la compactación de los suelos dependen del tipo de los materiales con los que se trabaje en cada caso. Los materiales puramente friccionantes como la arena, se compactan eficientemente por métodos vibratorios, en tanto que en los suelos plásticos el procedimiento de carga estática resulta el más ventajoso. En la práctica estas características se reflejan en los equipos disponibles para el trabajo tales como plataformas vibratorias, rodillos lisos, neumáticos o "pata de cabra".

De entre todos los factores que influyen en la compactación obtenida en un caso dado, podría decirse que dos son los más importantes:

- a) El contenido de agua del suelo, antes de iniciarse el proceso de compactación.
- b) La energía específica empleada en dicho proceso.

Por energía específica se entiende la energía de compactación suministrada al suelo por unidad de volumen.

El establecimiento de una prueba simple de compactación en el laboratorio cubre principalmente dos finalidades; por un lado disponer de muestras de suelo compactadas teóricamente con las condiciones de campo, a fin de investigar sus propiedades mecánicas para conseguir datos firmes de proyecto y, por otro lado, es necesario poder controlar el trabajo de campo con vista a mejorar y a tener la seguridad de que el equipo usado está trabajando efectivamente en las condiciones previstas en el proyecto.

Prácticamente en campo procedemos como sigue: cuando se va a realizar una obra en la que el suelo vaya a ser compactado, se recaban muestras de los suelos que se usarán;





en el laboratorio esos suelos se sujetan a distintas condiciones de compactación, hasta encontrar algunas que garanticen un proyecto seguro y que puedan lograrse económicamente con el equipo de campo existente.

Con el equipo de campo que vaya a usarse se reproducen las condiciones de laboratorio adoptadas para el proyecto (estos suele hacerse construyendo y compactando en el campo un terraplén de prueba con el suelo a utilizar, en el que se ve el número de veces que deba pasar el equipo, el espesor de las capas de los suelos depositados para compactar, etc.); finalmente una vez iniciada la construcción se verifica la compactación lograda en el campo con muestras al azar tomadas del material compactado en la obra; para comprobar en estas si se están satisfaciendo los requerimientos del proyecto.

La compactación permite aumentar la resistencia y reducir la deformabilidad, la permeabilidad y la susceptibilidad a la erosión de los suelos por el agua.

La función de las pruebas de compactación de laboratorio es permitir la especificación racional y el control de los trabajos de campo mediante el estudio de las propiedades mecánicas de los suelos compactados. Los procedimientos de laboratorio deben, por lo tanto, permitir reproducir las condiciones de campo, principalmente el mecanismo y la energía de compactación. En las últimas épocas los equipos de campo han tenido gran desarrollo y hoy existen en gran variedad de sistemas de manera que el ingeniero tiene posibilidad de elegir entre muchos los elementos adecuados en cada caso particular.

Actualmente existen muchos métodos para reproducir, al menos teóricamente en el laboratorio, unas condiciones dadas de compactación de campo. Todos ellos pensados para estudiar, además, los distintos factores que gobiernan la compactación de los suelos.

Con el objeto de estudiar las diversas variables que afectan la compactación, debemos verificar la compactación en campo y producir especímenes de igual peso volumétrico y mismo contenido de agua que los de campo que permitan determinar las propiedades mecánicas de los suelos compactados. Se han desarrollado diversos procedimientos de compactación de laboratorio, los tres más comunes son:

Compactación por impactos, por amasado y de carga estática.

En cualquiera de dichos procedimientos, el suelo por compactar se coloca en cierto número de capas sucesivas dentro de un molde metálico rígido.

En el caso de la compactación por impactos, cada capa se compacta con cierto número de golpes uniformemente distribuidos por un martillo con peso, dimensiones y caída libre dados.

En la compactación por amasado, cada capa se compacta mediante cierto número de aplicaciones de carga con un pisón que produce presiones que varían gradualmente de cero a cierto valor máximo y luego en sentido contrario.

No se ha desarrollado un patrón para la compactación por amasado en el laboratorio. El tipo de compactación por amasado de mayor uso es el Harvard miniatura.





Finalmente, en la compactación por presión estática, a cada capa se le aplica durante cierto tiempo una presión específica mediante un pisón que cubre toda el área del cilindro de compactación.

Históricamente el primer método “en el sentido de la técnica actual” es el debido a R. R. Proctor y es conocido hoy en día como Proctor Estándar. La Prueba Proctor Estándar o A.A.S.H.O. (American Association of State Highway Officials) Estándar consiste en compactar el suelo en tres capas dentro de un molde rígido metálico (dimensiones y forma especificada), con un determinado número de golpes de un pisón que se deja caer libremente desde una altura prefijada.

El molde es un cilindro con una capacidad aproximada de 0.94 lt (10.2 cm de diámetro y 11.7 cm de altura), provisto de una extensión desmontable de igual diámetro y 5 cm de altura. El molde puede fijarse a una base metálica con tornillos de mariposa. El pisón es de 2.5 kg de peso y consta de un vástago en cuyo extremo inferior hay un cilindro metálico de 5 cm de diámetro. Los golpes se aplican dejando caer el pisón desde una altura de 30.5 cm.

Dentro del molde, el suelo debe colocarse en tres capas que se compactan aplicando 25 golpes, repartidos de manera uniforme en el área del cilindro, por cada capa.

Con los datos anteriores la energía específica de compactación es de 6 (kg·cm)/cm<sup>3</sup> calculada con la fórmula:

$$E_e = \frac{(N n W h)}{V} \quad (4.1)$$

Donde:

$E_e$  = Energía específica de compactación.

$N$  = Número de golpes por capa

$n$  = Número de capas de suelo

$W$  = Peso del pisón

$h$  = Altura de caída libre del pisón

$V$  = Volumen del suelo compactado.

Los datos que determina la energía específica en la prueba, fueron establecidos originalmente por Proctor como los adecuados para reproducir los pesos específicos secos que podían lograrse económicamente (es decir, con un número moderado de pasadas) con equipo comercialmente disponible en aquella época.

Proctor observó que a contenidos de humedad creciente, a partir de valores bajos se obtenían más altos pesos volumétricos secos y, por lo tanto, mejores compactaciones del suelo; pero que esta tendencia no se mantenían indefinidamente sino que al pasar la humedad de un cierto valor, los pesos específicos secos obtenidos disminuían, resultando peores compactaciones en la muestra. Es decir, Proctor puso de manifiesto que, para un suelo dado y usando un procedimiento descrito, existe una humedad llamada “óptima” que produce el máximo peso específico seco que puede lograrse en este procedimiento de compactación.





Lo anterior puede explicarse, en términos generales, teniendo en cuenta que a bajos contenidos de agua -en los suelos finos del tipo de los arcillosos- el agua está en forma capilar produciendo compresiones en las partículas desintegrables que dificultan la compactación. El aumento en el contenido de agua disminuye esa tensión capilar en el agua haciendo que una misma energía específica de compactación produzca mejores resultados. Se debe considerar que si el contenido de agua es tal que haya exceso de agua libre, al grado de llenar casi los vacíos del suelo, esto impide una buena compactación puesto que no puede desplazarse instantáneamente bajo los impactos del pisón.

En la fig. 4.1 se presentan gráficas de compactación; donde aparecen las curvas peso específico seco-contenido de agua de un suelo arcilloso-arenoso sujeto a pruebas Proctor Estándar y Proctor Modificada; aparecen también las correspondientes curvas peso específico seco-contenido de agua ( $\gamma_d - \omega$ ) y la curva "del 100% de saturación".

