

24
109



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MEXICO**

Facultad de Ingeniería

**Pruebas de laboratorio de
Mecánica de Suelos. Ejemplos
y Aplicaciones**

TESIS

Que para obtener el título de :

INGENIERO CIVIL

P r e s e n t a :

FLORENTINO LEYTE GUERRERO

Director : M. I. Agustín Demenéghi Colina



Ciudad Universitaria

1986



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

YESIS CON FALLAS DE ORIGEN

INDICE

I. CONSERVACION Y MANEJO DE MUESTRAS DE LABORATORIO

I.1	Introducción	1
I.2	Importancia del manejo adecuado de las muestras	1
I.3	Tipos de muestras y conservación durante el muestreo	1
I.4	Protección y transporte	3
I.5	Conservación en laboratorio. Controles	3
I.6	Extracción de muestras	3
I.7	Manejo inadecuado y su influencia en las propiedades físicas y mecánicas	4
I.8	Ensayo de extracción de muestras en tubos de pared delgada	4
I.9	Referencias bibliográficas	8
I.10	Gráficas y figuras	7

II. IDENTIFICACION DE SUELOS

II.1	Introducción	11
II.2	Métodos para identificación de suelos en campo	11
II.3	Ensayo de identificación y clasificación de suelos	12
II.4	Conclusiones y observaciones	18
II.5	Referencias bibliográficas	18

III. DENSIDAD DE SOLIDOS

III.1	Introducción	17
III.2	Definición de densidad de sólidos	17
III.3	Aplicaciones en la mecánica de suelos	17
III.4	Métodos para determinar la densidad de sólidos	18
III.5	Discusiones y observaciones a los procedimientos	21
III.6	Ensayo de determinación de densidad de sólidos por el método del botraz con agua destilada	22
III.7	Referencias bibliográficas	26
	Tablas y gráficas	27
	Anexos	29

IV. LIMITES DE CONSISTENCIA

IV.1	Introducción	32
IV.2	Aplicaciones en mecánica de suelos	32
IV.3	Estados de consistencia. Límites	33
IV.4	Métodos para la determinación de los límites de consistencia	34
IV.5	Factores que influyen en la determinación de los límites de consistencia	37
IV.6	Ensayo de obtención de límites de consistencia	39
IV.7	Referencias bibliográficas	40
	ANEXO 1	44
	Tablas	45

V. GRANULOMETRIA

V.1	Introducción	53
V.2	Métodos de obtención de la distribución granulométrica	57
V.3	Aplicaciones	58
V.4	Prueba del equivalente de arena	51
V.5	Ensayo de granulometría	62
V.6	Referencias bibliográficas	67
	Tablas	69
	ANEXO I	70
	ANEXO II	72

VI. PRUEBAS DE COMPRESION TRIAXIAL

VI.1	Introducción	96
VI.2	Objetivos	96
VI.3	Descripción del material	96
VI.4	Equipo	96
VI.5	Pruebas de compresión triaxial	
VI.5.1	Prueba de compresión triaxial consolidada drenada con esfuerzo controlado	97
VI.5.2	Prueba consolidada no drenada con esfuerzo controlado	98
VI.5.3	Prueba consolidada no drenada con deformación controlada	99
VI.5.4	Prueba no consolidada no drenada con esfuerzo controlado	99
VI.5.5	Prueba no consolidada no drenada con deformación controlada	100
VI.5.6	Prueba de compresión simple	101
VI.5.7	Conclusiones, recomendaciones y comentarios de las pruebas	102
VI.6	Referencias bibliográficas	104
	Gráficas	105

VII CONSOLIDACION

VII.1	Introducción	117
VII.2	Consolidación unidimensional	119
VII.2.1	Definición	117
VII.2.2	Objetivo de la prueba	117
VII.2.3	Procedimiento de prueba	120
VII.2.4	Factores que influyen en la prueba de consolidación	121
VII.2.5	Programación de la prueba	123
VII.3	Ensayo de consolidación	124
VII.4	Referencias bibliográficas	123
	Tablas	129

III

VIII. COMPACTACION

VIII.1	Introducción	157
VIII.2	Aspectos senarables de la compactación en laboratorio	157
VIII.3	Propiedades aeromias de los suelos compactados	157
VIII.4	Factores que influyen en las pruebas de compactación en laboratorio	159
VIII.5	Conclusiones	160
VIII.6	Ensayo de compactación	161
VIII.7	Referencias bibliográficas	165
	Tablas y gráficos	166

IX. DETERMINACION DE PESOS VOLUMETRICOS EN CAMPO

IX.1	Introducción	171
IX.2	Procedimientos para la determinación de pesos volumétricos en campo	171
IX.3	Comentarios sobre los procedimientos	172
IX.4	Aplicaciones	173
IX.5	Conclusiones	173
IX.6	Ensayo de determinación de pesos volumétricos en campo por el método del cono de arena	173
IX.7	Referencias bibliográficas	175
	Tablas	175

INTRODUCCION

CON EL OBJETO DE DISEÑAR Y CONSTRUIR CORRECTAMENTE OBRAS DE INGENIERIA CIVIL, EL PROFESIONAL DE ESTE CAMPO SE VE PRECISADO A TENER UN CONOCIMIENTO APROPIADO DE LAS CARACTERISTICAS QUE DEFINEN EL COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES QUE MANEJA.

EN EL CASO DEL CONCRETO Y EL ACERO, A PESAR DE TENER CARACTERISTICAS MAS O MENOS COMPLEJAS, SUS PRODUCTOS FABRICADOS PUEDEN LLEGAR A NORMALIZARSE EN UN NUMERO RELATIVAMENTE PEQUEÑO DE GRUPOS, ESPECIFICADOS POR UNA CANTIDAD REDUCIDA DE VARIABLES, DE ESTA FORMA, EL PROYECTISTA PUEDE PRESCINDIR DE OCUPARSE DE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES QUE UTILIZARA, APOYANDOSE EN LOS RESULTADOS DE LAS INVESTIGACIONES YA REALIZADAS.

EN EL CASO DEL SUELO, ES TAL SU VARIEDAD, QUE NO ES POSIBLE NORMALIZACION ALGUNA, POR LO QUE SE HACE NECESARIO, ADEMAS DE UN ESTUDIO DE LAS CARACTERISTICAS DE CADA SUELO EN PARTICULAR, EN LA MAYORIA DE LOS CASOS UN ANALISIS EN SU ESTADO NATURAL.

SE PUEDE CONCLUIR QUE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO JUEGAN UN PAPEL DE TERMINANTE EN EL CONOCIMIENTO DE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES QUE FORMAN EL SUELO.

ESTE TRABAJO PRESENTA LAS INVESTIGACIONES HECHAS SOBRE LOS DISTINTOS PROCEDIMIENTOS, ASI COMO LAS EXPERIENCIAS REALIZADAS Y CONCLUSIONES OBTENIDAS POR EL AUTOR, SOBRE LAS PRINCIPALES PRUEBAS DE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS.

I. CONSERVACION Y MANEJO DE MUESTRAS DE LABORATORIO

I.1 Introducción

Dentro de los diferentes factores que afectan directa o indirectamente los resultados de estudios geotécnicos del suelo, destaca en consecuencia al de la alteración de las muestras durante su manejo y conservación.

Este capítulo hace una descripción de las distintas formas de alteración que pueden sufrir las muestras, se hace una revisión de los procedimientos de transporte, almacenamiento y extracción de estas.

I.2 Importancia del manejo adecuado de las muestras

Del manejo adecuado de las muestras depende -en gran medida- que los resultados obtenidos en laboratorio sean representativos de las características que se deben conocer del suelo.

Las alteraciones que puede sufrir una muestra son de los siguientes tipos:

- a) Cambio en la estructura del suelo (perturbación por remoldeo)
- b) Cambio en las condiciones de esfuerzo a que está sujeto el suelo en el sitio
- c) Cambio en el contenido de agua y en la relación de vacíos
- d) Mezcla y segregación de los constituyentes del suelo
- e) Cambios de tipo químico en la muestra (oxidación, etc.)
- f) La combinación de dos o más de los anteriores

I.3 Tipos de muestras y conservación durante el muestreo

Los tipos de muestras que se pueden obtener en campo son dos, alteradas e "inalteradas".

I.3.1 Muestras alteradas

Son aquellas que por la información que se debe obtener, tienen la estructura perturbada debido al procedimiento de extracción. Estas muestras permiten identificar al suelo y realizar pruebas índice.

I.3.2 Muestras inalteradas

Estas muestras se extraen del suelo cuidando de no alterar demasiado su estructura. En realidad, el concepto de inalteración es relativo, ya que se inducen cambios en las condiciones de esfuerzo del suelo y consecuentemente cambios volumétricos.

Estos cambios disminuyen en muestras saturadas, ya que el agua trabaja a tensión (presión de poro negativa), y es aproximadamente igual en valor absoluto a la presión que actúa sobre ellas antes de su extracción. Son también inevitables las alteraciones estructurales y los cambios en contenido de agua y relación de vacíos en un pequeño espesor de las caras de la muestra.

I.3.3 Conservación de muestras alteradas durante el muestreo

Una vez extraído el suelo, se coloca en bolsas de lona o de plástico que sea resistente y que impida filtraciones de agua al exterior, se debe cuidar también que exista el menor volumen vacío dentro de la bolsa para disminuir al máximo posible la evaporación, cerrar bien la boca de la bolsa y finalmente colocar una etiqueta resistente con la información de la muestra.

Otra forma de protegerla es depositándola en frascos de vidrio o plástico, colocando inmediatamente sobre la muestra una película de humo y sobre ella algodón o aserrín húmedo bien exprimido.

Se recomienda que la tapa del frasco no sea oxidable, ya que al extraer la muestra se puede contaminar. En caso de ser así, se debe lim-

piar perfectamente el cuello del recipiente antes de sacar el suelo.

Finalmente, se debe procurar colocar el recipiente en un lugar protegido del sol.

I.3.4 Conservación de muestras (inalteradas durante el muestreo)

a) Muestras cúbicas

En este caso, se debe cubrir la muestra en su primera cara labrada (fis I.1) con una película de papel aluminio y después una capa de brea y parafina. Es recomendable que a medida que avance en el labrado se coloque la protección antes indicada; posteriormente se envuelve la muestra con manta de cielo impregnada de brea y parafina, y en seguida se deposita en un recipiente rígido (plástico, madera, metal, etc.) y se rellenan los huecos con arena, aserrín o unicel. Finalmente, se etiqueta la cara superior, señalando claramente esta y la inferior, así como su orientación en campo. Se recomienda que además de la etiqueta externa, tenga una identificación interna por si la otra se dañara (Ref. 1).

b) Muestreadores

El muestreador más usado para suelos finos, de blandos a semiduros, arriba o abajo del nivel de aguas superficiales (NAS), es el tubo de pared delgada, hincado con presión estática, para lo cual se afila en la parte inferior. Este deberá tener un diámetro interno mayor de 4 pulsadas.

El muestreador se introduce en el terreno con una velocidad constante de entre 15 y 30 cm/s; después se permite la expansión del suelo dentro del tubo, dejándolo en reposo medio minuto; esto se hace con el objeto de incrementar la adherencia entre ambos; en seguida se corta la base del suelo girando dos veces el muestreador; se extrae del subsuelo; se limpia, identifica y protese en sus extremos (Ref. 2).

Una vez extraído el tubo, se mantiene en posición vertical con la parte inferior del suelo hacia abajo; se limpia la parte superior con espátula y se coloca papel aluminio; posteriormente se vacía una mezcla líquida de brea y parafina en proporción de 1 a 3; o se colocan sellos metálicos; se invierte el tubo y se repite la operación. Si el diámetro del tubo lo permite se puede sellar con tapones de hule. La brea y parafina se colocan a una temperatura de aproximadamente 70°C, con un espesor que varía de 0.5 a 1.0 cm (fis I.2).

En caso de tratarse se suelos expansivos, es recomendable colocar una tapa de metal o plástico sobre el sello de brea-parafina; para evitar la expansión de la muestra y pérdida del sello.

Finalmente, se recomienda pesar el material en campo y, posteriormente en laboratorio, con el fin de detectar posibles cambios en el contenido de agua natural. Esto se hará para muestras alteradas e inalteradas.

Es necesario, llevar un registro de campo de la información arrojada durante el muestreo, así como las observaciones que puedan ayudar a interpretar mejor el sondeo.

En cualquiera de los casos anteriores se debe colocar una etiqueta con los datos de la muestra; señalar su parte superior e inferior y la orientación que tenía en el terreno.

1.4 Protección y transporte

1.4.1 Muestras alteradas

Estas se deben proteger de la lluvia, viento y en general de los agentes atmosféricos; llegando al laboratorio se deben revisar los sellos, y pesarse.

1.4.2 Muestras inalteradas

En el caso de muestras inalteradas se deben colocar los tubos en cajas de arena, aserrín o espuma de poliuretano en compartimientos individuales y de preferencia en posición vertical para evitar el riesgo de flujo plástico de los sellos parafina-brea y, consecuentemente la formación de canales de aire.

Nunca se deben colocar encimados los tubos en posición horizontal.

Las muestras cúbicas se deben proteger de los agentes atmosféricos, confinadas en cajas de madera u otro material rígido.

En cualquier caso, las muestras inalteradas se deben proteger durante el transporte contra lluvia, aire, y contra vibraciones y golpes, especialmente en el caso de materiales granulares; el transporte debe hacerse lo mas pronto posible y de preferencia por caminos en buen estado. Una vez en el laboratorio, se revisa su sello y su identificación (Ref. 7).

1.5 Conservación en laboratorio. Controles

Una vez que llego al laboratorio, se debe verificar que la muestra este herméticamente sellada y que no falte su identificación.

El material se debe almacenar en cuarto húmedo, con una humedad relativa cerca del 100% y temperatura constante; la existencia de humedad y temperatura como las señaladas anteriormente propicia la proliferación de microorganismos (principalmente hongos), pero subsanar esto, se dispone de luz ultravioleta de 200 a 300 nanómetros de longitud de onda; sin embargo, esta luz propicia el desprendimiento de vapores tóxicos, por lo cual, antes de entrar a trabajar se debe ventilar durante 15 minutos.

Si no se dispusiese de cuarto húmedo, las muestras contenidas en tubos se almacenarán en cajas confinadas permanentemente por aserrín húmedo. En el caso de muestras cúbicas, se deben cortar los trozos a medida que se necesiten, volviendo a sellarlas inmediatamente y colocándolas en un medio húmedo. Se deben llevar controles permanentes de peso, volumen, contenido de agua, así como resistencia al corte con penetrómetro de bolsillo. Siempre será aconsejable realizar las pruebas sobre las muestras lo mas pronto posible, ya que nunca se tiene un control perfecto sobre la humedad (Refs. 4 y 6).

1.6 Extracción de muestras

Las muestras contenidas en tubos, una vez que llegan al laboratorio se abren en cuarto húmedo y se sellan de nuevo con mayor cuidado; esto da oportunidad de determinar contenidos de agua y estimar la resistencia con penetrómetro de bolsillo.

El material llega en tubos de aproximadamente 90 cm, que se dividen en 3 o 4 secciones, a cada una de las cuales se le pone etiqueta, marca superior e inferior y orientación respecto al sitio de donde se extrajo, sellándolas de nuevo y colocándolas en el cuarto húmedo, de preferencia en posición vertical.

El corte de los tubos se debe hacer con sequeta de diente fino (por ejemplo, 32 dientes/pulgada), para evitar al máximo posible las vibraciones perjudiciales; el corte de los tubos debe ser perpendicular a su eje para no producir ladeo o inclinación al sacar la muestra. Una vez cortados, los tubos deben numerarse en secuencia ininterrumpida.

Uno de los procedimientos mas adecuados para extraer la muestra,

consiste en romper la adherencia entre el suelo y la cara interna del tubo, introduciendo un hilo metálico con una aguja larga; recorriéndolo por toda la cara interior del tubo, para finalmente extraer el suelo, cuidando que se desplace en la misma dirección en que entró.

Para introducir el hilo, se hace un orificio con una broca de selsada y lo suficientemente larga para atravesar la muestra a lo largo del tubo.

Una variante de este método de extracción, es realizar un corte con sequeta a lo largo del tubo, sin embargo, aumentan las vibraciones y al extraer el suelo puede fallar por adherencia. Otros procedimientos utilizan dispositivos hidráulicos, pero su empleo es poco recomendable, pues induce consolidación en el material al extraerlo.

I.7 Manejo inadecuado y su influencia en las propiedades índice y mecánicas

Como se puede deducir, si las muestras no se sellan correctamente en campo, existen cambios en la humedad del suelo, de tal manera que este no será representativo. En el caso de muestras inalteradas, la perturbación severa por manejo inadecuado afecta la resistencia y compresibilidad del material, este caso se presenta cuando no existe confinamiento adecuado de la muestra, o manejo brusco durante su transportación.

Por otra parte, cuando las muestras no están herméticamente selladas, los cambios en el contenido de agua pueden afectar la estructura si hay fisuración por contracción o expansión por hidratación, en consecuencia se afectarán sus características de compresibilidad y resistencia.

Finalmente, el almacenamiento prolongado origina cambios en la corrosión crítica y alteración química por acción electrolítica, en caso de oxidación del tubo, por esta misma causa se presenta adherencia y fricción.

I.8 Ensayo de extracción de muestras en tubos de pared de selsada

I.8.1 Objetivos

- Conocer y aplicar un procedimiento de extracción de muestras, contenidas en tubos de pared de selsada, discutiendo las posibles causas de alteración
- Determinar la efectividad de un método de protección del material contra cambios en el contenido de agua
- Analizar e identificar la muestra contenida en el tubo

I.8.2 Material

Muestra contenida en tubo de pared de selsada de 4 pulsadas de diámetro

Procedencia: Bordo-Minatitlán Veracruz

Profundidad: 14.70 m

Sondeo No. 3

Muestra No. 15

Longitud del tubo: 0.24 m

I.8.3 Equipo

- . Penetrómetro de bolsillo
- . Horno convencional
- . Básculas
 - a) Rango 800 g; precisión 0.01 g
 - b) Rango 2000 g; precisión 0.1 g
- . Hilo metálico
- . Espátula de cuña
- . Espátula de navaja
- . Cápsula de porcelana
- . Plástico adherible
- . Lubricante
- . Taladro

- . Broca de 5/16"
- . Base para extracción
- . Tornillo de labrado
- . Varios (aguja, franela, tijeras, cinta adhesiva, sésueta de Jovero, nivel)

1.8.4 Procedimiento de extracción

Con el objeto de evitar cambios significativos en el contenido de agua, la extracción se realizó en cuarto húmedo, registrándose 73% de humedad relativa y 25.5°C de temperatura.

Se realizó una inspección en su parte exterior, así como de los sellos de parafina-brea, observándose que el cilindro no tenía fecha de extracción, orientación respecto al sitio y tampoco claramente indicada la parte superior y la inferior. Los sellos se encontraban exteriormente en buenas condiciones, no se observó en ellos poros o fisuración alguna; el corte del tubo en sus extremos no era perpendicular, por lo que se corría el riesgo de inclinar la muestra al sacarla y provocar su falla.

Se detectó una picadura en la parte media del tubo de aproximadamente 3 mm de diámetro, de donde se infirió una posible contaminación por oxidación, perturbación de la estructura en esa zona o cambios significativo del contenido de agua en la región adyacente.

1.8.4.1 Extracción de los sellos

En el extremo superior del tubo se procedió a romper la adherencia entre éste y su sello, auxiliándose de una espátula de abanico, al quitar el sello fue relativamente fácil, ya que entre éste y la muestra se encontró un círculo de papel aluminio.

El lacre tenía aproximadamente 1 cm de espesor.

Una inspección inicial del material, reveló una posible oxidación en el perímetro de la muestra, se procedió a remover la costra superficial del material, encontrándose dos tipos de suelos que ensesuida se describen:

Material No. 1; color verde olivo, dilatación lenta, tenacidad media, consistencia suave, textura harinosa y resistencia medida con penetrómetro de bolsillo de 1.13 Ks/cm² en promedio.

Material No. 2; color gris oscuro, dilatación rápida, tenacidad media y secado rápido, la posición relativa de ambos materiales se muestra en la fig. 1.3.

El sello inferior se observó sin grietas ni poros, espesor medio de 1 cm, con película de aluminio.

Aquí se encontró una resistencia media con penetrómetro de bolsillo de 0.5 Ks/cm², en este caso el material No. 1 tenía una dilatación mas lenta que el mismo material en la parte superior.

1.8.4.2 Extracción de la muestra

Con el objeto de perturbar al mínimo la muestra, se realizó una perforación con taladro y broca de 5/16", acto seguido se pasó una aguja a lo largo del barreno llevando unido con cinta adhesiva en el extremo un hilo de acero como se muestra en la fig. 1.4.

Una vez atravesado el hilo, se recorrió la cara interior del tubo con éste varias veces (fig. 1.5) hasta romper la adherencia entre el cilindro y la muestra. En seguida se cortó papel aluminio del diámetro del tubo y se colocó sobre la base para extracción (se anota que esta base debe ser de un material compresible como la madera pilonera, con

el fin de que al extraer la muestra, ésta no se comprima y altere sus características estructurales), se procedió a bajar al tubo cuidando de no forzarlo demasiado para no alterar la muestra (fid I.6), en el momento que no fue posible, se repitió la operación de romper la adherencia con el hilo; en seguida se colocó un cristal sobre la muestra y se invirtió de tal forma que la parte superior (apoyada en el cristal) fué la base de apoyo para todo el manejo posterior.

Se quitó la costra superficial lateral con una espátula de navaja, cuidando de no pasar varias veces la espátula, pues se perturba la estructura de la muestra; después se cubrió toda la muestra con plástico adherible. En su superficie superior e inferior se aplicó la navaja para nivelarlas; auxiliándose para ello, de un nivel; posteriormente se rectificó el área perimetral del material utilizando el torno de labrado.

I.8.4.3 Secado al aire

Una vez rectificado, se procedió a cortar dos láminas de sección longitudinal en la parte central de la muestra de aproximadamente 1 cm de espesor; una de ellas denominada lámina testigo, se depositó con cuidado para no fallarla, en una placa de cristal cubriéndola totalmente con plástico adherible y marcando en la cinta adhesiva que la sellaba, la parte superior, inferior, procedencia, profundidad, número de sondeo y la magnitud de su dimensión más larga. La otra lámina se colocó en un cristal al que previamente se imprimó de lubricante en una de sus caras; esto se hizo con el objeto de que al contraerse el material no se agriete por fricción; finalmente se determinó su contenido de agua tomando parte del material sobrante; acto seguido se cubrió con plástico adherible y se almacenó.

I.8.4.4 Posible origen y formación de la muestra

En los cuerpos de agua, donde no existen corrientes fuertes, las partículas más finas son llevadas a aguas más profundas, donde los limos y arcillas más gruesas se depositan lentamente. Durante los periodos de estiaje, cuando la turbulencia es pequeña, y cuando liseros cambios en el agua pueden provocar floculación, se depositan las arcillas coloidales. El resultado es la formación de delgados estratos alternados y horizontales de limo y arcilla.

Por otra parte, la coloración de la muestra, permite inferir la probable reducción de óxidos de hierro por gases sulfídricos y materia orgánica.

Por lo anterior se presume la existencia de estratos limosos finos y gruesos de origen lacustre, de media a baja plasticidad, con nula existencia de suelos gruesos, y con espesores que van de 2 a 4.5 cm, intercalados.

I.8.4.5 Determinación del contenido natural de agua

Tomando material de la parte central de la muestra se determinó el contenido natural de agua resultando de 47%. Esta información es útil por sí misma, sin embargo, daría mayor información si se estableciera la relación con los límites líquido y plástico. Los depósitos que tienen contenidos de agua cercanos al límite líquido son usualmente más blandos que los que tienen contenidos de agua cercano al límite plástico (ref.5).

I.8.4.6 Discusión sobre las posibles causas de alteración y recomendaciones

Una de las posibles causas de alteración, es el manejo brusco que se hace del cilindro, caídas, rodaduras, etc.

Por otra parte, se debe procurar hacer el orificio al material, con la broca mas delgada posible, evitando que esta roce con la pared del tubo, ya que las vibraciones perturban la muestra. Hecho lo anterior, se debe manipular la muestra en el tubo, con trapos húmedos exprimidos, tapando lo mejor posible los extremos del cilindro, para evitar cambios locales en el contenido de agua por cambio de temperatura (en el cuarto húmedo, durante la extracción, la temperatura inicial fue de 23.5°C y la final de 25°C) o cambio en la humedad relativa (el cambio en esta variable fue de 73% a 62%).

Al introducir la aguja con el hilo metálico, se debe tener cuidado, ya que se puede estar introduciendo en la muestra, por un lado de la perforación.

El hilo metálico se debe recorrer alrededor del tubo, pesándolo lo más posible a su pared interior y revisando en cada segmento recorrido, que la huella del hilo, queda bien pesada al cilindro, a este respecto, queda la experiencia de haber hecho el recorrido del hilo, casi por la parte central de la muestra.

Una vez rota la adherencia, se debe colocar en la base de extracción procurando que la muestra no se comprima al sacar el tubo, se debe sacar siempre en la misma dirección y en el mismo sentido en que entró, e inmediatamente cubrirla con plástico adherible, evitando la formación de bolsas de aire.

Al terminar el ensayo, se pesó el sobrante y se almacenó, registrando su peso durante 5 días consecutivos; con estos datos se construyó la gráfica de peso contra tiempo, en donde se observa que en este tiempo, la pérdida de agua con respecto a la inicial fue de 0.2%, lo que indica que el procedimiento de protección fue aceptable, ya que la recomendación de utilizar el material en un máximo de tiempo de 24 h después de extraerlo, tiene un factor de seguridad hasta de 4.

Una vez extraída la muestra, es necesario colocar en algún lugar de la placa que le sirve de base, toda la información que tenía al llegar, ya que si se pretende trabajar con ella tiempo después, se puede confundir con otro material, y además proteger la muestra con un trapo húmedo exprimido, para disminuir mas los cambios en el contenido de agua.

I.9 Referencias bibliográficas

1. HVORSLEV, J.M. Subsurface exploration and sampling of soils. Cap. 16. Published by Engineers Foundation. New York, 1962.
2. C.F.E. Manual de diseño de obras civiles. Geotecnia B.2.1. México, 1979.
3. JUAREZ B, E. RICO R, A. Mecánica de suelos. Tomo I. Edit. Limusa. México, 1974.
4. LAMBE W, T. Soil testing for engineering. Cap. 5. John Wiley and sons, 1951.
5. PECK, HANSON, THORBURN. Foundation engineering. Cap. 5. John Wiley and sons, 1974.
6. S.H.R. Manual de mecánica de suelos. Pp. 27-77. Mexico, 1970.
7. TONLINSON M, J. Foundation design and construction. Sir Isaac Pitman and sons ltd. Londres, 1963.
8. SOWERS, B. SOWERS, F. Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones. Edit Limusa. México, 1983.
9. ZEEVAERT, L. Apuntes de mecánica de suelos sobre tecnología y problemas de ingeniería civil de los materiales del subsuelo. Fac. Ing. UNAM. México, 1968.

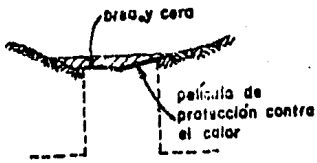


Figura I.1



Figura I.2

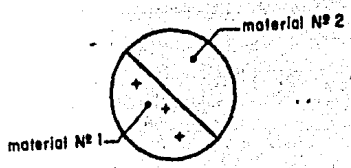


Figura I.3

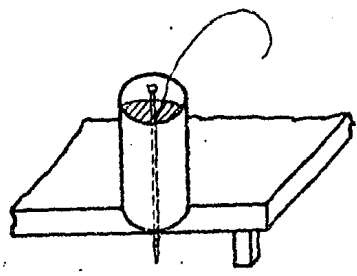


Figura I.4

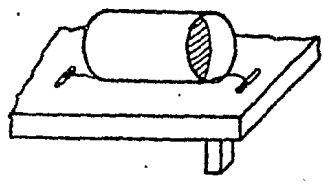


Figura I.5

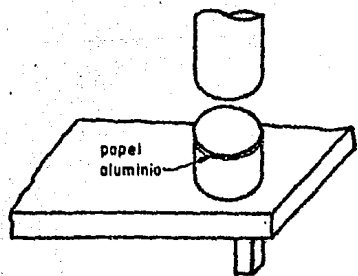


Figura I.6

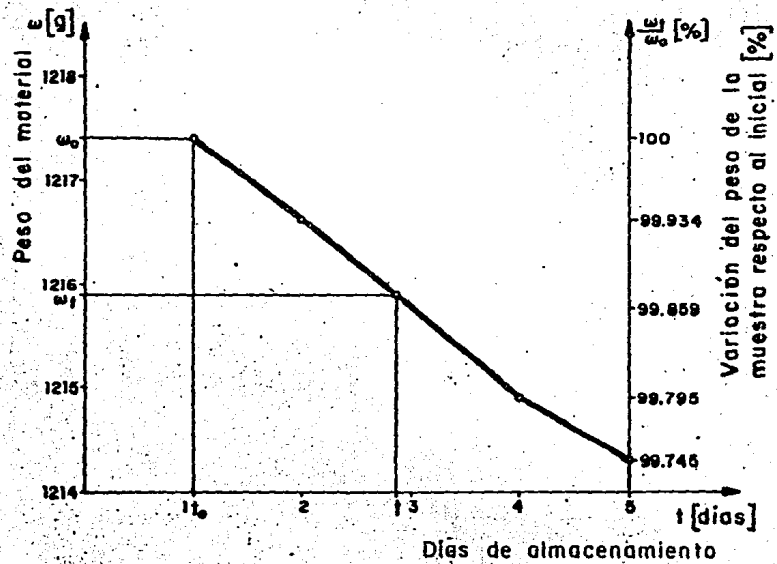


Fig.7 Peso de la muestra contra días de almacenamiento.

CAPITULO III

II. IDENTIFICACION DE SUELOS

II.1 Introducción

La mecánica de suelos se ocupa en el estudio de materiales de diferentes orígenes, propiedades físicas y mecánicas, que dependen de su formación y de las condiciones del medio ambiente en que se encuentran (temperatura, humedad, presión atmosférica, condiciones de esfuerzo, historia de presiones, etc.). Dada la gran variedad de suelos que se presentan en la naturaleza, el ingeniero de suelos se ha visto la necesidad de agruparlos, de tal forma que en cada conjunto se encuentren materiales con propiedades índice y mecánicas similares, para ello se han desarrollado sistemas de clasificación de suelos, que por su sencillez proporcionan resultados cualitativos.

Actualmente, el sistema de clasificación de suelos con fines de ingeniería civil más usado es el "Sistema Unificado de Clasificación de Suelos" (SUCS), propuesto originalmente por A. Casagrande. Este sistema atiende las características más importantes de los materiales finos y gruesos, como son plasticidad y granulometría, estableciendo criterios para la identificación de los materiales en campo, en los casos en que no se dispone de equipo de laboratorio para realizar un análisis más completo de los suelos.

II.2 Métodos para identificación de suelos en campo

II.2.1 División de las fracciones fina y gruesa

El primer paso para realizar el análisis de un material dado en este sistema, es la separación aproximada entre los materiales gruesos (mayores que 0.074 mm) y los finos, para ello se puede recurrir a hacer una correlación entre la abertura de la malla No. 200, que es la que separa estas dos fracciones, y un objeto conocido, como el diámetro de un cabello, en caso de que más del 50% del suelo sea mayor de 0.074 mm, se procederá a hacer una descripción del material que forma la fracción gruesa.

II.2.2 Descripción de la fracción gruesa

La identificación de estos materiales en campo, se realiza principalmente sobre una base visual, por lo que se atiende a sus características de graduación, tamaño de partículas, forma, textura, composición mineralógica, así como a inferir cualitativamente el grado de arrastre y erosión que han sufrido las partículas constituyentes.

Para distinguir las gravas (mayores de 4.76 mm) de las arenas, puede usarse el tamaño de 0.5 cm.