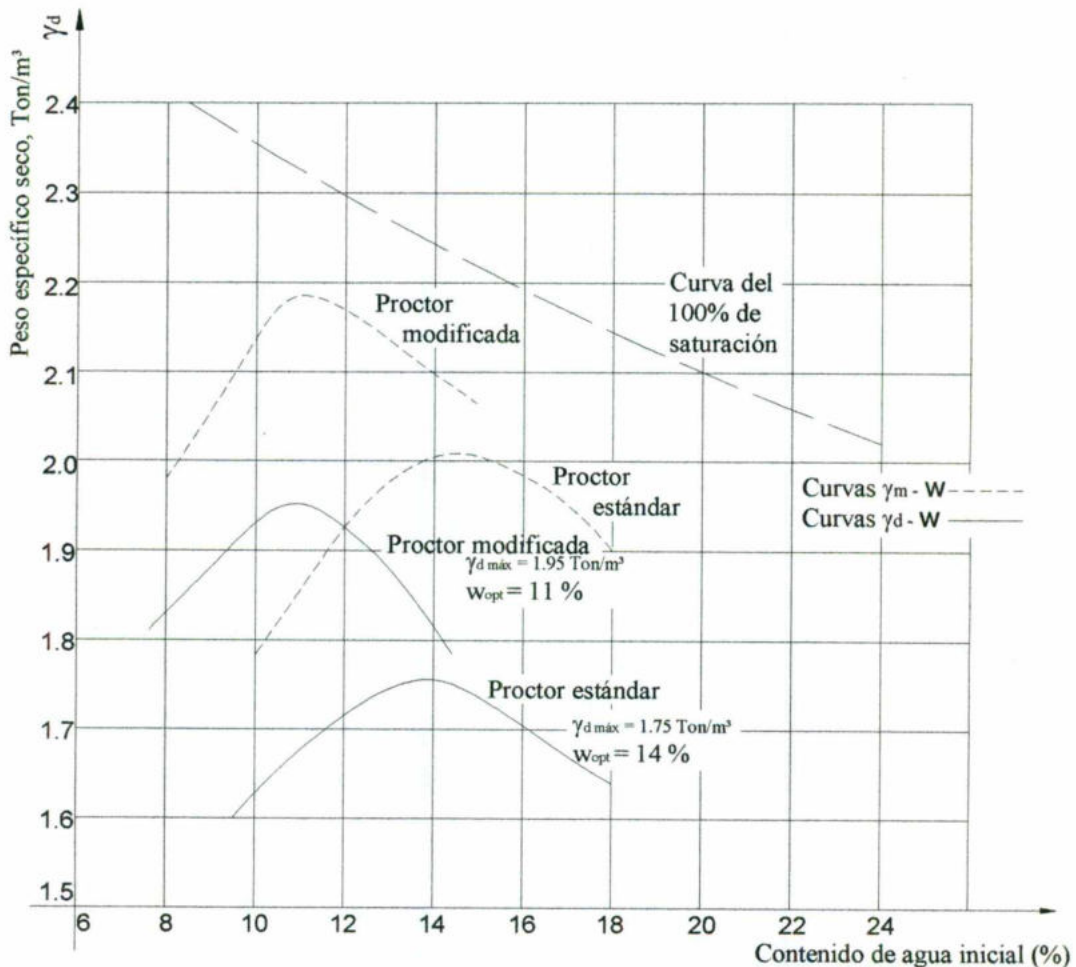


Fig. 4.1.- Curvas de compactación en pruebas Proctor Estándar y Modificada



Las curvas  $\gamma_m - \omega$  resultan de los datos de laboratorio obtenidos al ejecutar las pruebas de compactación y las curvas  $\gamma_d - \omega$  se dibujan a partir de las anteriores aplicando la fórmula: (Juárez y Rico, 2005).

$$\gamma_d = \frac{\gamma_m}{(1+\omega)} \quad (4.2)$$

La curva del 100% de saturación se obtiene calculando los pesos específicos secos del mismo suelo supuesto saturado, con el contenido de agua considerado aplicando la fórmula:

$$\gamma_d = \left( \frac{S_s}{1+\omega S_s} \right) \gamma_0 \quad (4.3)$$

$\gamma_d$  = Peso específico seco.

$S_s$  = Peso específico relativo de sólidos.

$\omega$  = Contenido de agua.

$\gamma_0$  = Peso específico del agua.

### **EQUIPO.**

- Equipo de compactación para la Prueba Proctor Estándar.
- Un molde de compactación Proctor. Constituido por un cilindro metálico de 10.16 cm de diámetro interior, 11.43 cm de altura y una extensión de 5 cm de altura y de 11.43 cm de diámetro interior.
- Pisón metálico (martillo Proctor) de 2.5 kg de peso.
- Una guía metálica de forma tubular de 35 cm de largo aproximadamente.
- Balanza con precisión nominal de 0.01g. y capacidad de 800 g.
- Balanza con precisión nominal de 1g. y capacidad de 29 kg.
- Regla metálica con arista cortante de 25 cm de largo.
- Horno.
- Varios: malla No. 4, cucharón, desecador, charola, espátulas, pisón de madera, cápsulas, charola metálica.

### **PROCEDIMIENTO DE LA PRUEBA.**

De una muestra representativa, la cual está en estudio, se toma suficiente material tamizado en la malla No. 4. De éste material se forman grupos de 3 kg. cada uno.

1. De la muestra ya preparada, que ha pasado por la malla No. 4, se seca al aire una cantidad de suelo suficientemente grande para hacer un mínimo de cuatro determinaciones; dos con contenidos de agua inferiores al óptimo y dos con contenidos de agua superiores.
2. Se disgrega el suelo, con una mano de mortero cubierta con hule, cuidando de no romper granos individuales.





3. Mezcle cada fracción de suelo con suficiente agua para obtener el contenido de agua deseado tomando en cuenta la humedad del material secado al aire.
4. Se almacena cada una de las muestras en un recipiente de vidrio con tapa hermética para permitir que el contenido de agua sea uniforme en toda la mezcla. Si el material tiene baja plasticidad, deberá almacenarse durante 12h. y si la plasticidad es alta, uno o dos días.
5. Se pesa el molde Proctor con su placa base.
6. Se acomoda el collarín de extensión sobre el molde.
7. Colóquese en el molde aproximadamente la tercera parte de las fracciones de suelo. Se empareja la superficie con los dedos.
8. Se compacta esta capa con 25 golpes con el martillo de 2.5 kg de peso con altura de caída libre de 30 cm; los golpes deberán distribuirse uniformemente sobre la superficie de la capa.
9. Se repiten los pasos 7 y 8 con una segunda y tercera capa. La superficie de la tercera capa compactada deberá sobresalir de 6 a 13 mm del borde del molde dentro del collarín de extensión.
10. Se quita, con cuidado, el collarín de extensión y se enrasa el suelo con una regla metálica (nota: en caso de materiales muy plásticos, es conveniente aflojar el material en contacto con el collarín antes de quitar éste para evitar que se desprendan trozos de suelo).
11. Se limpia exteriormente el molde, se pesa (incluyendo la placa base y el suelo) con una precisión de 5 g, el valor obtenido se anota en el registro de cálculo.
12. Se retira el suelo del molde (desarmar el molde para mayor facilidad).
13. Se hacen dos determinaciones de humedad en dos muestras representativas, cada una con peso aproximado de 100 g, una tomada de la parte superior del molde y la otra del fondo.
14. Se repite el procedimiento anterior con un contenido de agua del suelo ligeramente mayor en cada una de las fracciones y así sucesivamente hasta que se hayan obtenido, por lo menos, dos puntos en la gráfica de compactación que se sitúen arriba de la humedad óptima.

### **CÁLCULOS Y GRÁFICAS**

Dibujar la gráfica de peso específico seco contra contenido de agua de compactación para cada una de las pruebas ( $\gamma_d - \omega$ ) y obtener la humedad óptima de compactación.