También debe juzgarse la integridad y competencia de las partículas constituyentes. Las partículas con alto grado de erosión, se pueden reconocer por la decoloración que presentan y la relativa facilidad con que se desintegran.

II.2.3 Descripción de la fracción fina

Dado que las partículas constituyentes de un suelo fino son menores que los tamaños posibles de ver a simple vista, la identificación de los suelos en campo se lleva a cabo a través de sus características de dilatancia, tenacidad y resistencia en estado seco. El olor y el color del suelo pueden ayudar, especialmente cuando se trata de materiales orgánicos.

II.2.3.1 Tenacidad

La potencialidad de la fracción arcillosa se identifica por la mayor o menor tenacidad del rollito al acercarse al límite plástico, y por la rigidez de la muestra al romperse entre los dedos. Cuanto más arcilloso sea un material, más rígido y tenaz será cerca del límite plástico, y más frágil será su rompimiento entre los dedos cuando tensa un contenido de agua sobre este límite.

II.2.3.2 Dilatación (reacción al agitado)

En un suelo saturado y superficialmente seco, bajo la acción dinámica de los impactos contra la mano, la aparición de agua en la superficie de la muestra se debe a la compactación de los suelos arenosos y limosos. Los suelos arcillosos de alta plasticidad, no presentan estos efectos bajo las cargas dinámicas, por lo que no producen reacción alguna.

Una reacción rápida, es típica en arenas finas uniformes, no plásticas (SP y SM) y en algunos limos inorgánicos (ML). Mientras menos uniforme sea un suelo, la reacción es menos rápida. Por otra parte, lodos contenidos de arcilla hacen que la reacción sea más lenta, este fenómeno se presenta en limos inorgánicos ligeramente plásticos (ML, OL), y en arcillas muy limosas (CL, ML). Una reacción lenta o nula es típica de arcillas de baja y alta plasticidad (CL, CH), y en arcillas orgánicas plásticas:

II.2.3.3 Resistencia en estado seco

Las arcillas de alta plasticidad (CH) presentan un alta resistencia en estado seco, los limos ML o MH no presentan prácticamente ninguna resistencia en estado seco, desmoronándose fácilmente. La baja resistencia, es representativa de todos los suelos no arcillosos y poco plásticos. Las resistencias medias definen a las arcillas de baja plasticidad (CL).

II.3 Ensayo de identificación y clasificación de suelos

II.3.1 Objetivos

- Realizar el análisis e identificación de suelos sin ayuda de equipo de laboratorio
- Hacer una estimación de las propiedades mecánicas e hidráulicas de los materiales proporcionados, a partir de la identificación de campo
- Clasificar los materiales según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
- Analizar y discutir los resultados obtenidos

II.3.2 Equipo

- . Espátula de navaja
- . Cápsula de porcelana
- . Toallas de papel
- . Agua destilada

II.3.3 Muestra No. 1

Se trata de un material color gris claro, no homogéneo, formado por partículas gruesas y finas, con la siguiente distribución aproximada de tamaños: 55% de gravas, 25% de arenas y 20% de material fino. El tamaño máximo de los granos es del orden de 9 mm, su forma es equidimensional, subangulosa, textura superficial desgastada, resistencia alta de partículas individuales.

Los ensayos de identificación al tacto sobre el material fino, permiten afirmar que se trata de un suelo limoso, no presenta cementantes ni indicios de materia orgánica.

Con la información anterior, es posible clasificar este suelo de acuerdo con el SUCS, como una grava areno-limosa de color gris probablemente bien graduada (GM), posiblemente de origen ígneo extrusivo.

a) Propiedades hidráulicas y mecánicas estimadas

Resistencia a la tubificación media, susceptibilidad al agrietamiento media, poco susceptible a la licuación y buena manejabilidad.

Resistencia al corte, en general será alta, ángulo de fricción in-

terna del orden de 30° .

Compresibilidad; considerando que aproximadamente mas de la mitad del material esta constituido por gravas, se espera una compresibilidad baja, aun en estado suelto, con coeficiente de compresibilidad cercano a $0.002 \text{ cm}^2/\text{Kg}$.

Su permeabilidad se puede esperar que varie de media a baja, con coeficiente de permeabilidad (k) entre 0.001 y 0.00001 cm/s .

b) Aplicaciones

Considerando una alta compacidad relativa en campo, como depósito de cimentación tiene una adecuada capacidad portante, pudiendose utilizar como material de respaldo en presas de tierra, terracerías, etc. La parte gruesa puede considerarse para su uso como agregado para concretos. En general, no presentará problemas de asentamientos.

II.3.4 Muestra No. 2

Se trata de una muestra representativa, color ocre, formada por arenas con amplia distribución de tamaño, sin finos. Las partículas son equidimensionales y subangulosas, con alta resistencia individual, su textura superficial es desgastada, la competencia del conjunto es alta. No presenta cementantes ni materia orgánica.

De acuerdo con el SUCS, el material se puede identificar como una arena color ocre bien graduada y sin finos (SW), por el color de los granos (los granos blancos pueden ser cuarzo y los ocres platiclasas), podria pensarse que su origen es de roca de granito descompuesto y posteriormente transportado.

a) Propiedades estimadas

Foco susceptible al agrietamiento y tubificación.

Resistencia al corte; dependera de la compacidad relativa del manto, pero en general sera alta, con ángulo de reposo en estado suelto de aproximadamente 30° . La compresibilidad del depósito dependera de su compacidad, pero en general sera baja con coeficiente de compresibilidad entre 0.002 y $0.005 \text{ cm}^2/\text{Kg}$.

b) Aplicaciones en geotecnia

Como depósito de cimentación, este material en general sera adecuado; la compactación sera fundamental en su comportamiento mecánico. Podrá utilizarse en la construcción de bases, sub-bases y terracerías, siempre y cuando se proteja contra la erosión.

Por su resistencia al agrietamiento y tubificación, puede ser recomendable su uso como filtro.

II.3.5 Muestra No. 3

Constituida por una muestra representativa, homogénea color gris, formada por arenas finas con mica y cuarzo, presenta partículas redondeadas equidimensionales con textura superficial desgastada. No contiene finos, cementantes ni materia orgánica. Es probable que su origen sea ígneo y haya sido transportada.

Según el SUCS este material puede clasificarse como una arena gris, fina, uniforme y limpia (SP).

a) Propiedades hidráulicas y mecánicas estimadas

Todas las características del material, si se encuentra bajo el nivel de aguas superficiales y en estado suelto, bajo cargas dinámicas, es muy susceptible a la licuación. La susceptibilidad a la tubificación puede ser considerable.

La resistencia al corte de este suelo dependera de la compacidad re-

lística que tenga, pero en general será alta; en estado suelto su ángulo de fricción interna puede estar entre 30° y 35° ; su compresibilidad dependerá también de la compactación del depósito; en general se pueden esperar coeficientes de compresibilidad entre 0.002 y 0.005 cm^2/Kg .

La permeabilidad media se encuentra dentro del rango de 0.010 cm/s a 0.0010 cm/s .

b) Aplicaciones a geotecnia

Siempre que su compactación sea adecuada se podrá usar en bases sub-bases y terracerías; protegiéndola convenientemente contra la erosión. Su uso como depósito de cimentación de igual manera estará condicionado a una buena compactación que cubra los espesores necesarios.

II.3.6 Muestra No. 4

Se trata de una muestra representativa; homogénea; procedente de Níctilán Veracruz. Su color es negro y presenta un alto contenido de materia orgánica; su estructura es amorfa; pues no se detecta la presencia de fibras u otros restos orgánicos; no presenta manchas, concreciones, lentes o betas.

Presenta consistencia blanda; con textura esponjosa y velocidad de secado rápida; dilatación media; tenacidad ligera y resistencia en estado seco alta.

Al secarse despidió un fuerte olor a materia orgánica y presentó grandes contracciones. En la prueba de dispersión espontánea; presentó alguna expansión y no se disgregó.

Con esta información; el material se puede clasificar como una turba amorfa; negra; procedente de un depósito de pantanos (Pt).

a) Propiedades estimadas

Propiedades índice; se pueden esperar contenidos de agua del orden de 100%; con relación de vacíos mayor que 5; su densidad específica se puede encontrar entre 1.1 y 1.25; con peso volumétrico del orden de 1.5 T/m^3 ; su permeabilidad media aproximada puede ser 0.0001 cm/s . Baja resistencia al corte y alta compresibilidad.

Dadas las propiedades de este suelo; en general se tratará de evitarlo como depósito de cimentación. Su uso como material de construcción tampoco es recomendable.

II.3.7 Muestra No.5

Muestra representativa; procedente del estado de Sonora; de color café rojizo; con grumos de tamaño máximo de 3 mm; sin indicios de materia orgánica.

En pruebas al tacto se determinó; textura harinosa; presenta brillo al presionarse contra una placa de vidrio; al colocar una capa de material en el dorso de la mano; la sensación de contracción fue ligera; con reacción al asitado media; resistencia en estado seco alta. En la prueba de dispersión espontánea el grumo se disgregó totalmente; sin detectarse dispersión; la muestra húmeda no presentó disgregación ni dispersión.

De acuerdo con lo anterior; el material se puede clasificar como un limo de alta plasticidad (MH).

a) Propiedades hidráulicas y mecánicas estimadas

Resistencia al corte; dependerá de las características del depósito; por lo que es necesario determinarla en pruebas de laboratorio.

La compresibilidad de este material será alta en general; requiriéndose pruebas de consolidación. El valor del coeficiente de compresibilidad puede estar dentro del rango de 0.02 a 0.1 cm^2/Kg .

Resistencia a la tubificación media; posiblemente susceptible al asriamiento; permeabilidad esperada baja; con coeficiente de permeabilidad entre 0.0001 y 0.000001 cm/s.

b) Aplicaciones en geotecnia

Considerando compresibilidad y resistencia al corte aceptables, puede ser adecuado como depósito de cimentaciones si se cuidan los cambios en el contenido de agua del material para evitar cambios volumétricos perjudiciales.

Su baja permeabilidad es apropiada para utilizarlo como corazón impermeable, pero su rango de plasticidad podría ser insuficiente. En general, es poco manejable.

II.3.8 Muestra No. 6

Muestra representativa procedente del estado de Michoacán, de apariencia homogénea, color gris oscuro, constituido por material fino en forma de grumos, del tamaño de arenas. Presenta partículas de arena fina, sin presencia de materia orgánica.

Textura Jabonosa, con contracción ligera en el dorso de la mano, secado lento, respuesta al asitado nula y tenacidad cerca del límite plástico alta; resistencia en estado seco alta.

En la prueba de dispersión espontánea, con una muestra secada al aire, se disgregó sin dispersarse.

Por las características anteriores, el material se puede clasificar como arcilla gris oscuro de alta plasticidad (CH).

a) Propiedades hidráulicas y mecánicas estimadas

Resistencia al esfuerzo cortante, resulta indispensable hacer pruebas de laboratorio y dependerá de las condiciones del estrato a suber; preconsolidación, nivel de aguas superficiales, etc.

Por las características del material, se espera una alta compresibilidad con un coeficiente mayor de $0.1 \text{ cm}^2/\text{Kg}$, sin embargo dependerá de las condiciones del depósito también.

Se estima una permeabilidad baja con un coeficiente mayor que 0.0001 cm/s, sin embargo puede variar dependiendo de las características de fisuración, etc.

b) Aplicaciones geotécnicas del material

Dadas las características de plasticidad del material, se considera apropiado para su uso como corazón impermeable, por su buena manejabilidad y baja permeabilidad.

Se deben cuidar las presiones aplicadas, pues puede presentar elevados hundimientos y grandes expansiones por descarga en cimentaciones.

II.3.9 Muestra No. 7

Muestra representativa, procedente del estado de Puebla; color ocre-amarillo, homogénea, constituida por material fino, que se presenta en grumos, del tamaño de las arenas, con partículas blancas y negras finas, no hay evidencia de materia orgánica.

En las pruebas al tacto se obtuvieron los siguientes resultados: Textura harinosa; velocidad de secado media; sin contracción en el dorso de la mano; tenacidad media; resistencia en estado seco; reacción al asitado lenta.

En la prueba de dispersión espontánea, una porción secada al aire se disgregó sin dispersarse, el material en estado húmedo también se disgregó sin dispersión.

Este material se puede clasificar como un limo de alta plasticidad (MH), con un 5% de granos del tamaño de la arena media.

a) Propiedades hidráulicas y mecánicas estimadas

Permeabilidad media, con un coeficiente del orden de 0.0001 cm/c.

En general, estos materiales presentan alta compresibilidad para cargas mayores que la de preconsolidación, el coeficiente de compresibilidad puede estar entre 0.02 y 0.1 cm²/Kg.

b) Aplicaciones en geotecnia

Como corazón impermeable, puede ser adecuado por su permeabilidad y plasticidad. Como depósito de cimentación, puede llegar a presentar problemas de capacidad de carga y de asentamientos. Como material de construcción, su manejabilidad puede ser insuficiente.

II.4 Conclusiones y observaciones

Sin duda alguna, este ensayo fue de los mas provechosos, pues fue de los primeros contactos del autor con materiales no conocidos.

Una identificación adecuada de los materiales es indispensable antes de proceder a estudios mas detallados de laboratorio, pues proporciona la información necesaria para enfocar el análisis de un material en particular.

Tal vez haría falta información adicional sobre las características mineralógicas de los materiales analizados.

II.5 Referencias bibliográficas

1. RICO R, A. DEL CASTILLO, H. La ingeniería de suelos en las vías terrestres. Tomo I, Edit. Limusa, México, 1981.
2. C.F.E. Manual de diseño de obras civiles. (B.2.2) Geotecnia, México, 1976.

CAPITULO III
DENSIDAD DE SOLIDOS

III.1 Introducción

Uno de los parámetros esenciales para obtener las relaciones volumétricas y gravimétricas del suelo, es el peso específico relativo de los sólidos, conocido también como densidad de sólidos o gravedad específica del suelo. En este capítulo se hace una descripción de los métodos existentes para la determinación de la densidad de sólidos, discutiendo cada uno de ellos, y analizando la influencia de los errores cometidos en los distintos procedimientos. También se presentan los resultados de la determinación del peso específico relativo en materiales granulares y finos. En el anexo I se propone un procedimiento para determinar la densidad de sólidos de una muestra que contiene grava, arena y finos.

III.2 Definición de densidad de sólidos

La densidad de sólidos de un suelo (S_s) se define como:

$$S_s = \gamma_s / \gamma_o \quad ; \quad \gamma_s = W_s / V_s \quad ==>$$

$$S_s = W_s / V_s \gamma_o \quad \text{-----} \quad (1)$$

En la expresión (1)

W_s : peso de la fase sólida del suelo

V_s : volumen de la fase sólida del suelo

γ_o : peso específico del agua destilada a 4°C, al nivel del mar

γ_s : peso específico de los sólidos

y podemos interpretarla como la relación que existe entre el peso volumétrico de la fase sólida del suelo y el del agua γ_o (Ref. 4 y 8).

III.3 Aplicaciones en mecánica de suelos

La aplicación de la densidad de sólidos en esta especialidad es directamente sobre los parámetros de relaciones volumétricas que se muestran a continuación:

$$e = (V_m S_s \gamma_o / W_s) - 1 \quad \text{-----} \quad (2)$$

Donde 'e' es la relación de vacíos, expresión necesaria para el cálculo de asentamientos $\Delta H = (e_o - e / 1 + e_o) H$

La porosidad cuya expresión es

$$n = 1 - (W_s / V_m S_s \gamma_o) \quad \text{-----} \quad (3)$$

Para el grado de saturación, aplicable en pruebas de resistencia al esfuerzo cortante y consolidación

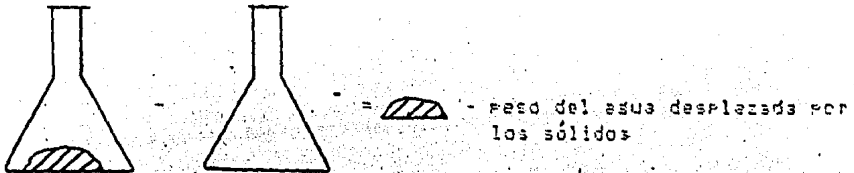
$$G_w(\%) = W \cdot S_s / e \quad \text{-----} \quad (4)$$

III.4 Métodos para determinar la densidad de sólidos.

Existen diferentes métodos para determinar la gravedad específica del suelo, su aplicación depende fundamentalmente del tipo del suelo que se necesite analizar, así como de los porcentajes de materiales gruesos y finos de que se trate.

III.4.1 Método del matríz volumétrico con agua destilada

Utilizando un matríz con marca de aforo a 500 ml y el principio de Arquímedes, según el cual, al sumergir un cuerpo dentro un líquido (generalmente agua), desplaza un volumen de líquido igual al del cuerpo sumergido.



De la figura se tiene:

$$W_{mt+ts} - W_{mt+w} = W_s - \text{peso del agua desplazada por los sólidos} \quad (5)$$

donde

- W_{mt+ts}: peso del matríz + agua + sólidos
- W_{mt+w}: peso del matríz + agua
- W_s o w_s: peso del agua desplazada por los sólidos.

De la expresión (1), se tiene

$$V_s = W_s / (S_s \cdot \gamma_w) \text{ de donde}$$

$$\text{peso del agua desplazada por los sólidos} = W_s \cdot \gamma_w / (S_s \cdot \gamma_w) = W_s / S_s \quad (6)$$

substituyendo (6) en (5)

$$W_{mt+ts} - W_{mt+w} = W_s - W_s / S_s; \quad W_{mt+w} + W_s - W_{mt+ts} = W_s / S_s \quad ==>$$

$$\begin{array}{c}
 * * * * * \\
 * \\
 * \quad S_s = W_s / (W_{mt+w} + W_s - W_{mt+ts}) \\
 * \\
 * * * * *
 \end{array}
 \quad (7)$$

Calibración del matríz

En vista de que el volumen del agua varía con la temperatura, se requiere tener la relación existente entre el peso del matríz con agua a temperatura, a volumen constante. Las temperaturas utilizadas son aquellas que se presentan comúnmente en laboratorio.

En suelos finos plásticos, la determinación del peso seco de sólidos

(W_s) debe hacerse después de la prueba, ya que el secado previo forma grumos en los que puede quedar aire atrapado. En materiales gruesos W_s puede determinarse antes de la prueba. La muestra de suelo debe tener entre 25 y 50 g de sólidos secos, es necesario utilizar pequeñas cantidades de material cuando los suelos son muy plásticos, cuando el material tiene una gravedad específica baja o cuando los frascos son muy pesados, pero obtener un asentamiento adecuado.

Procedimiento de prueba

Se forma una corteza uniforme de suelo con agua destilada, moviéndola constantemente para garantizar la uniformidad, luego se realiza un mecado mecánico, añadiendo agua destilada hasta tener un volumen de aproximadamente 200 cm³ de suspensión, editando durante 15 minutos.

Hecho lo anterior, se coloca la suspensión en el matraz aferado, por medio de un embudo, se coloca vacío para desairear la mezcla, editando lentamente para acelerar el proceso. En seguida, se edita agua destilada hasta la marca de calibración con la pipeta, limpiar perfectamente el cuello del matraz y obtener el peso del matraz con la suspensión (W_{matraz}). Finalmente, se calcula el valor de la densidad de sólidos aplicando la expresión (7) (Ref.1, 2 y 3).

III.1.2 Método del picnómetro

Consiste en determinar la gravedad específica de los sólidos utilizando el picnómetro, este procedimiento es poco usado en materiales finos, por la dificultad que representa el extraer el aire de ellos.

Procedimiento

Se limpia y seca perfectamente el picnómetro y se toma su peso (W_c), después se coloca el material seco previamente pasado con precisión de 0.001 g, en seguida se llena el aparato con agua destilada, desaireando con giros suaves del aparato en posición inclinada, no se aplica vacío, se obtiene el peso del picnómetro con la suspensión (W_d). Posteriormente, se vacía y llena de nuevo con agua sola tomando su peso (W_w).

La densidad de sólidos se obtiene con la siguiente expresión:

$$\begin{array}{c}
 * * * * * \\
 * \\
 * S_s = (W_d - W_c) / [(W_d + W_w) - (W_c + W_w)] * \\
 * \\
 * * * * *
 \end{array}
 \quad \text{----- (8)}$$

en la que

- W_c: peso del picnómetro vacío y seco
- W_d: peso del aparato + suelo seco
- W_w: peso del picnómetro + suelo + agua
- W_s: peso del aparato lleno de agua destilada

Para los ensayos usuales, el método suele ser satisfactorio, pero su precisión es menor comparada con la del matraz de densidad (Ref.4).

III.4.2.1 Método del picnómetro para suelos gruesos

El procedimiento para gravas es el siguiente, se sumergen entre 1 y 1.5 Kg de material en agua, durante 24 h. después se seca grano por grano superficialmente y se pesa el conjunto con una precisión de 0.1 g.

Para determinar su volumen, se aprovecha de nuevo el principio de Arquimides, introduciendo el material en una probeta graduada, que contenga una cantidad conocida de agua. La diferencia entre la altura fi-

el V_{i0} inicial es el volumen del material en cm^3 . Finalmente, se reponen las gravas en el horno y después de 24 h se pesan (Ref. 4).

La densidad de sólidos del material suelto se obtiene con la siguiente expresión:

$$S_s = W_{ss} / (V_d - V_{sa})$$

El potencial de absorción en porcentaje, se obtiene con la expresión:

$$\text{Absorción (\%)} = [(W_{sh} - W_{ss}) / W_{ss}] \times 100$$

donde

- S_s : densidad de sólidos
- V_d : volumen desdoblado
- V_{sa} : volumen de agua absorbida
- W_{ss} : peso de grava seca
- W_{sh} : peso de grava húmeda

III.4.3 Método del matrón de densidad

Este método consiste en determinar el peso específico relativo de sólidos, utilizando un matrón de densidad afinado a 500 al (Ref. 1).

Calibración

Se debe hacer una calibración del matrón como en el primer método, construyendo una gráfica que relacione el peso del matrón con agua hasta la marca de afero contra la temperatura. El intervalo de temperaturas debe ser tal, que cubra aquellas que pueden presentarse en el laboratorio, determinando el volumen del matrón a 25°C (V_d) con la siguiente expresión:

$$V_d = (W_u - W_c) / \gamma_u$$

en la que

- V_d : volumen del matrón
- W_u : peso del matrón de densidad con agua a 25°C
- W_c : peso del matrón
- γ_u : peso específico del agua a 25°C

En seguida, se determina el peso específico del kerosene (S_{sk}) a 25°C, con la expresión:

$$S_{sk} = (W_k - W_c) / V_d$$

donde

Ssk: gravedad específica del kerosene

Wk: peso del matríz de densidad con kerosene a 25°C

Procedimiento de prueba

Se requiere lavar y secar perfectamente el matríz; además, secar el suelo, colocarlo en un desecador.

Se coloca el material seco en el matríz y se registra el peso del recipiente mas suelo; en seguida se vierte kerosene cubriéndolo completamente; a continuación se sella vacío dentro del desecador, hasta expulsar el aire del recipiente. Posteriormente se llena con kerosene previamente desecado hasta la marca de calibración del matríz; colocando la solución en baño maría hasta uniformizar la temperatura interior a 25°C. Finalmente se pesa el matríz con la muestra de suelo y kerosene; asegurándose que este bien seco exteriormente y verificando que el nivel de kerosene este en la marca de sforo del matríz (Ref. 4 y 7).

La densidad de sólidos se obtiene con la expresión

$$S_s = (W_d - W_c) S_{sk} / [V_d S_{sk} - (W_k - W_d)]$$

en la que

Wc: peso del matríz (vacío y limpio) mas su tarón

Wd: peso del matríz mas tarón mas suelo seco

Wk: peso del matríz y tarón mas mezcla de suelo y kerosene

Vd y Ssk tienen los significados señalados anteriormente

III.5 Discusiones y observaciones a los procedimientos

El método del matríz con agua destilada, se puede usar para suelos granulares, desde arenas finas hasta gruesas; secando previamente el material y pesándolo. En el caso de suelos finos se requiere que el secado sea al final de la prueba, ya que antes de ella se forman grumos, induciendo un error importante por la defectuosa extracción de aire; además de que el tiempo de desecado aumentaría considerablemente.

La determinación de la densidad de sólidos se ve afectada por la insuficiente extracción de aire; el secado defectuoso del cuello sfo exterior del matríz; precisión insuficiente de la balanza en que se pesa; falta de cuidado al llenar el matríz hasta la marca de sforo; falta de uniformidad en la temperatura dentro del matríz; pérdida de material durante la prueba y secado deficiente; por lo que se recomienda tener especial cuidado en cada uno de ellos.

El metodo del picnómetro funciona para fines prácticos, ya que la densidad de sólidos para suelos gruesos es errante, debido a que las arenas, por ejemplo, tienen poros incomunicados; sin embargo en esta condición de estructuración es como se usarán en campo. Si se sospecha de un rompimiento de granos, se debe aplicar el material la presión a que estará sujeto en el sitio y después determinar su densidad de sólidos.

El procedimiento del matríz de densidad es eficiente para los materiales gruesos, ya que se deben secar previamente; en el caso de tener que secar suelos finos, el aire atrapado en los grumos se removería difícilmente, por lo que resulta poco práctica. Si debe determinarse la densidad de sólidos para arcillas, limos, arenas, y en general para suelos con partículas menores de 1/4" (0.0035 mm), se debe emplear fines-

III.6.5 Determinación de la densidad de sólidos de la arena de Ottawa

Para la determinación se siguieron los pasos detallados en la Tabla 6. Una vez pesada, se vertió la arena sobre el recipiente facilitando la caída y evitando el resquebrajamiento de los agregados de arena. Se llenó con agua destilada el recipiente inferior al punto de ebullición y se volvió a pesar el sistema. El tiempo de aceleración de la arena fue de 15 minutos, realizando el proceso en 27°C para facilitar la expulsión del aire. Una vez que terminó de caer el agua, se suspendió la ebullición y se continuó con la pesada. Finalmente succión, observando que el nivel del agua descendió durante el tiempo 3 min, por lo que se continuó el teste todo el día. Se le aceleró nuevamente cuando el termostato del agua se volvió a 27°C durante 15 min; a los 30 minutos se volvió la misma operación observándose el nivel del agua no descendió, por lo que se suspendió la prueba y se le aceleró.

Para determinar el peso de los sólidos, el recipiente del agua se pesó y se vertió en un refractario, luego se introdujo el agua hasta que no había burbujas de aire dentro del agua.

Para acelerar el secado, se refrigeró sobre el agua estancada del refrigerador cuidando de no tener burbujas del material dentro, esto se hizo se introdujo al horno durante 24 horas.

III.6.6 Determinación de la gravedad específica de la turba

La referencia 1 se siguió para determinar la densidad de sólidos de este material.

En este caso, se formó una pasta uniforme del material con agua destilada en un recipiente adecuado, esto se hizo con el objeto de facilitar los procesos de material. Ante cualquier dificultad, se usó un agitador mecánico, realizando el proceso en 15 minutos posteriormente se vertió el material en el sistema, considerando una cantidad de agua en la muestra, por lo que se procedió al secado, éste fue de 10 h a 100°C, finalmente se procedió a tener la temperatura sobre el sistema por 24 horas para obtener el peso de sólidos, esta última etapa fue un poco difícilmente larga, pues se debía garantizar que al momento al sistema, tuviera pérdidas en peso como por descomposición de esteres orgánicos. Primero se tuvo que secar el material con estufa a 30°C en 250 ml. Después de esto dura 24 h después se colocó el material en el horno durante 24 h cuidando que no sobrepasara 50°C en su temperatura.

III.6.7 Cálculos de la aréctica y presentación de resultados

La densidad de sólidos para ambos materiales, se obtuvo utilizando el método acelerado de 500 ml.

* Material	* Densidad de sólidos *
* Arena de Ottawa	* 2.66
* Turba	* 2.27

Los resultados de la determinación de el peso específico relativo de sólidos se presentan en la tabla III.2. Los cálculos se realizaron utilizando la expresión 7.

III.6.8 Comentarios observaciones y recomendaciones

Se observa que la densidad de sólidos obtenida para el material granular ($G_s=2.66$), está dentro del intervalo estándar en la literatura que varía el rango de (2.65-2.67); viene muy cerca de el valor de la gravedad específica de cuarzo es 2.65, por lo que existe concordancia

con el resultado obtenido.

Existe la posibilidad de que la gravedad específica del suelo hubiera resultado menor que la calculada, es que el material estaba contaminado con suelo fino, y al separarlo primero se secó, eliminando así, un buen porcentaje de finos y consecuentemente disminuyendo su peso seco total. Sin embargo mientras mayor cantidad de material se usa en el ensayo los errores al pesar se atenúan, por lo que este suelo era otro factor que determinó el resultado anterior.

Dado que el método es adecuado para materiales que pasan la malla No 40 el procedimiento era apropiado para el material anterior.

En el caso de materiales granulares con importante proporción de finos se debe determinar la densidad de sólidos por separado de ambas fracciones y después determinar la del conjunto.

En el caso de la turba, la densidad de sólidos obtenida se encuentra por arriba del intervalo reportado en la literatura especializada (1.9-2.2) el resultado obtenido se puede deber a las siguientes causas:

- a) El tipo de turba ensuadada se conoce como turba acrota, en la que no se observan restos de materia orgánica, y está compuesta por partículas finas y coloidales esto explicaría en parte el peso volumétrico del material.
- b) El desecado del material resultó particularmente lento, no obstante haber aplicado vacío y baño maría simultáneamente, queda en duda si el desecado fue suficiente para la muestra, a pesar de que la succión simultánea de vacío indicó una expulsión de aire adecuada.
- c) El peso de la muestra se obtuvo en una báscula con precisión de 0.1g por lo que es muy probable que este sea una fuente de error importante.
- d) En la etapa de secado se usó agua al material no se calentó a más de 40°C en la Parrilla y en el horno de temperatura controlada, sin embargo, es probable que el tiempo de secado en el horno no fuera suficiente para este material.

Un aspecto de gran importancia es el que se refiere a la calibración del metraje, la tabla III.1 muestra que las determinaciones del peso del sólido seco sobre contra temperatura (determinaciones 1 y 2) difieren al medir la temperatura, en más de un décimo de grado, por lo que los puntos obtenidos tienen un error importante. Por tal motivo se recomienda de realizar por lo menos seis mediciones de peso contra temperatura para definir con precisión la curva de calibración.

Para calibrar el metraje se recomienda tomar una medición a la temperatura del medio ambiente y bajar la temperatura a la mínima necesaria a partir de ahí iniciar las lecturas, de que la temperatura se incrementa sola y el aumento es lo suficientemente lento como para tener las lecturas mejores que la mínimas.

III.6.9 Yacimientos de turbas. Problemas que se pueden presentar y soluciones indeseables.

En caso de exposición al calor, se pueden presentar fuertes contracciones por secado, siendo muy elásticas, se pueden generar fuertes cambios volumétricos en consolidación primaria y una importante consolidación por efecto viscoso en consolidación secundaria. Deben considerarse los problemas de contención lateral y baja resistencia al esfuerzo cortante.

Es muy recomendable la práctica de un drenaje con anterioridad a la construcción, buscando disminuir el contenido de agua del material y su mantener la resistencia al esfuerzo cortante. Es preferible la construcción de terraplenes a la de trincheras. Deben evitarse la construcción de cunetas profundas, si es factible se prefiere reemplazar estas

cuales por materiales adecuados como grava, arena, arcillas arenosas, etc. Las construcciones resacas sobre turba deberían erigirse sobre pilotes o pilotes. En caso de ser admisible la absorción de asentamientos diferenciales y de corrimientos horizontales durante la construcción como pueden ser barreras, barrizales o muras, tales construcciones pueden construirse sencillamente con terrapienes ritos (Ref.7).