Calcular el peso volumétrico seco máximo Proctor

### **POSIBLES ERRORES.**

- No mezclar adecuadamente el suelo y el agua.
- Descuido de romper los grumos de suelo seco.
- No distribuir uniformemente los golpes sobre la superficie de cada capa.
- Calibración defectuosa de los aparatos utilizados en la práctica.





## **OBJETIVO:**

- Introducir al estudiante con las pruebas de compactación en suelos.
- Determinar el peso volumétrico seco máximo de un material.
- Obtener la humedad óptima a la cual debe hacerse la compactación.
- Introducir al estudiante a un método para evaluar la calidad relativa del suelo (valor relativo de soporte, VRS) para subrasante, sub-base y base de pavimentos.

## **GENERALIDADES:**

Debido al rápido desenvolvimiento del equipo de compactación de campo comercialmente disponible, la energía específica de compactación en la prueba Proctor estándar empezó a no lograr representar en forma adecuada las compactaciones mayores que podían lograrse con dicho nuevo equipo; esto condujo a una modificación de la prueba, aumentando la energía de compactación, de modo que conservando el número de golpes por capa, se elevó el número de éstas de 3 a 5, aumentando al mismo tiempo el peso del pisón y la altura de caída del mismo.

Las nuevas dimensiones del pisón son 4.5 kg y 47.5 cm respectiva y aproximadamente. La energía específica de compactación es ahora de 27.2 kg-cm/cm<sup>3</sup> sobre la base del molde utilizado. Obviamente el peso específico máximo obtenido con esta mayor energía de compactación resultara mayor que el obtenido en la prueba Proctor Estándar y consecuentemente, según la discusión precedente en torno al contenido inicial de agua, la nueva humedad óptima es menor. Este ensayo se conoce como prueba Proctor Modificada o A.A.S.H.O. Modificada.

La prueba Proctor Modificada se lleva a cabo en laboratorio de igual forma que la Proctor Estándar con la diferencia en el número de capas y en el pisón utilizado.

El ensayo de Relación de Soporte de California se desarrolló por la parte de la división de carreteras de California en 1929 como una forma de clasificación de base en construcción de carreteras. Durante la segunda guerra mundial, el cuerpo de ingenieros de los Estados Unidos adoptó este ensayo para utilizarlo en la construcción de aeropuertos.

El ensayo VRS (la ASTM denomina al ensayo simplemente como un ensayo de Relación de Soporte) mide la resistencia al corte de un suelo bajo condiciones de humedad y densidad controladas. El ensayo permite obtener un número de la relación de soporte, pero de la aseveración anterior pone en evidencia que este número no es constante para un suelo dado, sino que se aplica solo al estado en el cual se encontraba el suelo durante el ensayo.

El número VRS (o simplemente, VRS) se obtiene como la relación de la carga unitaria (en libras por pulgada cuadrada) necesaria para lograr una cierta profundidad de penetración del pistón (con un área de 19.4 cm<sup>2</sup>) dentro de la muestra compactada de suelo a un contenido de agua y densidad dadas con respecto a la carga unitaria patrón requerida para obtener la misma profundidad de penetración a una muestra estándar de material triturado, en forma de ecuación esto es:





$$VRS = \left( \frac{\text{Carga unitaria de ensayo}}{\text{Carga unitaria patrón (1360 kg)}} \right) \times 100 (\%) \quad (5.1)$$

La ecuación 5.1 muestra que el numero VRS es un porcentaje de la carga unitaria patrón. En la práctica, el símbolo de porcentaje se quita y la relación se presenta simplemente por el número entero, como 3, 45, 98. Los valores de carga unitaria que deben utilizarse en la ecuación 5.1 están en la tabla No. 5.2 y 5.3:

Tabla No. 5.2.- Penetración.

PENETRACIÓN	
mm	plg
2.5	0.10
5.0	0.20
7.5	0.30
10.0	0.40
12.7	0.50

Tabla No. 5.3.- Carga unitaria patrón.

CARGA UNITARIA PATRÓN	
Mpa	Psi
6.9	1000
10.3	1500
13.0	1900
16.0	2300
18.0	2600

El numero VRS usualmente se basa en la relación de carga para una penetración de 2.5 mm. Sin embargo, si el valor de VRS a una penetración de 5 mm es mayor, el ensayo debería repetirse (ordinariamente). Si un segundo ensayo produce nuevamente un valor de VRS mayor en 5 mm de penetración, dicho valor debe aceptarse como valor inicial del ensayo.

Los ensayos de VRS se hacen usualmente sobre muestras compactadas al contenido de agua óptimo para el suelo específico, obtenido del ensaye de compactación Estándar (o Modificada).

A menudo se compactan dos moldes de suelo, uno para penetración inmediata y otro para penetración después de dejarlo saturar por un periodo de 96 h. El segundo espécimen es saturado durante 96 h con una sobrecarga aproximadamente igual al peso del pavimento que se utilizara en el campo, pero en ningún caso el peso de la sobrecarga será menor de 4.5 kg. Es necesario durante este periodo tomar registros de expansión para instantes escogidos arbitrariamente. Al final del periodo de saturación se hace la penetración para obtener el valor de VRS para el suelo en condición de saturación completa.

En ambos ensayos de penetración para determinar los valores de VRS se coloca una sobrecarga sobre la muestra de la misma magnitud de la que se utilizo durante el ensayo de expansión. El ensayo sobre la muestra saturada cumple dos propósitos:

1. Dar información sobre la expansión esperada en el suelo bajo la estructura de pavimento cuando el suelo se satura.
2. Dar indicación de la pérdida de la resistencia debida a la saturación en el campo.





El ensayo de penetración se lleva a cabo en una máquina de compresión utilizando una tasa de deformación unitaria de 1.27 mm/min., se toman lecturas de carga contra penetración a cada 0.5 mm de penetración hasta llegar a un valor de 5 mm, a partir del cual se toman lecturas con incrementos de 2.5 mm hasta obtener una penetración total de 12.7 mm.

El valor de VRS se utiliza para establecer una relación entre el comportamiento de los suelos; principalmente con fines de utilización en base y subrasante bajo pavimentos de carreteras y aeropistas. La tabla No. 5.4 muestra clasificaciones típicas.

Tabla No. 5.4.- Calidad de materiales en pavimentos según su VRS.

N° VRS	CLASIFICACIÓN		SISTEMA DE CLASIFICACIÓN	
	GENERAL	USOS	UNIFICADO	AASHTO
0-3	Muy pobre	Subrasante	OH, CH, ML, OL	A5, A6, A7
3-7	Pobre o regular	Subrasante	OH, CH, ML, OL	A4, A5, A6, A7
7-20	Regular	Sub-base	OL, CL, ML, SC, SM, SP	A2, A4, A6, A7
20-50	Bueno	Base, Sub-base	GM, GC, SW, SM, SP, GP	A1b, A2-5, A3, A2-6
>50	Excelente	Base	GW, GM	A1a, A2-4, A3

Se publican muchos diseños de pavimentos en los cuales se accede a una tabla con el numero VRS y se lee directamente el espesor de subrasante, base y/o espesor del pavimento flexible basado en las cargas de llanta esperadas.

### EQUIPO.

Equipo para Proctor Modificada.

1. Equipo de compactación para la prueba Proctor Modificada y martillo de 4.5 kg.
2. Balanza con capacidad mínima de 10 kg y precisión mínima de 5 g.
3. Balanza con precisión nominal de 0.01 g y capacidad de 800 g.
4. Regla metálica.
5. Horno.
6. Varios: malla No. 4, cucharón, desecador, charola, espátulas, cápsulas, etc.

Equipo para VRS.

1. Molde de compactación de 15.2 cm de diámetro x 17.8 cm de altura (o equivalente, con collar).
2. Disco espaciador de 15.1 cm. de diámetro x 6.14 cm. de altura (o 5.1 cm. de altura si está disponible).
3. Martillo de compactación (de 24.5 o el de 44.4 N).
4. Aparato para medir la expansión con deformímetro de carátula con precisión de 0.01 mm.
5. Pesos para sobrecarga.





6. Máquina de compresión equipada con pistón de penetración VRS (diámetro de 4.953 cm con sección transversal de 19.4 cm<sup>2</sup>) y capaz de penetrar a una tasa de 1.27 mm/min.

## PROCEDIMIENTO.

**Nota:** Llevar a cabo la prueba Proctor Modificada como se indica en la prueba Proctor Estándar teniendo en cuenta la diferencia en el número de capas, el pisón para Proctor modificada, así como el molde. El material a utilizar será el mismo trabajando en la Proctor Estándar para comparar los datos de ambas curvas; la cantidad de material puede ser de 5 kg.

Una vez determinado el peso volumétrico seco del material, se le coloca el agua necesaria a otra cantidad del mismo material para determinar el mismo peso volumétrico; previamente aplicando los golpes y haciéndolo por capas. Cuando el material esté compactado, éste será utilizado para determinar el VRS.

**Nota:** La determinación del VRS se lleva a cabo cuando el material se encuentra en su peso volumétrico seco máximo.

1. Preparar aproximadamente 4.5 kg de suelo de grano fino menor que el tamiz No. 4; aplicarle la humedad óptima del suelo, determinada con el esfuerzo de compactación adecuado (ensayo de compactación). Para obtener una distribución más uniforme de humedad, se debe mezclar con el porcentaje necesario de humedad y almacenar en un recipiente sellado por espacio de 12 a 24 horas del ensayo.
2. Antes de compactar el suelo en un molde, se debe tomar una muestra representativa para determinar su contenido de agua.
3. Pesar el molde sin su base ni el collar.
4. Ajustar el molde a la base, insertar el disco espaciador (el disco redondo sólido de 15.1x15.1 cm.) en el molde y cubrirlo con un disco de papel filtro.
5. Compactar el suelo con la prueba Proctor Modificada.
6. Quitar el collar y enrasar la muestra suavemente hasta nivelarla en el molde. Llenar con suelos finos los pequeños huecos que se hayan podido formar en la operación anterior de eliminación de la muestra. Para suelos de grano grueso se pueden utilizar partículas de suelo ligeramente menores que el agujero para completar el volumen en el sitio requerido.
7. Retirar la base y el disco espaciador, pesar el molde con el suelo compactado y determinar el peso unitario total del suelo.
8. Colocar un disco de papel filtro sobre la base, invertir la muestra (de forma que el espacio de 5.1 cm., dejado por el disco espaciador, quede en contacto con el papel filtro.  
Para muestras **no saturadas** llevar a cabo los pasos 9 a 11 que se presentan a continuación.
9. Colocar suficientes pesas ranuradas (no menos de 4.5 kg) sobre la muestra de suelo para simular la presión de sobrecarga requerida.





10. Colocar la muestra en la máquina de compresión y asentar el pistón sobre la superficie de suelo utilizando una carga inicial no mayor de 4.5 kg. Fijar el cero en los micrómetros de medida de carga y de penetración (o deformación).
11. Hacer lecturas de deformación por penetración como se indica en la introducción y tomar las respectivas lecturas del micrómetro de carga. Estruir la muestra del molde y tomar tres muestras representativas adicionales para el contenido de agua.

#### **Para muestras saturadas:**

12. Colocar la placa perforada con el vástago ajustable sobre el suelo compactado y aplicar suficientes pesas ranuradas adicionales para obtener la sobrecarga deseada dentro de una aproximación de 2.2 kg, cuidando de que la sobrecarga total no sea inferior a 4.5 kg. Registrar la sobrecarga total (asegúrese de incluir la placa perforada como parte del peso de sobrecarga). También asegurarse de utilizar un disco de papel filtro entre la base perforada del vástago y el suelo para evitar que éste se pegue a la base del vástago.
13. Sumergir el molde y las pesas en un recipiente de agua de forma que el agua tenga acceso tanto a la parte superior como a la parte inferior de la muestra y ajustar el micrómetro de carátula (con lecturas al 0.01 mm.) en su respectivo soporte. Marcar sobre el molde los puntos donde se apoya el soporte de forma que pueda removerse y volverse a localizar sobre el molde en el mismo sitio cuando se desee hacer una lectura.
14. Ajustar a cero el micrómetro de expansión y registrar el tiempo de comienzo del ensayo. Tomar las lecturas a: 0, 1, 2, 4, 8, 12, 24, 36, 48, 72 y 96 h de tiempo transcurrido. El ensayo de expansión puede determinarse después de 48 h si las lecturas en el micrómetro de expansión se mantienen constantes por lo menos durante 24 h.
15. Al final de las 96 h de inmersión, sacar la muestra y dejarla drenar por espacio de 15 minutos. Secar completamente la superficie superior de la muestra con toallas de papel.
16. Pesar la muestra sumergida incluyendo el molde.
17. Hacer los pasos 9 a 11 (es decir, tomar lecturas de penetración y cargas).
18. Tomar muestras para contenido de agua del espécimen saturado de la siguiente forma:
  - Una dentro de los 3 cm superiores del suelo.
  - Una dentro de los 3 cm inferiores del suelo.
  - Una en el centro de la muestra del suelo.
  - Luego deberá registrarse un promedio de todas para determinar una humedad.

#### **CÁLCULOS**

- Dibujar una curva de resistencia a la penetración (ordenada) en kg contra la penetración en mm tanto para la muestra recién compactada como para la muestra saturada en formato anexo. Si la curva no es esencialmente lineal a través del origen, extender una línea desde la porción recta de la curva para tratar de





intersectar el eje de las abscisas; la diferencia entre este valor y la penetración correspondiente a cero es una corrección que debe utilizarse para calcular el valor de VRS. Las curvas para ambas muestras (la saturada y la recién compactada) deben dibujarse en la misma grafica con su identificación adecuada.

- Obtener la resistencia a la penetración para 2.5 y 5 mm de la curva (utilizando las correcciones del paso anterior si se necesitan) y calcular el valor de VRS.
- Calcular los contenidos de agua y los pesos específicos antes y después de saturar la muestra.
- Calcular el porcentaje de expansión sobre la base de la altura nominal inicial de la muestra. Dibujar una curva de porcentaje de expansión (ordenada) contra el tiempo transcurrido en una grafica separada.
- Llenar los formatos anexos.

### **POSIBLES ERRORES.**

- No homogeneizar bien el material cuando se le agrega el agua necesaria para ajustar su peso específico seco máximo.
- Descuido de romper los grumos del suelo seco.
- No distribuir uniformemente los golpes sobre la superficie de cada capa de material.
- Calibración defectuosa de los aparatos utilizados en la práctica.
- Determinación de puntos insuficientes en la curva de compactación para definir en forma aceptable el contenido de agua óptimo y el peso volumétrico seco máximo.
- Falta de saturación del suelo.
- Errores de operación.

### **APLICACIÓN.**

- Las técnicas de compactación se aplican a rellenos artificiales y a cualquier suelo que se le desee aumentar su resistencia y/o reducir la deformación del mismo.
- Evaluación de la calidad de un suelo para determinar su utilidad dentro de las capas de un pavimento.



## **REFERENCIAS:**

**ASTM D 1883-09**

Standard Test Method for CBR (California Bearing Ratio) of Laboratory-Compacted Soils.

Estados Unidos, 2009.

**Juárez Badillo y Rico Rodríguez.**

Mecánica de Suelos. Tomo 1. Fundamentos de Mecánica de Suelos.