III.7 Referencias bibliográficas

1. DEFFI Manual de laboratorio de mecánica de suelos.
UNAM, México, 1974
2. LAMBE W, T. Soil testing engineers.
John Wiley and sons, 1974.
3. S.R.H, Manual de mecánica de suelos.
México, 1970.
4. AKROYD T. N. A. Laboratory testing in soil Engineering.
Soil Mechanics Limited, Londres, 1964.
5. BOWLES. J. Manual de laboratorio de mecánica de suelos en
la ingeniería civil. Mc Graw Hill, 1978.
6. JUAREZ B, E. RICO R. A. Mecánica de suelos.
Tomo -I. Edit. Limusa. México, 1974.
7. KENNEDY D. J. JAMES T. Principios de geología y suelo.
Mc Graw Hill, 1961.
8. TERZAGHI, K. PECK, R. B. Mecánica de suelos en la ingeniería prác-
tica. Edit. Ateneo, 2a Edición, 1976.

Tabla III.1.
Resultados de la calibración del matraz No 2

(a)

Det.	Temp. AA [C°]							HA	Umtw
No	Ri	Rs	Rm	r	Hs			g	
1	21.4	21.4	21.4	21.4	16:30		16:33	470.54	
2	10.5	10.7	10.5	10.5	16:36		17:10	490.50	
3	15.7	15.7	15.2	15.2	17:32		17:42	490.26	
4	18.6	18.8	18.7	18.7	18:12		18:15	479.92	
5	26.6	26.6	26.5	26.6	19:03		19:11	478.83	
6	29.6	29.6	29.9	29.9	19:51		19:59	478.10	
7	34.5	34.1	34.3	34.3	18:19		18:31	477.50	
8	37.2	37.3	37.1	37.3	17:29		17:39	477.10	

Resultados de calibración del matraz No 2 (continuación)

(b)

Det.	Temp. DA [C°]							fecha	Observ.
No	Ri	Rs	Rm	r	Hs				
1	22.1	22.2	22.2	22.2	16:39		10-VI-25		
2	11.2	11.3	10.9	11.3	17:22				
3	16.2	16.7	16.5	16.5	17:59				
4	18.9	19.1	19.0	19.0	18:47				
5	26.4	26.5	26.5	26.5	19:39				
6	29.6	29.7	29.5	29.5	20:18				
7	34.2	34.2	34.1	34.2	18:59		11-VI-25		
8	36.8	36.9	36.8	36.8	17:59				

Donde:

Temp. AA: temperatura antes de ajustar el nivel de sforo
 Temp. DA: temperatura despues de ajustar el nivel de sforo
 Umtw: peso del matraz mas agua
 HA: hora de ajuste
 Hs: hora de medicion
 Ri: region inferior
 Rs: region superior
 Rm: region medio
 r: promedio

Tabla III.2
Determinación de la densidad de sólidos

Muestra	Arena de Ottawa	Turba	Observaciones
Matróna No.	2	2	
Peso: matróna + agua cuando W _{max} [g]	731.30	696.16	el mat. granu- lar contaminado
Temperatura de la suspensión antes de ajustar [°C]	25.10	21.92	
Temperatura de la suspensión después de ajustar [°C]	21.60	22.74	
Temperatura [°C]	24.60	22.74	
Peso: matróna + agua W _w [g]	679.05	679.29	
Peso: sólidos W _s [g]	21.35	30.20	
Peso volumétrico del agua a la temp. de prueba [g/cm ³]	0.9971	0.9976	
Densidad de sólidos	2.04	2.27	Densidad de tur- ba muy alta

anexo I

procedimiento de cálculo para determinar la densidad de sólidos de muestra que contiene porcentajes de arena, grava y finos.

- 1. Obtener de la losa (Gs_m/Gs_s) de la arena (Gs_a) o de los finos (Gs_f) en algunos de los procedimientos descritos.
- 2. De la definición de densidad de sólidos de arena:

$$G_s = W_s / (V_s \cdot \gamma_s) \quad \text{--- (A)}$$

donde el volumen de sólidos de la muestra es la suma de los volúmenes de sólidos de sus constituyentes

$$V_s = V_{sd} + V_{sa} + V_{sf} \quad \text{--- (B)}$$

donde los subíndices hacen referencia al tipo de material de que se trata: arena, grava, arena, finos.

De la ecuación (A)

$$V_{sd} = W_{sd} / (G_{sd} \cdot \gamma_s) \quad \text{--- (C)}$$

$$V_{sa} = W_{sa} / (G_{sa} \cdot \gamma_s) \quad \text{--- (D)}$$

$$V_{sf} = W_{sf} / (G_{sf} \cdot \gamma_s) \quad \text{--- (E)}$$

$$V_{sf} = W_{sf} / (G_{sf} \cdot \gamma_s) \quad \text{--- (F)}$$

substituyendo las eqs. (c) en la ecuación (B)

$$W_{sm} / (G_{sm} \cdot \gamma_s) = W_{sd} / (G_{sd} \cdot \gamma_s) + W_{sa} / (G_{sa} \cdot \gamma_s) + W_{sf} / (G_{sf} \cdot \gamma_s)$$

o en general

$$100 / G_{sm} = (\%)_d / G_{sd} + (\%)_a / G_{sa} + (\%)_f / G_{sf}$$

Finalmente

```

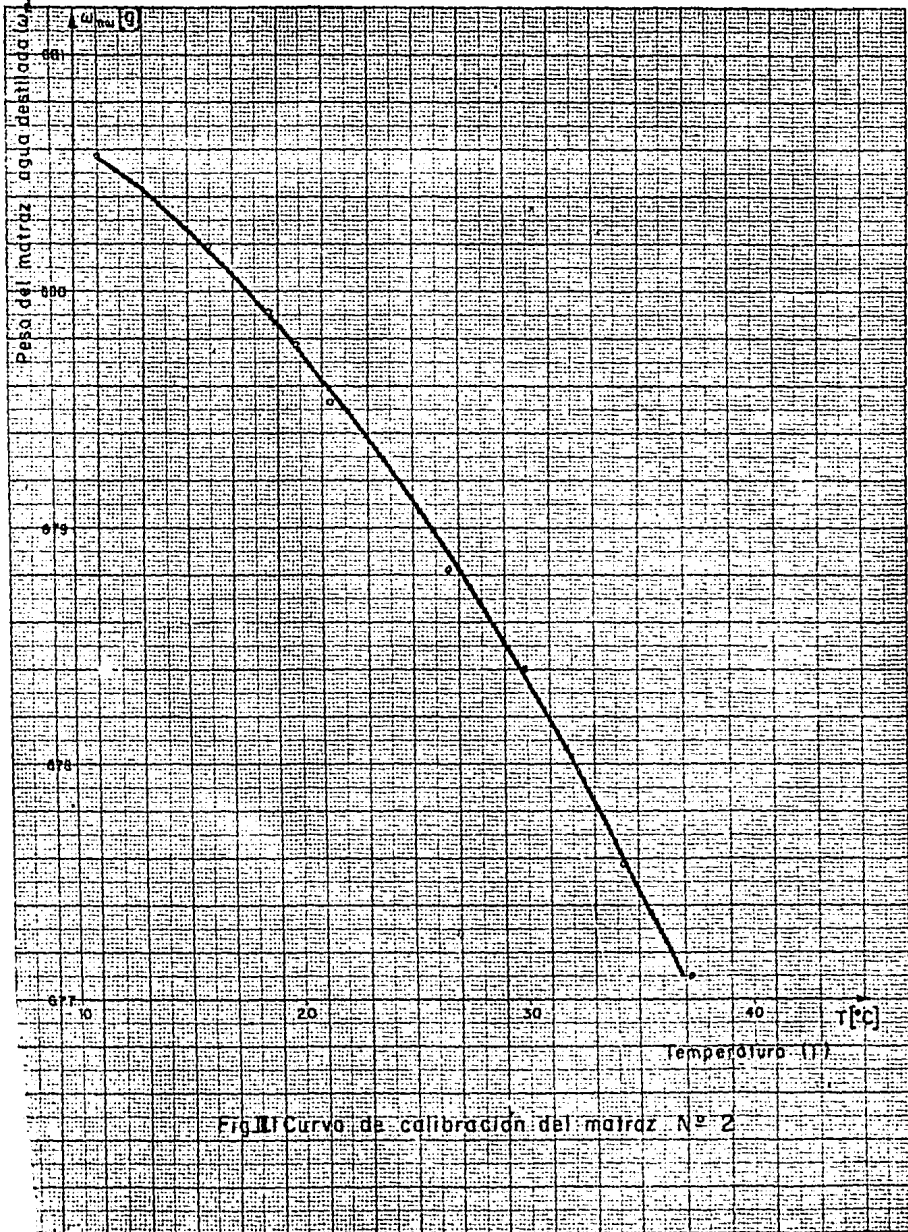
*****
*
*      Gsm = 100 / ( (%d) / Gsd + (%a) / Gsa + (%f) / Gsf )
*
*****

```

Anexo II

Valores de densidad de sólidos en minerales de arcilla
y suelos comunes

	Gs [g/cm ³] absoluto	
* Montmorillonita	2.40	*
* Caolinita	2.50	*
* Illita	2.50	*
* Chlorita	2.50 - 3.00	*
* Cuarzo	2.65	*
* Feldespato	2.51	*
* Talco	2.70	*
* Yeso	2.32	*
* Calcita	2.72	*
* Dolomita	2.87	*
* Anhidrita	2.94	*
* Biotita	3.00 - 3.10	*
* Hornblends	3.20 - 3.50	*
* Linolita	3.20	*
* Magnetita	5.17	*
* Hematita	5.20	*
* Augita	3.20 - 3.40	*
* Muscovita	2.80 - 2.90	*
* Arcilla volcánica	2.20 - 2.50	*
* Arcilla limosa	2.72	*
* Arcilla inorgánica	2.70 - 2.80	*
* Arenas	2.65 - 2.72	*
* Limo	2.70	*
* Turba	1.50 - 2.10	*
* Loess	2.65 - 2.75	*



CAPITULO IV

LIMITES DE CONSISTENCIA

IV.1 Introducción

Los materiales constituidos por partículas finas presentan propiedades mecánicas que dependen de su grado de estructuración, de la concentración salina y del contenido de agua; ésta gobierna los fuerzas de interacción entre partículas y por lo tanto influye en su comportamiento mecánico; entre otros por el contenido de agua, las distancias interparticulares se incrementan disminuyendo la resistencia al esfuerzo cortante. Es así que la determinación de los límites de consistencia de un suelo con apreciable cantidad de finos, permite hacer una estimación del rango de volúmenes en que puede encontrarse sus propiedades mecánicas. Los sistemas de clasificación que se basan en los límites de consistencia ayudan al logro de este fin, en que se tienen correlaciones del comportamiento observado en los diferentes tipos de suelo (ver cada grupo (Paf. 1)).

En este capítulo se da una definición de los estados de consistencia de un suelo; de límites de consistencia y los métodos para determinarlos; así como su discusión; se hace un análisis de la influencia de los errores cometidos en su determinación; se presentan los resultados de la determinación de los límites de consistencia de un material arcilloso y se anexa una tabla de valores típicos de límites de consistencia en minerales arcillosos, turbas y suelos comunes.

IV.2 Aplicaciones en mecánica de suelos

La determinación del límite líquido y del límite plástico permite estudiar al suelo en estudio en la curva de plasticidad; esta consiste en un sistema coordinado, en el cual se asocia a los abscisas los diferentes valores del límite líquido y al eje de las ordenadas los valores del índice plástico. Gracias a investigaciones realizadas en diferentes tipos de suelos por A. Casagrande, se ha podido establecer una correlación turba entre el límite líquido y límite plástico con algunas propiedades mecánicas de los suelos.

La referencia 1 muestra una tabla en la que se observa la variación de estas propiedades:

Propiedad	LL constante e I _p creciente	I _p constante y LL creciente
Compresibilidad	prácticamente igual	crece
Permeabilidad	decrece	crece
Razón de cambio volumétrico	decrece	no se tiene información
Tenacidad	crece	decrece
Resistencia en estado seco	crece	decrece

Por otra parte, el límite líquido permite estimar el índice de compresibilidad, que es la pendiente de la curva de compresibilidad con

dependiente de la zona viscosa.

Terrazhi propone, en base a estudios estadísticos, los siguientes límites para este parámetro:

$C_u < 0.007(LL-10)$: para arcillas consolidadas

$C_u < 0.002(LL-10)$: para arcillas incoherentes y normalmente consolidadas

en donde

C_u : Índice de compresibilidad

LL : Límite líquido

El límite de contracción nos permite conocer la susceptibilidad de un suelo a los cambios volumétricos.

En general, los límites de consistencia permiten tener un control de las clasificaciones de los suelos en función de sus propiedades físicas. Sin embargo, las ideas preconizadas del grado de susceptibilidad de un suelo, proceden de el criterio de Holtz y de Terzaghi y continúan vigentes.

Grado de expansión: expansión en adés- LC I_z # de partículas
 ción bajo una presión de 0.07 Kg/cm² en (%)

Clasificación	Grado de expansión (%)	LC	I _z	# de partículas
Gravilla	> 30	10	1-20	200
arena	20-30	4-10	21-15	10-27
limo	10-20	0-10	12-34	10-27
arcilla	< 10	1-3	10	17

1.3 Estados de consistencia. Límites.

La plasticidad es una de las propiedades más importantes de un suelo. Se define a la plasticidad como la propiedad que tienen los suelos finos de sufrir deformación rápida, sin rupturas ni discontinuidades, sin presentar rebote elástico y sin cambio de volumen apreciable (Terzaghi). Esta propiedad se mide por la consistencia en estado remolado, representado por mayor o menor resistencia que ofrece el suelo a cambiar de forma.

De debe a Atterberg (1911), el criterio para medir la plasticidad de los suelos, quien propuso los siguientes estados de consistencia:

Estado líquido (L): presenta las propiedades y experiencia de una suspensión

Estado semi-líquido (P): el suelo tiene las propiedades de un fluido viscoso

Estado plástico (C): el suelo se deforma plásticamente

Estado semi-sólido (H): el suelo tiene la experiencia de un sólido suave que disminuye de volumen al secarse

Estado sólido (E) cuando el volumen del suelo no varía con el agua.

Las fronteras entre uno y otro estado no están claramente definidas; por lo que Atterberg las definió en forma convencional bajo el nombre de "límites de consistencia". De tal suerte, que la frontera entre los estados semilíquido y plástico le llamó LIMITE LIQUIDO (LL); la frontera entre los estados plástico y semisólido, la definió como LIMITE PLÁSTICO; y la transición entre los estados semisólido y sólido, fue llamada LIMITE DE CONTRACCION (LC).

E LC P LP C LL B A

-----*-----*-----*-----*-----*-----> W(%)

El Límite líquido, es el contenido de agua que tiene un suelo semilíquido, para que colocado, en este estado, en una cásula de dimensiones estandarizadas, y habiéndosele practicado una ranura de dimensiones normalizadas (Ref. 2), se cierre 13 milímetros (1/2"), sin resbalar en su proceso, al ser sometido a 25 golpes claramente definidos, con una frecuencia de 2 golpes por segundo.

El límite plástico, es el contenido de agua, expresado en porcentaje con el cual un rollo de suelo de 3.2 mm (1/8") de diámetro se esparce y desmorona al ser roloado con la palma de la mano sobre una superficie lisa.

El límite de contracción, es el contenido de agua con el cual el suelo ya no disminuye su volumen al seguir secándose.

La diferencia entre el límite líquido y el límite plástico es llamada "Índice plástico" (IP), y mide el intervalo de contenidos de agua en el cual el suelo tiene un comportamiento plástico.

El "Índice de contracción", es la diferencia entre el límite plástico y el límite de contracción, y es el rango de contenidos de agua para el cual el suelo aún se contrae al evaporarse el agua.

IV.4 Métodos para la determinación de los límites de consistencia

IV.4.1 Métodos para la determinación del límite líquido

IV.4.1.1 Método de Casagrande (Fig. IV.1)

El procedimiento consiste en colocar una muestra de suelo en la copa de Casagrande, practicar una ranura trapezoidal de dimensiones estandarizadas, y que al aplicarle 25 golpes con una frecuencia de 2 golpes por segundo, se cierre en una longitud de media pulgada. El contenido de agua en ese momento proporciona el límite líquido. En vista de que es difícil determinar la humedad de cierre a los 25 golpes en el primer ensayo, se determinan tres puntos abajo de los 25 golpes y tres arriba de esta marca (se recomienda un intervalo de entre 6 y 40 golpes), se obtiene el centroide de los tres primeros puntos y de los tres restantes, uniendo ambos centroides indicados en escala semilogarítmica (número de golpes en el eje de las abscisas y contenido de agua en el de las ordenadas) se obtiene la curva de fluidez, permitiendo de esta forma obtener el límite líquido en la intersección de dicha curva con la vertical correspondiente a 25 golpes.