Editorial Limusa.

México, D.F. 2005.



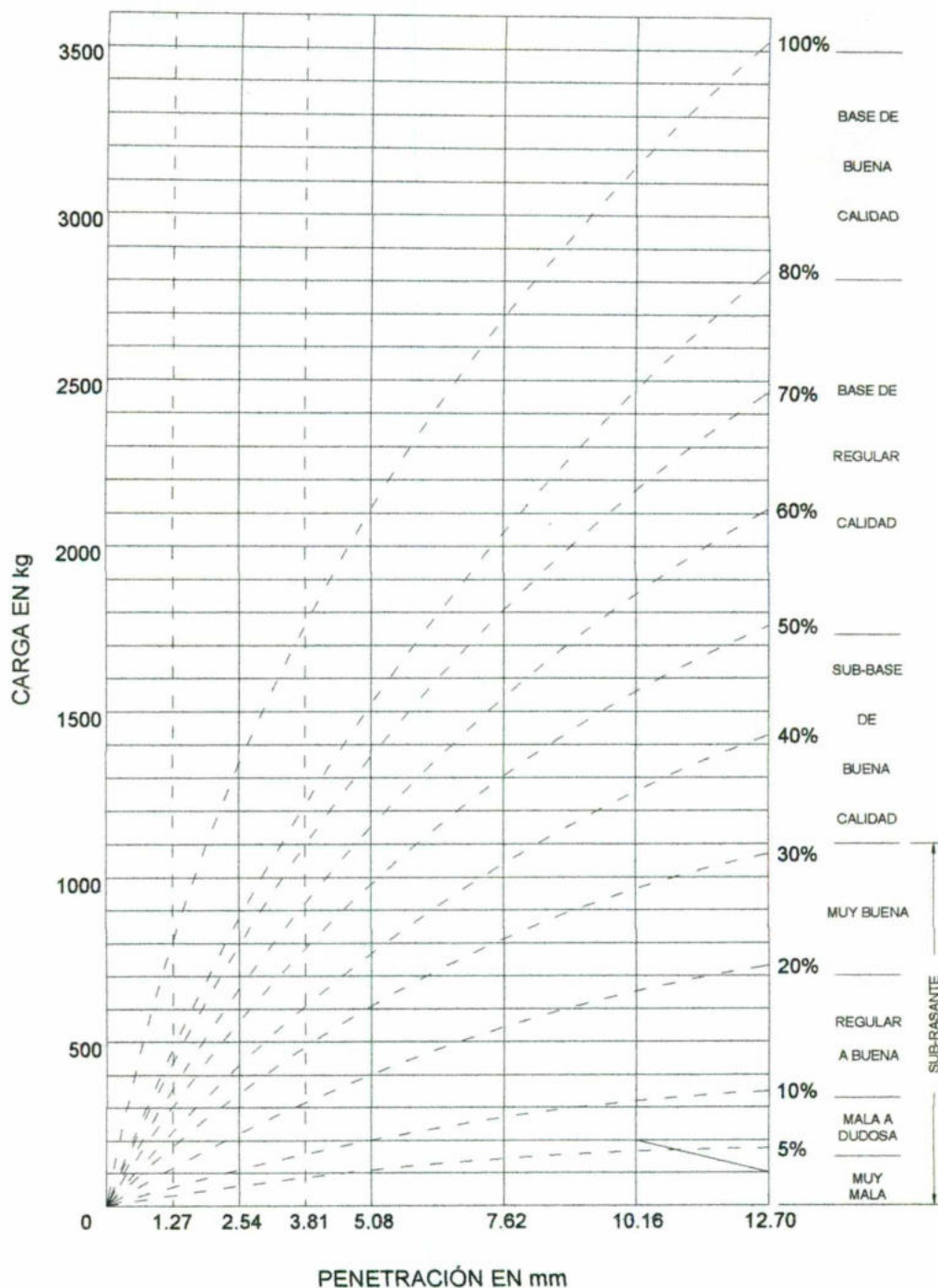




UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERÉTARO  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL  
LABORATORIO DE GEOTECNIA II  
PRUEBA DE VALOR RELATIVO DE SOPORTE.



Ensayes: \_\_\_\_\_ Operador: \_\_\_\_\_ Fecha: \_\_\_\_\_



Observaciones: \_\_\_\_\_



**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERÉTARO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**  
**LABORATORIO DE GEOTECNIA II**  
**PRUEBA DE VALOR RELATIVO DE SOPORTE.**  
**PESO VOLUMÉTRICO MÁXIMO**



<p>Ensaye N°</p> <p>Molde N°</p> <p>Altura de Molde (cm)</p> <p>Altura del espécimen (cm)</p> <p>Área del espécimen (cm<sup>2</sup>)</p> <p>Volumen de espécimen (m<sup>3</sup>)</p> <p>Peso del material húmedo (kg)</p> <p>Peso volumétrico húmedo (kg/m<sup>3</sup>)</p> <p>Humedad (%)</p> <p>Peso volumétrico seco (kg/m<sup>3</sup>)</p>	
<b>DETERMINACIÓN DE LA HUMEDAD</b>	
<p>Peso del materia húmedo W<sub>m</sub> (gr)</p> <p>Peso del material seco W<sub>s</sub> (gr)</p> <p>Peso del agua W<sub>w</sub> (gr)</p> <p>Humedad W (%)</p>	
<b>DETERMINACIÓN DEL VALOR RELATIVO DE SOPORTE (VRS)</b>	
<p>0.5 mm (0.02 ") kg</p> <p>1.0 mm (0.04 ") kg</p> <p>1.5 mm (0.06 ") kg</p> <p>2.0 mm (0.078 ") kg</p> <p>2.5 mm (0.098 ") kg</p> <p>3.0 mm (0.12 ") kg</p> <p>3.5 mm (0.13 ") kg</p> <p>4.5 mm (0.17 ") kg</p> <p>5.0 mm (0.18 ") kg</p> <p>7.5 mm (0.29 ") kg</p> <p>10.0 mm (0.39 ") kg</p> <p>12.7 mm (0.5 ") kg</p> <p>Valor relativo de soporte (%)</p>	
<b>DETERMINACIÓN DE LA EXPANSIÓN</b>	
<p>Lectura inicial del extensómetro (cm)</p> <p>Lectura final del extensómetro (cm)</p> <p>Altura del espécimen (cm)</p> <p>Expansión (%)</p>	



# **UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERÉTARO**

## **FACULTAD DE INGENIERÍA**

### **INGENIERÍA CIVIL**

#### **LABORATORIO DE GEOTECNIA II**



## **PRÁCTICA No. 6 “PRUEBA DE COLAPSO”**

## **OBJETIVO:**

- Conocer el comportamiento de un suelo a partir de la prueba de colapso, del índice de colapso, para así conocer a qué tipo de suelo pertenece

## **GENERALIDADES:**

El colapso de suelos ocurre ampliamente en los Estados Unidos y en todo el mundo. Los suelos colapsables son tipificados bajo valores de peso seco por unidad y contenido de agua natural. Los trabajos de ingeniería cimentados sobre suelos colapsables podrían ser dañados y a menudo inducidos a asentamientos cuando estos suelos son saturados después de la construcción. La predicción del potencial de colapso es importante para el diseño de muchas estructuras de ingeniería.

El potencial de colapso,  $I_c$ , es usado para estimar asentamientos que podrían ocurrir en una capa de suelo en un sitio particular.  $I_c$  es determinado con la ecuación 6.2 usando un esfuerzo predeterminado vertical y la aplicación de fluidos tomados a un espécimen de suelo para la capa de suelo. Los asentamientos de una capa de suelo para los esfuerzos verticales aplicados son obtenidos de la multiplicación de  $I_c$  por  $H/100$  donde  $H$  es el espesor de la capa de suelo (ASTM D 5333-09, 2009).