IV.4.1.2 Método de un solo punto

Este procedimiento es una variante del método de Casagrande para determinar el límite líquido, y se basa en la aplicación de la siguiente expresión

$$\tan B$$

$$LL = W_n \cdot (N/25)$$

en donde

LL : límite líquido
 W_n : contenido de agua para N golpes
 N : número de golpes
 tan B : pendiente de la curva de fluidez

IV.4.1.3 Método del cono

Este método se basa en el hecho de que resulta lógico-considerando que la resistencia al esfuerzo cortante es proporcional al contenido de agua, determinar la resistencia del suelo a desmenuzarse correlacionada con este límite, además, pretende reducir la influencia del operador en los resultados.

Descripción del cono y procedimiento de prueba:

Este aparato consta de un pistón con punta cónica a 40° y una ruleta de larga y 10 divisiones de peso, el cual desliza sobre una barra graduada en milímetros, adicionalmente se tiene un recipiente de 40ml de diámetro y 20 mm de altura (Fig. IV.2)

El material se mezcla uniformemente con agua y se coloca en el recipiente, teniendo cuidado de no formar burbujas, el cono se coloca en la superficie del suelo y se toma la lectura inicial de la barra graduada, se permite el descenso del cono lentamente y se mide su penetración, en seguida se toman aproximadamente 10 g de suelo, de un sitio cercano a donde penetró el cono y se determina el contenido de agua.

El límite líquido se determina con la siguiente expresión:

$$LL = M \cdot W_i + N \quad ; \quad \text{con}$$

$$M = \frac{1.8}{1.8 + 2 \log(i/10)}$$

$$N = \frac{34 \log(i/10)}{1.8 + 2 \log(i/10)}$$

en donde

LL : límite líquido (%)
 W_i : contenido de agua de la muestra en el momento de la penetración (%)
 M, N : factores que dependen de la magnitud de la penetración, están tabulados
 i : magnitud de la penetración en cm

El método está limitado a penetraciones entre 7.0 y 14.9 cm, fuera de este intervalo, se deberá ajustar el contenido de agua de la muestra.

Confiablez del procedimiento

El método es confiable si el contenido de agua del material remoldeado es cercano al límite líquido.

La referencia 7 señala que se han realizado series de ensayos comparativos del método de Casagrande y al método del cono, indicando muy pocas diferencias (del orden de 2%) cuando el material ensayado es poco plástico; también se señala que el método es más consistente para suelos con límite líquido menor de 40%. En el caso de materiales CH, los valores determinados difieren considerablemente al compararse ambos métodos, proporcionando el método de Casagrande mayores valores que los obtenidos por el método del cono, cuando este límite es mayor de 40%.

Los principales fuentes de error al aplicar este método son el remoldeo insuficiente del material, ya que no se homogeniza el contenido de agua y queda aire atrapado. Otra fuente de error es el deficiente enraizado, y en consecuencia una colocación inadecuada de la punta del cono sobre la muestra. Los errores en la toma de lecturas se señala como otra causa de resultados incorrectos.

IV.4.2 Métodos para la determinación del límite plástico

IV.4.2.1 Método del cilindro de 3.2 mm

Este límite se determina polando manualmente un rollito de suelo sobre una placa de vidrio, de tal forma que al llegar a 3.2 mm (1/8"), se presente agrietamiento o desmoronamiento, en ese momento se obtiene su contenido de agua que es llamado límite plástico.

IV.4.2.2 Método del cubo

Este procedimiento consiste en formar manualmente un cubo de aproximadamente 3/4" por lado, hecho lo anterior, se presiona por dos caras opuestas y se observa si se presenta agrietamiento o desmoronamiento, en caso de no presentarse, se remoldea el suelo y se repite el procedimiento, cuando el cubo se agrieta se obtiene el contenido de agua que será el límite plástico.

En ambos procedimientos se obtienen resultados prácticamente iguales por lo que el método del cubo es confiable.

IV.4.3 Métodos para determinar el límite de contracción

IV.4.3.1 Método de Terzaghi

El procedimiento consiste en determinar el volumen y el peso de una muestra de suelo, totalmente seca; en ese momento puede decirse que el límite de contracción sería el contenido de agua de la muestra, si tuviese sus vacíos llenos de agua, de donde se obtiene la siguiente expresión:

$$LC(X) = \frac{(V_m - W_s/S_s) \gamma_o}{W_s} \times 100$$

en la que

LC : Límite de contracción

V_m : volumen de la muestra seca [cm³]

W_s : peso de la muestra seca [g]

S_s : densidad de sólidos

γ_o : peso específico del agua a 30 °C [g/cm³]

La referencia 1 describe el procedimiento para determinar el volumen de la muestra seca, aplicando el principio de Arquímedes en mercurio.

Debe observarse que este procedimiento requiere la obtención de la densidad de sólidos.

IV.4.3.2 Método de la Public Road Administration

Se remoldea el suelo hasta llegar a una consistencia cercana al límite líquido; se llena una cápsula de volumen conocido con el material; la superficie del suelo se enrasa perfectamente con espátula y se prueba con una placa de vidrio; se registra su peso inicial y se somete a secado en el horno hasta llegar a peso constante. El volumen del material ya seco se determina por el método del mercurio descrito en la referencia 1, de donde se conoce finalmente:

V1 ; Volumen de la muestra húmeda (igual al volumen de la cápsula).

W1 ; peso de la muestra húmeda

V2 ; volumen de la muestra seca

W2 ; peso de la muestra seca

con estos valores, se construye la gráfica peso-volumen, dibujando con la misma longitud la unidad de peso y volumen (Fig. IV.3).

En la figura anterior el punto 2 representa el límite de contracción del suelo, obtenido secándolo desde las condiciones iniciales (pto. 1), al proseguir el secado hasta llegar al total (pto. 3), ya no hay prácticamente variación volumétrica.

De la gráfica se obtiene el límite de contracción aplicando la definición de contenido de agua

$$LC(\%) = \frac{A}{W_s} \frac{100 [W_1 - W_2 - (V_1 - V_2)] w_s}{100} \frac{100}{W_s}$$

Debe observarse que en este procedimiento no se requiere de la obtención de la densidad de sólidos.

IV.4.4.3 Determinación del límite de contracción usando los límites líquido y plástico

Correlaciones realizadas muestran que el límite de contracción está ligado con los límites líquido y plástico, con cierto grado de aproximación por medio de la siguiente expresión

$$LC = \frac{50 LP}{50 + (LL - LP)}$$

Este procedimiento nos proporciona una aproximación tosca del límite y solo debe usarse como información preliminar.

IV.5 Factores que influyen en la determinación de los límites de consistencia

IV.5.1 Factores inherentes al suelo

Dentro de estos factores, destaca el concerniente al de la contaminación del suelo en estudio con otros materiales y el cambio en el contenido natural de agua, ya que si el material ha sufrido cambios en este parámetro antes de la prueba, se alterarán los límites de consistencia.

Es recomendable realizar los ensayos a partir del contenido natural de agua, así como realizarlos a la brevedad posible.

Debe cuidarse que el material tenga suficiente tiempo de reposo pa-

ra lograr uniformidad en el contenido de agua; mientras mas plástico es un suelo, mas tiempo requerirá para su homogeneización. Es conveniente determinar los límites para diferentes tiempos de reposo y elegir aquel que proporcione resultados consistentes.

Debe procurarse evitar la presencia de partículas mayores de 0.074 mm (malla # 200), ya que disminuyen la consistencia de los suelos finos.

IV.5.2 Factores inherentes al equipo

Para el límite líquido con el método de Casagrande se deben de considerar las siguientes características en la copa de Casagrande:

- Peso de la copa; Mientras mas peso tenga la copa, se aplicará mayor energía y se registrará menor valor del límite líquido
- Altura de caída; Mientras menor sea la altura de caída, menor será la energía aplicada y mayor límite líquido se obtendrá
- Rugosidad interior de la copa; mientras mas rugosa es la superficie interior de la copa, se genera mayor resistencia al esfuerzo cortante y se registra mayor valor de límite líquido
- Área de impacto; Al aumentar el área de impacto por desgaste, la energía aplicada disminuye y se obtienen límites líquidos sucesivamente mayores
- Rigidez de la base; La energía aplicada es mayor conforme aumenta la rigidez de la base por lo que el límite líquido disminuye
- Herramienta de ranuración; El desgaste en este instrumento difícilmente permitirá practicar la ranura, particularmente en limos poco plásticos, disminuyendo sus dimensiones y consecuentemente aumentando este límite

Para el límite líquido por el método del cono

El desgaste en la punta del cono, su textura en la superficie lateral y el tiempo de penetración causan efectos considerables sobre los resultados.

IV.5.3 Factores de procedimiento

En el caso del límite líquido obtenido con el método de Casagrande, se deben evitar los cambios en la humedad del medio ambiente, tener cuidado en el mezclado del material, evitando la formación de burbujas de aire y estandarizar las características del agua utilizada, por lo que se recomienda utilizar agua destilada, aunque lo apropiado sería utilizar agua químicamente similar a la que tiene el suelo en su estado natural.

Se debe observar la frecuencia de impactos, ya que mientras mayor sea esta, la presión de poro se liberará en menor tiempo y en consecuencia se reducirá la resistencia al esfuerzo cortante, lo que proporciona valores menores del límite líquido.

Debe cuidarse la longitud de cierre de la ranura, ya que mientras menor sea esta, este límite líquido será menor que el real. La precisión y sensibilidad de la balanza para pesar las muestras debe consi-

detarse muy especialmente, eligiendo una báscula con rango y sensibilidad apropiados y pesando solo con una.

En cuanto al límite plástico obtenido por el método del rollo de 3.2 mm quizá el aspecto más importante que se deba cuidar sea la determinación del peso del material, por la cantidad que se maneja, se debe utilizar una balanza con sensibilidad apropiada (0.001g).

En lo referente al límite de contracción, debe cuidarse de no provocar la aparición de burbujas en el momento de colocar el material en el molde ya que se incurriría en una apreciación incorrecta del volumen. Por otra parte es necesario lubricar perfectamente la superficie interior del molde y comprobar su peso, además de realizar un secado gradual de la muestra, primero exponiéndolo al ambiente del cuarto húmedo, después al medio ambiente del laboratorio y finalmente secarlo en horno de baja temperatura, con el objeto de evitar grietas por contracción en la pastilla.

IV.6 Ensayo de determinación de límites de consistencia

IV.6.1 Objetivos

- Aplicar el procedimiento de Casagrande para determinar el límite líquido, el límite plástico y límite de contracción
- Obtener los límites de consistencia de una muestra de suelo, correlacionándolos con sus propiedades mecánicas
- Observar analizar y discutir los resultados del ensayo

IV.6.2 Equipo y materiales

* Límite líquido

- . Cofa de Casagrande
- . Herramienta de remanación tipo Casagrande
- . Balanza con rango de 500 g y sensibilidad de 0.001 g
- . Varios: horno convencional, desecador, calibrador con vernier, espátulas, picets con agua destilada, placa de vidrio, toallas de papel, cápsulas metálicas con tapa.

* Límite plástico

- . Balanza con rango de 500 g y sensibilidad de 0.001 g
- . Horno convencional
- . Desecador
- . Placa de vidrio, cápsulas metálicas, toallas de papel

* Límite de contracción

- . Molde anular
- . Horno de secado
- . Desecador
- . lija gruesa y fina
- . Calibrador
- . Mercurio.
- . Refractario

IV.6.3 Descripción del material

El material se encontraba en bolsa de plástico con evidencias de remoldeo, contenido de agua probablemente no homogéneo por la existencia de aire en el interior de la bolsa.

El material es de color café oscuro, con textura harinosa, se nota la presencia de arena fina y media en proporción aproximadamente menor al 1%, dilatación rápida, tenacidad ligera, resistencia en estado seco, ligera, se observó cambio del color en el secador, llegando a café claro, no se aprecia materia orgánica. Se presume que sea un limo de baja plasticidad.

IV.6.4 Procedimiento para determinar los límites de consistencia

El procedimiento para determinar los límites de consistencia es el indicado en las referencias 2 y 5

* Límite líquido

Verificación de la Copa de Casagrande

Antes de realizar la determinación del límite líquido se procedió a verificar las dimensiones de la copa según las especificaciones de la ASTM, encontrándose dentro del rango estipulado de tolerancia, a excepción del ancho de la base inferior del remanedor que fue de 1.9 mm, especificándose para esta dimensión un ancho mínimo de 1.95 mm, en vista de que de todos los proporcionados no había otro que cumpliera mejor con los requisitos señalados (ref. 2), se realizó la prueba con este. Las dimensiones y resultados de la verificación se presentan en la tabla IV.1.

Preparación del material

Se homogeneizó el contenido de agua del material mezclándolo con una espátula de abanico sobre una placa de vidrio, quitándole los granos de arena que podían afectar la prueba (a pesar de ser menos del 1% de partículas mayores de 0.42 mm, impedían el amasado correcto del material), se le agregó agua hasta formar una pasta consistente, en estado ramplado cerca del límite líquido, en seguida se depositó en una bolsa de plástico, sellándose de tal forma que no hubieran burbujas de aire dentro, finalmente se dejó reposar el suelo durante 24 horas en cuarto húmedo.

Procedimiento de prueba

Como se indicó, el procedimiento fue el señalado en las referencias 1, 2 y 5. Los resultados de muestra se muestran en la tabla IV.2 y su representación gráfica en la figura IV.4.

Durante el ensayo se disminuyó el contenido de agua mediante exposición al chorro de aire y amasado; además, se utilizó el método de un solo punto para la determinación del límite líquido por medio de un normalón proporcionado en la referencia 2; los resultados se presentan en la figura IV.5.

* Límite plástico

El método empleado para determinar este límite se describe en la referencia 2 y los resultados se presentan en la tabla IV.2.

* Límite de contracción

Para determinar este límite se utilizó el método de Terzaghi, el cual requiere la obtención de la densidad de sólidos; los resultados de esta determinación se presentan en la tabla IV.3.

Adicionalmente se empleó el procedimiento de la Public Road Administration. Los resultados se presentan en la parte de cálculos.

IV.6.5 Resumen de resultados obtenidos para los límites de consistencia

Contenido de agua inicial; $W_0 = 24\%$

a)	Límite líquido (%)	
	Método de Casagrande	34
	Método de un solo punto	33
b)	Límite plástico (%)	23

3)	Límite de contracción (%)	
	Método de trezashi	18
	Método de la Pública Road	14
4)	Índice plástico (%)	11
	Índice de contracción (%)	8
	Consistencia relativa	0.91
	Índice de liquidez aprox.	0.09

10.3.6 Consideraciones y comentarios sobre los resultados obtenidos

El contenido de agua inicial del material proporcionado no era el natural, esta afirmación se respalda el hecho de que el suelo se dio en estado remoldado, en una bolsa de plástico con perforaciones y agujeros de la bolsa con huecos, lo que provocó la evaporación y pérdida de agua, y de acuerdo con los resultados sobre pérdida de humedad en un nuestro anotados en el capítulo I, se puede concluir que el contenido de agua natural era muy probablemente diferente al inicial.

En cuanto al límite líquido obtenido por el método de Casagrande, con el método aplicado adecuadamente proporcionó un valor convencionalmente correcto, sin embargo, cuando la herramienta de construcción está descalabrada, se obtienen valores de límite líquido menores, hecho que se ve reflejado en este ensayo, a pesar de ello, se ve poco probable, ya que el error porcentual de diferencia, por descubierto en la parte inferior del ensayo, fue de 2.6%, por lo tanto, no se observa apreciable diferencia con el método de un solo punto.