Los suelos colapsables son aquellos en que sin estar saturados se produce un reacomodo radical de las partículas y una gran pérdida de volumen por humedecimiento con o sin carga.

La existencia de estos suelos en el mundo y las dificultades ocasionadas a las edificaciones cimentadas sobre ellos han sido reconocidos ampliamente.

### **Tipos de Suelos Colapsables**

Los depósitos más extensos de suelos colapsables son eólicos o depósitos transportados de arena y limos (loess). Se incluye llanuras de avenidas aluviales, abanicos, flujos de lodo, depósitos aluviales, suelos residuales y tufos volcánicos que pueden producir suelos colapsables.

En la mayoría de los casos los depósitos se caracterizan por ser estructuras sueltas de granos gruesos, frecuentes en tamaño de limos a arena.

**a) Depósitos eólicos.** Estos depósitos consisten en materiales transportados por el viento, el cual forma dunas, depósitos tipo loess, playas eólicas y grandes depósitos de ceniza volcánica.

**b) Depósitos transportados por agua.-** Consisten principalmente de depósitos de sedimentos sueltos acarreados por el agua, los cuales forman abanicos fluviales y flujos deslizantes. Estos materiales pueden ser depositados por una avenida repentina o flujo de lodo derivado de pequeñas cuencas colectoras, sujetas a aguaceros poco frecuentes.

**c) Suelos residuales.-** Estos suelos son producto del intemperismo, la desintegración y alteración mecánica de rocas madres. Las partículas de material residual





pueden variar de tamaño, de grandes fragmentos de gravas a arenas, limos, coloides y en algunos casos material orgánico.

La estructura del grano colapsable se ha desarrollado como producto de la acción disolvente sobre el material soluble y coloidal. La lixiviación del material soluble y del material fino conduce a una alta relación de vacíos y a una estructura inestable.

Otro tipo de suelo que muestra colapso al humedecimiento son aquellos derivados de tufo volcánico, sulfato de calcio, arenas sueltas cementadas por sal soluble, arcillas dispersivas y arcillas montmoriloníticas ricas en sodio (Juárez y Rico, 2005).

### **Causas del fenómeno**

Estructura parcialmente saturada potencialmente inestable.

Una componente de esfuerzo aplicado o existente, lo suficientemente alta para desarrollar una condición metaestable.

Un ligante resistente o un agente cementante para estabilizar contactos intergranulares, el cual se reduce por humedecimiento ocasionando el colapso. La mayoría de suelos colapsables involucra la acción de partículas arcillosas en los enlaces entre los granos gruesos de arena.

Agentes cementantes tales como: óxido de hierro, carbonato de calcio, o la soldadura de granos en contacto, proporcionan esfuerzos resistentes para muchos suelos colapsables. La acción de este cementante es frecuentemente el agente principal de colapso en loess. El grado al cual el agente cementante pierde su efectividad depende del grado de contaminación, del ingreso del agua y del grado de disolución del agente cementante involucrado.

Un incremento en la carga podría aumentar este efecto; también una elevación en la presión sobre el suelo incrementaría el grado de disolución, el cual podría producir un incremento retardado en la consolidación. Sin embargo, cualquiera que sea la base física del esfuerzo ligante, todos los suelos colapsables son debilitados por la adición de agua. Un colapso es más inminente cuando los granos son mantenidos juntos por succión capilar, siendo lento en el caso de cementante químico y mucho más lento en el caso de arcillas.

### **Reconocimiento del problema en campo y laboratorio**

Un ingeniero geotécnico debe saber identificar fácilmente los suelos que pudieran colapsar y determinar la cantidad de colapso que puede ocurrir. Los depósitos de suelos más probables a colapsar son:

- a) Terraplenes o rellenos sueltos.
- b) Arenas alteradas transportadas por el viento.
- c) Lavado de colinas de consistencia suelta.
- d) Granito descompuesto u otra roca ígnea ácida.





## Estructura del suelo

Cuando cargamos un suelo con una microestructura de agregados, los contactos entre agregados, o entre granos de arena, y agregados, se rompen, de modo que los agregados pasan a ocupar el vacío de los poros, y el suelo colapsa irreversiblemente. Este comportamiento está condicionado por la succión matricial que actúa de dos modos: la componente capilar, asociada al agua entre agregados, aumenta la rigidez de la estructura cuando la succión es elevada; mientras que la componente de adsorción, en las partículas de arcillas, mantienen una baja compresibilidad de dichas partículas.

De un modo similar, si humedecemos el mismo suelo, la disminución de la succión provoca una disminución de la resistencia de los contactos entre agregados, y la estructura colapsa irreversiblemente. Esto sucede a pesar de que los agregados puedan experimentar un aumento de volumen debido a la captación de agua en las partículas de arcilla. Pero este aumento de volumen es menor que la disminución provocada por el colapso general de la estructura, con desaparición de gran cantidad de los macroporos.

El aumento de la succión contribuye a un aumento de la rigidez de los suelos, de modo que parece que la carga de preconsolidación aparente aumenta con la succión. Sin embargo el aumento de la rigidez no puede ser indefinido y, tal y como observan Escario y Sáez (1987) en resultados experimentales, la relación entre la rigidez y la succión es no lineal, llegando a un valor máximo de la rigidez, para succiones que superen un cierto valor.

## Expansión y colapso durante la saturación de dos muestras

La carga aplicada controla, en gran medida, la cantidad de expansión de los suelos cuando los sometemos a una disminución en la succión, es decir, los humedecemos. Cuanto mayor es la carga aplicada, menor es la expansión.

La mayoría de los suelos pueden expandir o colapsar dependiendo de la carga aplicada, cuando se disminuye la succión. Para cargas elevadas el suelo colapsa, pero se hincha con cargas bajas. Sin embargo no es sencillo determinar el valor de la carga a partir del cual el suelo expande o colapsa, dado que este comportamiento depende del valor de la succión. Es decir, un suelo que inicialmente expande al disminuir la succión, puede llegar a un valor de la succión para el cual comience a colapsar, aunque el resultado global sea una expansión como se muestra en la fig. 6.1





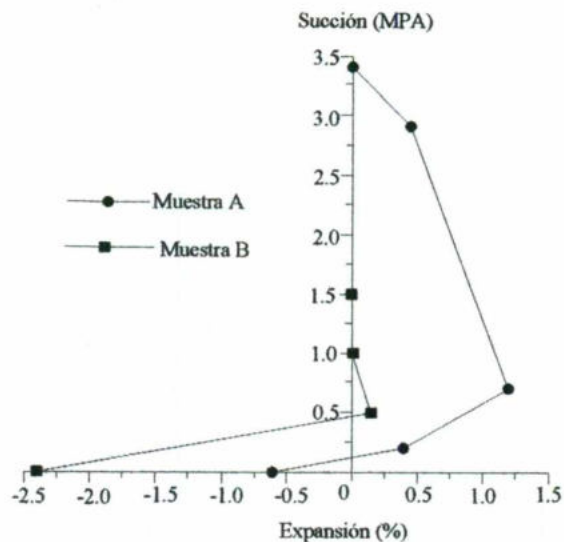


Fig. 6.1.- Prueba de colapso en dos muestras.

En los suelos compactados, estos fenómenos están relacionados con el hecho de que aquellos que se compactan del lado seco del óptimo presentan una estructura de agregados. Inicialmente se produce una expansión por el humedecimiento, pero la resistencia de los contactos entre los agregados disminuye con la succión de modo que al llegar a un valor crítico (que depende de la carga, de forma inversa) la estructura colapsa. Al cargar un suelo progresivamente se pueden producir deformaciones irreversibles si se supera el valor de la presión de preconsolidación, de un modo similar a los suelos saturados; sin embargo este valor aumenta con la succión.

La causa principal del colapso radica en la desaparición de la succión existente y el consiguiente reordenamiento de la estructura.

El colapso es un fenómeno irreversible, lo que de alguna forma simplifica su tratamiento y estudio; sus efectos pueden ser muy destructivos (deformaciones altas) y se manifiesta en la primera ocasión en que el suelo absorba agua (un aumento en el grado de saturación). Los terraplenes mal compactados son un caso relativamente frecuente que se manifiesta en daños de terracerías, bases, sub-bases, etc.

El colapso de los suelos es la disminución moderada de volumen cuando está con bajo contenido de humedad y una gran pérdida cuando está sumergido.

La magnitud de asentamiento depende del contenido de humedad del suelo. En estado sumergido y bajo la aplicación de cargas verticales los suelos colapsables presentan un mayor asentamiento.

Los suelos colapsables existen en todo el mundo principalmente en las regiones áridas y semiáridas. Los depósitos eólicos, aluviales, residuales, tubos volcánicos, etc. Son suelos que pueden ser colapsables.



En muchos casos los suelos colapsables no son detectados. Se necesita más investigación sobre la existencia de estos suelos y los métodos de tratamiento son necesarios.

### **EQUIPO:**

- Consolidómetro.
  - Anillo de material no corrosivo
  - Recipiente base
  - Dispositivos de carga (pesas)
  - 2 discos porosos de material no corrosivo
  - Indicador de caratula
  - Marco de carga
- Torno de labrado.
- Regla metálica afilada.
- Herramientas para labrar (cuchillos, cúter, espátulas)
- Báscula con precisión de 0.01 g.
- Cronómetro.
- Flaneras
- Agua destilada
- Vernier
- Toallas de papel
- Cubierta de hule para el recipiente base
- Placas de vidrio
- Horno

### **Procedimiento del ensayo de colapso**

Instalar la muestra en el anillo del consolidómetro después de haber determinado el peso inicial de la masa húmeda y altura de la muestra y fijar el conjunto anillo-muestra en el consolidómetro.

Aplicar una carga de contacto  $0.05 \text{ kg/cm}^2$ , después de 5 min tomar lectura de deformación, aplicar incrementos de carga a cada hora, hasta que se aplique la presión vertical apropiada. Los incrementos de carga serán 0.12, 0.25, 0.50, 1.00, 2.00, etc.,  $\text{kg/cm}^2$ . o cargas, registrar la deformación antes de incrementar una nueva carga.





El esfuerzo que se aplicará al suelo para evaluar el colapso dependerá de que si el potencial de colapso ( $I_c$ ) o índice de colapso ( $I_e$ ) determinado es apropiado para el caso estudiado.

El potencial de colapso ( $I_c$ ) es la magnitud de colapso relativa del suelo, determinado para cualquier presión vertical.

El índice de colapso ( $I_e$ ) es la magnitud de colapso relativa del suelo determinado bajo una presión de  $2 \text{ kg/cm}^2$ .

Después de aplicar la carga vertical apropiada, por el tiempo de 1 hora, inundar la muestra con agua desairada y destilada, registrar las deformaciones-tiempo para un ciclo de lecturas de 0.1, 0.25, 0.50, 1, 2, 4, 8, 15 y 30 min, 1, 2, 4, 8, 24 h.

Continuar el ensayo, la duración de cada incremento de carga en estado saturado será de 24 h o hasta que la consolidación primaria sea completa. En la fig. 6.2 se presenta un resultado típico del ensayo de colapso.

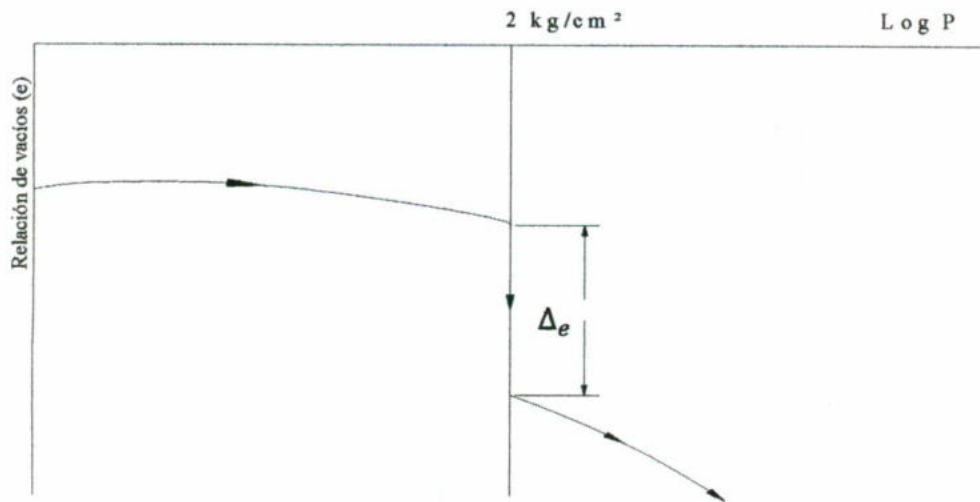


Fig. 6.2.- Prueba típica de ensayo de colapso.

### Cálculo

Determinación del potencial de colapso.

$$I_c = \frac{d_f - d_i}{h_o} \times 100 \quad (6.3)$$

Donde:

$d_i$  = lectura del micrómetro con el esfuerzo adecuado antes de la saturación (mm.)

$d_f$  = lectura del micrómetro bajo el esfuerzo adecuado después del humedecimiento (mm.)

$h_o$  = altura inicial de la muestra (mm.)



Puede ser evaluado en términos de relación de vacíos:

$$I_c = \frac{\Delta e}{1+e_0} \times 100 \quad (6.4)$$

donde:

$\Delta e$  = cambio de relación de vacíos bajo el esfuerzo adecuado antes y después de la saturación.

$e_0$  = relación de vacíos inicial

La evaluación de un suelo colapsable será de acuerdo a la siguiente tabla 6.5:

Tabla 6.5.- Índice y grado de colapso en suelos

Índice de colapso $I_e$ (%)	Grado de colapso
0	Ninguno
0.1 – 2.0	Leve
2.1 – 6.0	Moderado
6.1 – 10.00	Moderadamente severo
> 10	Severo

### POSIBLES ERRORES.

En esta práctica es preciso tener cuidado desde la obtención de la probeta de suelo, pues es muy común la fractura de la misma antes de ensayarla y al momento de hincar el anillo. Por otro lado, es importante hacer las lecturas del micrómetro correctamente, para evitar errores al construir la curva de consolidación. También hacer bien los cálculos de los pesos de las presiones que se irán aplicando a efecto de tener la relación de esfuerzo total contra porcentaje de expansión para la determinación de la presión de expansión.





## REFERENCIAS:

**ASTM D 5333-09**

Standard Test Methods for Measurement of Collapse Potential of Soils  
Estados Unidos, 2009.

**Juárez Badillo y Rico Rodríguez.**

Mecánica de Suelos. Tomo II. Fundamentos de Mecánica de Suelos.  
Editorial Limusa.  
México, D.F. 2005.









# **UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERÉTARO**

## **FACULTAD DE INGENIERÍA**

### **INGENIERÍA CIVIL**

#### **LABORATORIO DE GEOTECNIA II**



### **PRÁCTICA No. 7** **“EXPANSIÓN DE ARCILLAS”**



## **OBJETIVO:**

- Obtener las características de expansión de una arcilla.

## **GENERALIDADES:**

El índice de expansión de suelos,  $C_s$ , se utiliza para medir una propiedad índice básica del suelo y por lo tanto,  $C_s$  es comparable con otros índices, como el límite líquido, límite plástico y el índice de plasticidad de los suelos.