El límite plástico se debe obtener teniendo a la mano una referencia sobre el diámetro del rollo, también se requiere la práctica para saber el momento que el rollo tiene 3 cm de diámetro, en realidad se está trabajando y demandando o se trata de muestras ocasionales por partes de materiales granulares o fibras de material orgánico.

Además, en vista de la cantidad de material que se pesaba, siempre se debe contar con una balanza con rango y sobre todo, sensibilidades suficientes.

En cuanto a la determinación del límite plástico, en la referencia y la obtención del volumen de la pastilla, se requiere como aspecto fundamental, utilizar un método que proporcione el volumen de la muestra lo más cercano posible al real, por lo que se recomienda utilizar el método del mercurio, ya que este permite considerar el volumen de huecos comunicados al exterior que tiene la pastilla. El volumen obtenido por medición directa, en el caso presente, fue 3.6% menor que el obtenido por inmersión en mercurio, ocasionando con ello una diferencia relativa en la determinación del límite de contracción de entre 11% a 14% un valor absoluto, que es significativa y puede inducir a tomar decisiones erróneas por llegar a conclusiones basadas en datos con porcentajes de error como los reportados.

10.3.7 Clasificación según el CUCS

De acuerdo con este sistema de clasificación, el material proporcionado es una arcilla incoherente de baja plasticidad, con poco material frías, antes de realizar los ensayos se pensaba que era un limo de baja plasticidad, sin embargo, al obtener la densidad de sólidos y compararla con lo que reporta la literatura (ver capítulo III), se observó que posiblemente se trata de una arcilla con mineral predominantemente silícico. Una posibilidad diferente a la anterior, es que se trate de arcillas del tipo esolita, derivadas de feldspatos de rocas graníticas.

A pesar de que es muy difundido el nombre de arcillas para este tipo de suelos, sus características corresponden a limos arcillosos. En el

mas ocasiones, como en el caso que nos ocupa, estas arcillas caen dentro de puntos frontera ML-CL y MH-CH. (Ref. 1).

IV.3.3 Aplicaciones en mecánica de suelos

Considerando el hecho de que se trata de una arcilla de baja elasticidad y poca cohesión en la carta de plasticidad permite inferir su poca capacidad de compresibilidad y baja permeabilidad; se concluye que estos suelos pueden ser buenos depositos de cimentación, en los que se debe cuidar la resistencia al esfuerzo cortante. Por tener poca permeabilidad, se presenta la posibilidad de ser poco susceptible a cambios de volumen por congelación, sin embargo se requiera información sobre el porcentaje de partículas menores de 0.002 mm (Ref. 11).

Por el valor del límite plástico se observa que estos suelos presentan una resistencia a la tubificación mediana se reporta poca potencial de expansión (según el criterio de Holtz y Gibbs), y de acuerdo con la estimación hecha del índice de liquidez y la referencia 11, hasta un contenido de agua cercano al límite líquido (33%), el índice de liquidez no pasa de valer 1, por lo que se reporta al material como una arcilla no sensitiva. La referencia 11 reporta este tipo de suelos con una susceptibilidad al asentamiento de media a alta.

De acuerdo con el valor estimado para el índice de compresibilidad, se puede concluir que presenta baja compresibilidad, esto es, a grandes incrementos en los esfuerzos efectivos, los decrementos en la relación de vacíos son comparativamente menores ($C_c = 0,166$).

Desde el punto de vista constructivo, debe observarse que este tipo de suelos presentan dificultades para manejarse con su bajo índice plástico. Tiene en general buenas características de compactación, pudiéndose realizar con rodillos este de cobre o llantas neumáticas, presentando un peso específico seco máximo entre 1520 y 1820 kg/m^3 (según el método estándar); Tiene buena estabilidad para ser usado en terraplenes, como subrasante es entre poco aceptable y deficiente y se reporta inadecuado para utilizarse como base; como pavimento temporal tiene poco valor (Ref.9).

IV.7. Referencias bibliográficas

1. JUAREZ B, E, RICO R, A. Mecánica de suelos.
Tomo I. Edit. Limusa. México:1977.
2. DEPEFI. Manual de laboratorio de mecánica de suelos.
UNAM, México, 1977.
3. ASTM. Simposio sobre los límites de Atterberg.
STP No. 256, 1957
4. ASCE. Aspectos fundamentales de los límites de Atterberg.
J. Soil Mechanics and Found. , 1944.
5. LAMBE W, T. Soil testing for engineering.
John Wiley and Sons, 1951.
6. SRH. Manual de mecánica de suelos.
SRH. México, 1970.
7. KARLSSON RUDOLF. Consistency limits.
Laboratory comite of Swedish Geotechnical Society, 1991.
8. AKRODID T, N. Laboratory testing in soil Engineering.
Soil Mechanics Limited. Londres. 1964.
9. SOWERS, B. SOWERS, F. Introducción a la mecánica de suelos
y cimentaciones. Edit Limusa. México, 1983.
10. WINTERKORN. FANG. Foundation Engineering Handbook.
Van Nostrand Reinhol, New York, 1975.
11. C.F.E. Manual de diseño de obras civiles.
B.2.2 Mexico, 1980.

ANEXO 1

Valores típicos de límites de consistencia en minerales arcillosos, turbas y suelos comunes.

Mineral	Catión de cambio	LL(%)	LP(%)	IP(%)	LC(%)
Montmorillonita	Na	716	54	656	9.9
	K	360	98	562	9.3
	Ca	510	81	429	10.5
	Mg	410	60	350	14.7
	Fe	290	75	215	10.3
	*Fe	140	73	67	--
Illita	Na	120	53	67	15.4
	K	120	50	50	17.5
	Ca	100	45	55	16.8
	Mg	95	46	47	14.7
	Fe	110	49	61	15.3
	*Fe	79	46	33	--
Coelinita	Na	53	32	21	26.8
	K	49	29	20	--
	Ca	38	27	11	24.5
	Mg	54	31	23	28.7
	Fe	59	37	22	29.2
	*Fe	56	35	21	--
Atsaculita	H	270	150	120	7.6

Deposito de cinco ciclos de secado

SUELOS TÍPICOS	LL(%)	LP(%)
Arcilla volcánica Cd. de México	180-500	70-350
Arcilla inorgánica CH, Presa Páete, Misual Alemán	68	33
Arcilla de consistencia dura Minatitlán, Veracruz	40-105	20-39
Limo arcilloso Coatzacoalcos, Veracruz	50-60	20-31
Depositos de pómez GuadalaJara, Jalisco	25-40	15-36
Arcilla CH Monterrey, Nuevo León	50-55	11-26
Arcilla residual	50-70	20-40
Arcilla orgánica	50-85	40-45
Limo orgánico	50-200	30-100
Arcilla limosa gradual	20-40	10-30

T a b l a s

Tabla IV.1

Calibración de la copa de Casagrande

	* Especificación *	* Medición *	* Comentarios *
	* ASTM *		
* Peso de la copa [g]	* 200±20 *	* 197.02 *	* Aceptable *
* Prof. pto. impacto[mm]	* <0.1 *	* <0.1 *	* Aceptable *
* Tamaño escantillón[mm]	* 10 *	* 10.1 *	* Aceptable *
* Ancho en el fondo del ranurador [mm]	* 2.0±0.05 *	* 1.90 *	* No aceptable *
* Profundidad hecha por el ranurador [mm]	* 9.0±0.1 *	* 9.1 *	* Aceptable *
* Ancho de la parte sup. del ranurador [mm]	* 11.0±0.2 *	* 10.82 *	* Aceptable *

tabla IV.3

Determinación de la densidad de sólidos del material arcilloso

* W mts [g]	* temperatura *			* W mts [g]
	* superior *	* media *	* inferior *	
* 695.21 *	* 20.8 *	* 20.7 *	* 20.7 *	* 679.60 *

W mts : peso del matríz mas suelo mas agua
 W mts : peso del matríz mas agua

* Peso de refractario+suelo seco [g]	* 773.32 *
* peso del refractario No 415 [g]	* 771.19 *
* peso del suelo seco [g]	* 21.13 *
* Densidad de sólidos	* 2.47 *

Cálculo del volumen inicial y final de la pastilla para el límite de contracción:

* Diámetro inicial [cm]	* 9,250	*
* Altura inicial [cm]	* 1,285	*
* Volumen inicial [cm ³]	* 68,67	*

a) Determinación del volumen final de la pastilla por medición directa

* Área superior (As) [cm ²]	* 44,770	*
* Área media (Am) [cm ²]	* 43,416	*
* Área inferior (Ai) [cm ²]	* 44,210	*
* Altura promedio [cm]	* 1,225	*
* Volumen $V = \frac{h}{3}(A_s + A_m + A_i)$ [cm ³]	* 52,600	*

b) Determinación del volumen final de la pastilla por inmersión en mercurio

* Determinación No.	* Peso tara [g]	* Peso tara + mercurio [g]	* Peso mercurio [g]	* Volumen de pastilla [cm ³]
* 1	* 59,28	* 760,65	* 701,37	* 51,74
* 2	* 59,28	* 760,35	* 701,07	* 51,74
* 3	* 59,28	* 762,50	* 701,22	* 51,73
* 4	* 59,28	* 760,28	* 701,00	* 51,73
* Volumen promedio [cm ³]				* 51,74

Cálculo del límite de contracción por el método de Terzashi

* Peso anillo No 3 + cristal + suelo húmedo + grasa [g]	* 376,43	*
* Peso anillo No 3 + cristal + suelo seco + grasa [g]	* 347,69	*
* Peso anillo No 3 + cristal + grasa [g]	* 259,31	*
* Peso suelo seco [g]	* 29,38	*
* Límite de contracción (%)		*
† (volumen obtenido por inmersión en mercurio)	* 19,00	*
* Límite de contracción (%)		*
† (volumen obtenido por medición directa)	* 20,19	*

Determinación del límite de contracción por el método de la Public
 and Administration

* Contenido de agua inicial (%)	* 32.52	*
* Volumen inicial de la pastilla [cm ³]	* 68.69	*
* Peso de sólidos [g]	* 88.38	*
* Volumen final (medición directa) [cm ³]	* 53.629	*
* Límite de contracción (%)	* 20.19	*
* Volumen final (inmersión en mercurio) [cm ³]	* 51.74	*
* Límite de contracción (%)	* 18.00	*

Estimación del índice de liquidez
 Suponiendo que el contenido natural de agua no este muy lejano al con-
 tenido inicial que presenta el material, se puede hacer una estima-
 ción aproximada de este parámetro

$$\text{Índice de liquidez (Iw)} = \frac{\text{Contenido de agua inicial} - \text{límite plástico}}{\text{Límite líquido} - \text{límite plástico}}$$

$$Iw = \frac{23.67 - 22.69}{11.08} = 0.09$$

Si $W_0 = 25\% \Rightarrow Iw = 0.02$
 Si $W_0 = 30\% \Rightarrow Iw = 0.65$

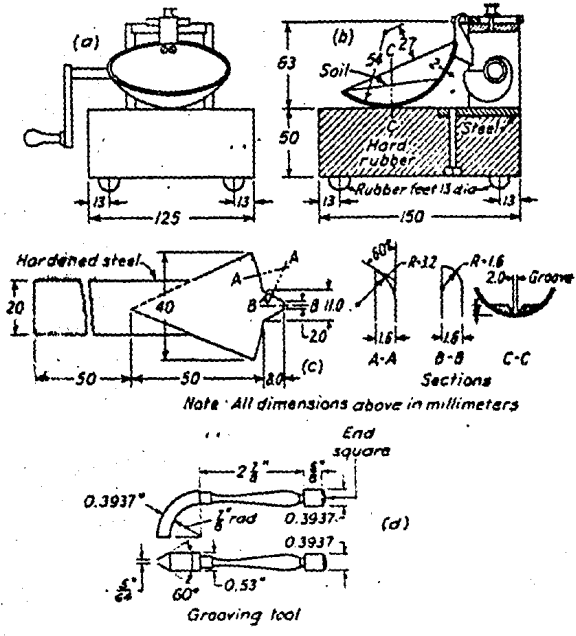


Fig. IV.1 Ref. 8

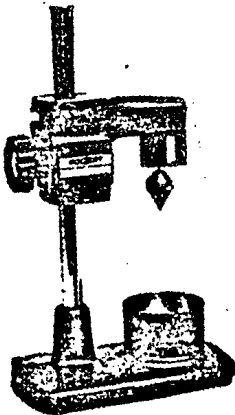


Fig. IV.2 ("Remblais sur Argiles Molles" S. Leroveil, J.P. Magnan, E. Tavenas, Technique et documentation Lavoisier, Paris, 1985)

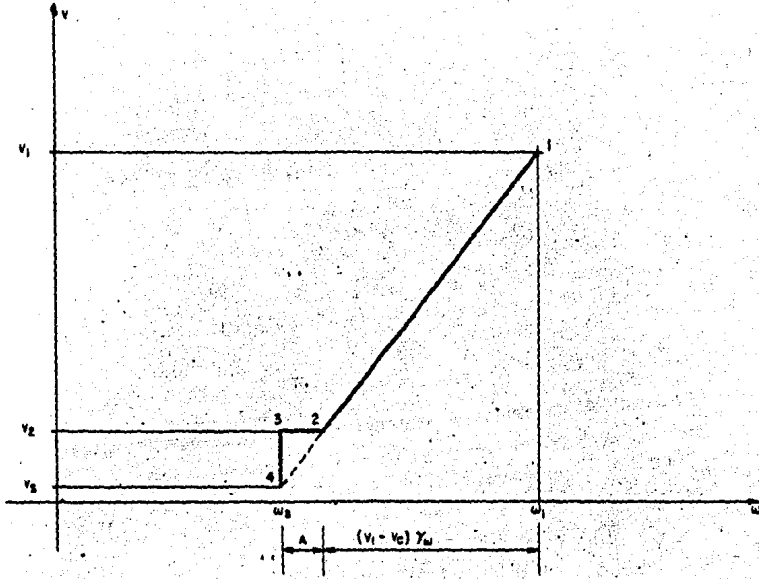


Fig.IV.3 Ref.1

GRUPO _____

FECHA _____

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

LIMITES DE PLASTICIDAD Y HUMEDAD NATURAL

Tabla IV.2
LIMITE LIQUIDO

Prueba No	Cápsula No	Número de Golpes			Peso cápsula + suelo húmedo	Peso cápsula + suelo seco	Peso del agua	Peso de la cápsula	Peso del suelo seco	Contenido de agua (%)
		10	25	30	gr.	gr.	gr.	gr.		
1	105	10	10	11	22.65	19.21	3.44	22.65	19.21	84.81
2	116	27	25	21	22.11	19.08	3.03	22.11	19.08	86.30
3	142	20	19	21	20.88	18.12	2.76	20.88	18.12	87.02
4	146	36	35	37	22.30	19.32	2.98	22.30	19.32	86.63

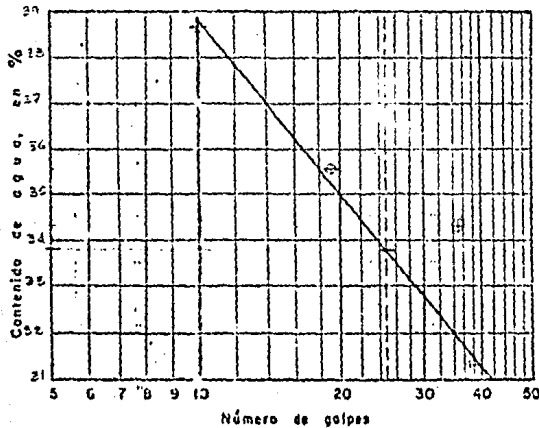
LIMITE PLASTICO

Prueba No	Cápsula No	Número de Golpes	Peso cápsula + suelo húmedo	Peso cápsula + suelo seco	Peso del agua	Peso de la cápsula	Peso del suelo seco	Contenido de agua (%)
1	105	10	11.45	10.30	1.15	11.45	10.30	10.04
2	116	25	11.82	10.65	1.17	11.82	10.65	9.97
3	142	20	11.57	10.42	1.15	11.57	10.42	10.03