El  $C_s$  no se utiliza para duplicar alguna condición de las partículas del campo tales como la densidad del suelo, el contenido de agua, la carga de sitio, la estructura del suelo o la química del agua del suelo. (ASTM D 4829-09, 2009).

La clasificación del potencial de expansión de suelo está basada en la tabla No. 7.1 :

Tabla 7.1.- Índice y potencial de expansión de suelos

Índice de expansión	Potencial de Expansión
0-20	Muy bajo
21-50	Bajo
51-90	Medio
91-130	Alto
>130	Muy alto

Actualmente ha cobrado importancia el estudio del comportamiento de las arcillas expansivas debido al creciente número de obras en las que es necesario trabajar con ellas. Como su nombre lo implica, arcillas expansivas son aquellas que son susceptibles de sufrir un apreciable aumento de volumen durante la construcción o la operación de una estructura. Una arcilla tiende siempre a la expansión volumétrica al ser aliviada de cargas preactuantes; las características de expansividad guardan estrecha relación con las de compresibilidad, pudiéndose hacer la afirmación de que las arcillas más expansivas en descarga son también fuertemente compresibles en proceso de carga en la rama virgen de su curva de compresibilidad.

La prueba de consolidación, como se dijo, es prácticamente la única que hasta hoy se ha usado extensamente para estudiar expansión de arcillas en el laboratorio; por ello esta prueba difícilmente puede considerarse como base experimental para establecer criterios sobre expansión. Solamente en casos reales en que reproduzcan de cerca las condiciones de tal prueba, se podrán usar con confianza los resultados.

La expansión de arcillas sujetas a estados tridimensionales de esfuerzos en cámara triaxial fue estudiada principalmente por Henkel en el Colegio Imperial de la Universidad de Londres. Una interpretación teórica de sus resultados ha sido presentada por Juárez-



Badillo; el análisis teórico consiste en dar forma matemática a las ideas apenas esbozadas arriba (Juárez y Rico, 2005).

### Identificación de las arcillas expansivas.

La curva de expansión es semejante a una línea recta, pero aun se puede considerar como tal, al menos para grados de preconsolidación no muy altos. Esta curva de expansión también puede representarse, por lo tanto, por una expresión de la forma:

$$e = e_0 - C_s \log \frac{\bar{p}}{\bar{p}_0} \quad (7.2)$$

Donde:

- $e$  = Relación de vacíos final
- $e_0$  = Relación de vacíos inicial
- $C_s$  = Índice de expansión
- $\bar{p}$  = Presión final
- $\bar{p}_0$  = Presión inicial

En donde  $C_s$  es el llamado índice de expansibilidad. Éste es el índice que se ha usado para cuantificar el grado de expansibilidad de una arcilla. En la práctica puede afirmarse que a un mayor índice de compresibilidad  $C_c$ , corresponde un mayor  $C_s$  (Juárez y Rico, 2005).

La expansión de los suelos es el aumento de volumen, como resultado de los cambios en el equilibrio de sus componentes mecánicos, físicos y químicos.

Los suelos potencialmente expansivos pueden ser identificados por métodos indirectos y directos. Los métodos indirectos serán mediante la evaluación de las propiedades de índices, los métodos directos, mediante las pruebas de campo y laboratorio.

Los ensayos de laboratorio se pueden evaluar en muestras de suelo inalteradas o compactadas.

Las muestras inalteradas deben ser obtenidas siguiendo las normas de exploración de campo.

Los ensayos de laboratorio se realiza mediante el uso de los equipos de consolidación unidimensional, Norma ASTM D2435, en estado saturado en agua desairada y destilada.

Los ensayos realizados en muestras compactadas siguiendo las Normas ASTM D4829 nos determina el índice potencial de los suelos.

Las estimaciones de expansión de suelos determinados por ensayos de laboratorio pueden ser conservadores por algunas condiciones de campo como son:

- La expansión lateral y presión de confinamiento no son simulados.
- La expansión en el campo usualmente ocurre bajo la presión de sobrecarga constante dependiendo del agua,





### EQUIPO:

- Consolidómetro.
  - Anillo de material no corrosivo
  - Recipiente base
  - Dispositivos de carga (pesas)
  - 2 discos porosos de material no corrosivo
  - Indicador de caratula
  - Marco de carga
- Torno de labrado.
- Regla metálica afilada.
- Herramientas para labrar (cuchillos, cúter, espátulas)
- Báscula con precisión de 0.01 g.
- Cronómetro.
- Flaneras
- Agua destilada
- Vernier
- Toallas de papel
- Cubierta de hule para el recipiente base
- Placas de vidrio
- Horno

**Molde de compactación de espécimen.-** El molde de preparación del espécimen será cilíndrico de dimensión de diámetro 101.9 mm y altura 50.8 mm diseñado para ajustar un anillo removible de 25.4 mm de altura y 101.9 mm de diámetro.

**Pisón.-** El martillo de 50.8 mm de diámetro, 2.5 kg de peso con altura de caída libre de 305 mm correspondiente al Método de Ensayo ASTM D698, Compactación Proctor Estándar.

**Muestra.-** La muestra será seca, si está húmeda el secado puede ser al aire o con el uso del horno a temperatura de 60°C se deberá tamizar la muestra por la malla N° 4.

### **Moldeo del Espécimen**

Mezclar la muestra con un volumen de agua de tal manera que el contenido de humedad sea aproximado al óptimo del ensayo de compactación Proctor Estándar. La preparación del espécimen será por compactación con el martillo, en el molde con dos



capas iguales y 15 golpes cada capa y altura total de 51.0 mm, después recortar el espécimen quitando las porciones superior e inferior del molde del anillo y nivelarlo. Se debe ajustar el contenido de agua del espécimen de tal manera que el grado de saturación sea  $50 \pm 1\%$ ; si el grado de saturación no está en este rango entonces quitar la muestra del molde y corregir el volumen de agua agregando o secando y compactar nuevamente el espécimen.

Alternativamente el índice de expansión a 50% de saturación puede ser calculado del índice de expansión medido para a una saturación con rango de 40 a 60%.

### **PROCEDIMIENTO:**

Instalar el espécimen compactado en el anillo del consolidómetro con los discos porosos superior e inferior con sus respectivos papeles filtro con una carga de  $0.07 \text{ kg/cm}^2$  incluyendo el disco poroso superior.

Dejar actuar la presión aplicada por espacio de 10 min., después de este tiempo determine la lectura inicial ( $D_1$ ) sobre el micrómetro del consolidómetro con exactitud de 0.003 mm. Saturar el espécimen en agua destilada haciendo lecturas periódicas de deformaciones por un periodo de 24 h o hasta que la proporción de expansión sea menos de 0.0005 mm/h. Sin embargo en ningún caso la toma de lecturas será menos de 3h. Luego de finalizado el ensayo quitar el espécimen del equipo determinar la masa, humedad, etc.

### **CÁLCULOS:**

Cálculo del peso volumétrico, humedad e índice de expansión ( $C_s$ ).

El índice de expansión se determinara con la siguiente relación:

$$C_s = \frac{\Delta H}{H_0} \times 100 \quad (7.3)$$

donde:

$\Delta H$  = Cambio de altura ( $D_2 - D_1$ ) cm.

$H_0$  = Altura inicial





## REFERENCIAS:

**ASTM D 4829-09**

Standard Test Methods for Expansion Index of Soils  
Estados Unidos, 2009.

**Juárez Badillo y Rico Rodríguez-**

Mecánica de Suelos. Tomo III. Fundamentos de Mecánica de Suelos.  
Editorial Limusa.  
México, D.F. 2005.