HUMEDAD NATURAL

Prueba No	Cápsula No	Número de Golpes	Peso cápsula + suelo húmedo	Peso cápsula + suelo seco	Peso del agua	Peso de la cápsula	Peso del suelo seco	Contenido de agua (%)
1	208	10	11.52	10.37	1.15	11.52	10.37	10.13

Figura IV.3



W = 28.87 %

LL = 28.87 %

LP = 22.35 %

Ip = 6.52 %

C_u = $\frac{LL - W}{Ip} = \frac{28.87 - 22.35}{6.52} = 1.00$

F_w = $\frac{28.87 - 22.35}{28.87} = 20.7$ %

T_w = $\frac{Ip}{F_w} = \frac{6.52}{20.7} = 3.15$

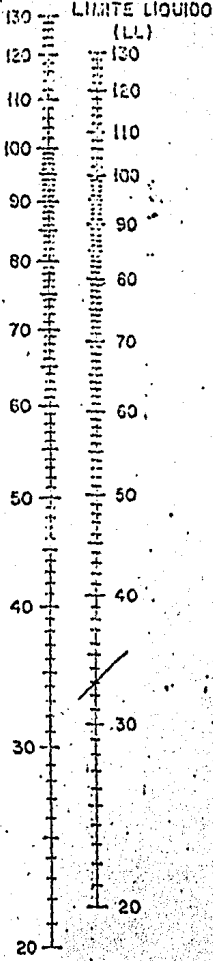
Clasif. SUCS: CL

Grado de plasticidad: 10.04 - 28.87 = 18.83

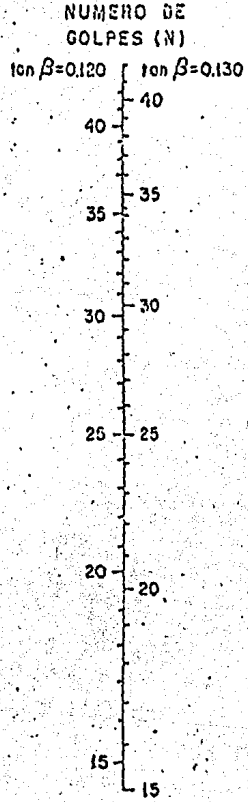
OBSERVACIONES: _____

Figura IV.5

CONTENIDO DE AGUA
PARA N GOLPES (100)



$$LL = \omega_N \left(\frac{N}{25} \right)^{\tan \beta}$$



CLAVE

ω_N LL N

$$LL = 33\%$$

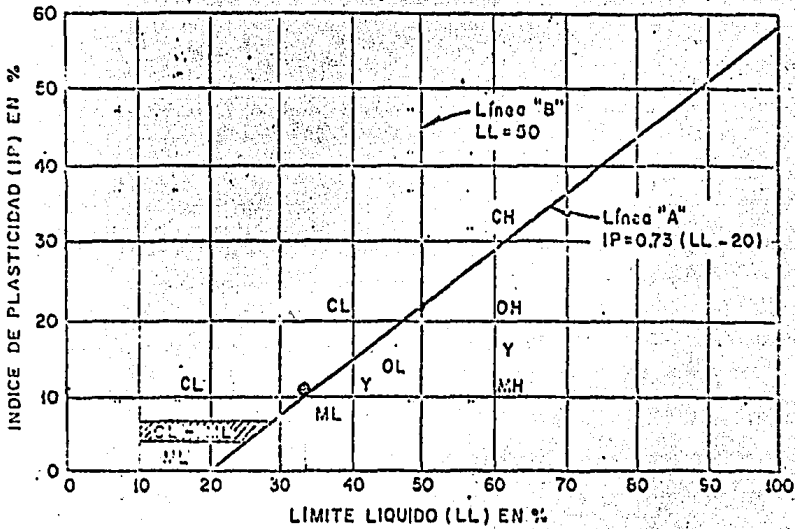
NOMOGRAMA PARA DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO POR EL METODO DE UN SOLO PUNTO

GRUPO: _____

FECHA: _____

CARTA DE PLASTICIDAD DE SUELOS FINOS

Figura N°4



ML: Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas ligeramente plásticas.

CL: Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas arenosas o limosas.

OL: Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad

MH: Limos inorgánicos, limos elásticos, suelos micáceos o diatomáceos, arenosos finos o limosos

CH: Arcillas inorgánicas de alta plasticidad

OH: Arcillas orgánicas de mediana o alta plasticidad

Clasificación SUCS.: Se trata de una arcilla arenosa de baja plasticidad

OBSERVACIONES: _____

CAPITULO V
GRANULOMETRIA

V.1 Introducción

En el análisis granulométrico de un suelo, se trata de determinar el tamaño de las partículas que lo constituyen y fijar la cantidad de los diferentes tamaños que contiene, en términos del porcentaje con respecto al peso total de la muestra.

La distribución granulométrica juega un papel importante en la mayoría de los sistemas de clasificación con fines de identificación. En los suelos gruesos (retenidos en la malla #200 según el SUCS), el análisis granulométrico tiene un papel determinante dentro de los criterios de aceptación o rechazo, en obras de gran envergadura, como pueden ser presas, terraplenes, filtros, caminos, espesados para concretos, etc.

Es usual representar la granulometría de un suelo, en una gráfica con dos ejes coordenados: tamaños de partículas en el eje horizontal en escala logarítmica y, en el eje vertical los porcentajes en peso de los granos del suelo menores que un tamaño determinado, en escala natural. La representación de la distribución granulométrica hecha así, se conoce como 'curva de distribución granulométrica'.

La forma de esta curva nos permite tener una idea aproximada de la cantidad en peso de los tamaños existentes y, de su interrelación, de tal forma que una curva granulométrica que presenta secciones horizontales indica existencia de tamaños comprendidos en esas secciones. Si la curva presenta tramos verticales indicará que las partículas comprendidas en esos tramos son aproximadamente iguales, esto es, del mismo tamaño, de tal forma que una curva casi vertical señalará que la mayoría de las partículas de la muestra tiende a ser de un mismo tamaño, y se dice que se trata de un suelo uniforme (Fig. V.1), una curva suave sin quiebres indicará existencia de todo tamaño de partículas sin que predomine o falte alguno; en tal caso se dice que se trata de un suelo bien graduado (Fig. V.1).

La posición de la curva granulométrica con respecto al eje vertical puede dar una idea de su origen y localización con respecto al sitio en que se formó, la curvatura de la misma puede indicar homogeneidad o heterogeneidad del material.

En este capítulo se hace una descripción de los métodos existentes para obtener la distribución granulométrica de un suelo, discutiendo dichos procedimientos y señalando las principales aplicaciones de la granulometría. También se presentan los resultados del ensayo granulométrico sobre un suelo y un ejemplo sobre aplicaciones a filtros.

V.2 Métodos de obtención de la distribución granulométrica

La granulometría de un suelo se determina a través de dos procedimientos principalmente: análisis por mallas para partículas retenidas en la malla #200 (mayores que 0.074mm) y, análisis por sedimentación para partículas que pasan la malla #200 (menores que 0.074mm). El análisis combinado consiste en determinar la granulometría del suelo por medio de mallas y sedimentación en las porciones gruesa y fina respectivamente.

V.2.1 Análisis por mallas

Este análisis se realiza en materiales en los que más del 50% en peso se retiene en la malla #200 y cuyo tamaño no sobrepasa los 75.2mm, y consiste en hacer pasar el material en estudio por un juego de tamices ordenados que van de mayores a menores aberturas, de tal forma que granos de mayor tamaño queden en tamices superiores. El número de mallas que se utilicen dependerá de la precisión requerida para definir la curva.

Una vez cribado el material, se determina el peso de los granos retenidos en cada malla y el porcentaje que representa del total del material seco.

Si el procedimiento a emplear es por lavado, se realiza un cribado primario, separando la fracción gruesa de la fina, en seguida se realiza un lavado de los granos de la fracción gruesa con agua destilada, separando los finos por decantación sucesiva quedando estos en suspensión, después se seca la fracción gruesa en horno convencional para hacer el ensayo con el material grueso seco.

Es conveniente no llenar las mallas completamente pues se requeriría de mayor tiempo de agitado que el recomendado (15 minutos). Este tiempo se incrementa, si la fracción gruesa tiene adherida gran cantidad de finos o este compuesto por granos angulosos, en cuyo caso se requiere realizar ensayos de prueba para determinar el tiempo adecuado de agitado.

Para esta prueba se debe tener cuidado con los materiales quebradizos, pues se pueden romper durante el agitado y alterar la granulometría real del suelo.

V.2.2 Procedimientos de análisis para la fracción fina basados en sedimentación de partículas. Hipótesis básicas y análisis

V.2.2.1 Prueba del hidrómetro

El procedimiento consiste en permitir la sedimentación de una suspensión de suelo y, por medio del hidrómetro medir la variación del peso volumétrico de la suspensión a medida que transcurre el tiempo.

En vista de que el procedimiento se fundamenta en la ley de Stokes, es posible obtener el diámetro equivalente máximo de las partículas que al sedimentarse se encuentran en el centro de bulbo en un instante determinado, de esta forma se puede obtener la granulometría de la fracción fina en suspensión.

La ley de Stokes aplicada a suelos se basa en las siguientes hipótesis

- La ley de Stokes es aplicable a una suspensión de suelo
- Al inicio de la prueba la suspensión es uniforme y la concentración adecuada para que las partículas no interfieran entre sí su sedimentación (se considera adecuada una concentración de 50 g/l).
- Se trata de esferas de densidad uniforme.
- La esfera cae en un fluido homogéneo de extensión infinita.
- El bulbo del hidrómetro no interfiere en la sedimentación de las partículas.

Respecto a la primera hipótesis, se mencionó que esta ley permite obtener el diámetro de una partícula esférica, por lo que el procedimiento proporciona mejores resultados para materiales constituidos por partículas de forma euclidimensional.

La segunda hipótesis supone que las partículas de diámetro 'D', están distribuidas uniformemente y se sedimentan a la misma velocidad. Puede verse que la interferencia interparticular y con las paredes del recipiente hace que no se cumpla totalmente con la hipótesis.

En cuanto a la hipótesis (c), en partículas euclidimensionales, como puede ser el caso de limos gruesos y medios, el diámetro equivalente proporcionado puede ser aproximadamente igual al diámetro medio real, pero en el caso de partículas laminares, como el de las arcillas, el diámetro real puede ser hasta el cuadruple del equivalente.

La hipótesis (d), diste de la realidad, ya que desde el momento que se introduce el hidrómetro se induce una perturbación en el medio.

Con el objeto de disminuir la atracción interparticular (efecto floculante), se utilizan productos químicos llamados defloculantes, es necesario determinar previo a la prueba, la cantidad de defloculante a utilizar, en la concentración requerida. La referencia 1 menciona diferen-

tes tipos de defloculantes, así como su efectividad para distintos suelos en la prueba del hidrómetro. La calibración del equipo, la corrección por defloculante, la corrección por menisco y los procedimientos de prueba se describen con detalle en la referencias 1 y 12.

V.2.2.2 Método de la pipeta

Se prepara una suspensión de 50 g/l de material con partículas menores de 0,074mm, adicionando defloculante como agente dispersivo; se deposita en una probeta de 500 ml; se agita, se deja reposar tomando tiempo. A intervalos de tiempo determinados (0,5; 1,5; 10; 15; y 30 min; 1, 2, 3 4, 8 y 24 h) se toma una muestra de 10 cm³ con una pipeta calibrada. Las muestras tomadas se secan al horno y se obtiene su peso.

El diámetro de las partículas se correlaciona con el tiempo transcurrido, pudiéndose construir la curva granulométrica.

Este método, no obstante atenuar el error inducido al introducir el hidrómetro dentro de la probeta con suspensión, solo se utiliza en algunos países (Ref. 2).

V.2.2.3 Método Harvard de campo

Este procedimiento consiste en depositar una solución de 50 g/l de suelo con agua destilada en un cilindro de sedimentación, acondicionado con tres orificios a 8, 22, y 34cm por debajo de la marca de aforo; si es necesario se adiciona defloculante para evitar la formación de grumos. Se agita la suspensión y al cabo de cierto tiempo se toman muestras por cada uno de los orificios; estas se secan al horno y se obtiene el peso seco de sólidos.

Considerando la temperatura media de la suspensión y la densidad de sólidos, el tiempo transcurrido y la altura de caída correspondiente, se calcula el tamaño máximo de granos existente en la suspensión a la elevación de cada uno de los orificios en el momento que se tomo la muestra.

El procedimiento permite conocer tres puntos de la curva granulométrica rápidamente; aunque tampoco salva completamente el problema de la floculación y la fricción interparticular y con las paredes del cilindro.

Una descripción detallada del procedimiento, especificaciones y equipo se presenta en las referencias 1 y 12.

V.3 Aplicaciones

Las aplicaciones del análisis granulométrico son importantes para la fracción gruesa de un suelo, ya que el comportamiento de los suelos finos depende fundamentalmente de sus composición mineralógica, de la estructura atómica de los minerales que los componen y de la estructura que han formado los materiales al depositarse.

Los principales sistemas de clasificación en relación con la ingeniería civil, han empleado a menudo diferentes sistemas que conducen a una gran confusión en la literatura técnica que trata de los suelos y sus propiedades; podemos citar algunos sistemas de clasificación:

- a) Clasificación de Casagrande y sus modificaciones, adoptada por el Road Research Laboratory
- b) Clasificación de la U.S. Public Road Administration
- c) Clasificación de la Civil Aeronautics Administration
- d) Clasificación basada en la compactación
- e) Clasificación de Burmister
- f) Clasificación según la textura

En la actualidad, El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos es

el mas usado, ya que proporciona una clasificación de la fracción fina y además involucra las características de elasticidad de la fracción fina. Sin embargo, la sola clasificación de un suelo por cualquier sistema empleado, no excluye la necesidad de estudios mas completos del suelo (Ref. 18).

En cuanto a la identificación, se entiende como la apreciación que se tiene de los materiales a través de los sentidos.

U.3.1 Origen probable

La forma de la curva granulométrica puede ayudar a la determinación del origen geológico de un suelo, por ejemplo, los suelos residuales de formación geológica reciente, como los formados por granito descompuesto pueden tener la forma de la figura U1, a las morrenas glaciares suelen tener una amplia gama de tamaños, por otro lado, los suelos sujetos a la acción selectiva del viento tienen un coeficiente de uniformidad muy pequeño (Hazen definió como diámetro efectivo o eficaz de un suelo el que corresponde al 10% de la curva granulométrica, de igual forma D_{60} es el diámetro que corresponde al 60% de dicha gráfica. Definió también como coeficiente de uniformidad a la relación D_{60}/D_{10} , observase que cuanto mas uniforme es un suelo, menor es el valor del coeficiente de uniformidad), esto es, la forma de la curva tiende a la vertical, y es característica de la arena de médanos (Fig. U1, b).

U.3.2 Estimación de la relación de vacíos máxima y mínima

Resultados de estudios hechos por varios investigadores (Burmister (1938); Kolbuszewsky y Frederick, Hutchison y Townsend) confirman que los factores primarios que controlan la máxima y mínima relación de vacíos de arenas limpias son: la forma de las partículas, su rango de tamaños, y la forma de la curva granulométrica. En contraposición con estudios previos, lo anterior se fundamenta en el hecho de que el tamaño de partículas por si mismo no tiene influencia significativa sobre los límites de densidad.

Las curvas de la figura U2, permiten estimar la relación de vacíos máxima (e_{max}) y la mínima (e_{min}) para arenas limpias con distribución granulométrica de normal a moderada, valuada con el coeficiente de uniformidad y la forma de los granos.

Adicionalmente, se anota que Terzaghi definió la compactabilidad "F" como

$$F = \frac{e_{max} - e_{min}}{e_{min}}$$

En suelos granulares bien graduados, como son arenas bien graduadas (SW) o gravas bien graduadas (GW) el valor ($e_{max} - e_{min}$) es grande mientras que (e_{min}) es pequeña, en consecuencia F es grande y estos materiales son facilmente compactables. En suelos uniformes como cierto tipo de gravas o arenas mal graduadas, ($e_{max} - e_{min}$) es pequeño mientras que (e_{min}) es grande, entonces la compactabilidad es pequeña y los materiales presentan dificultades para compactarse. En la tabla U3 se lista la compactabilidad de varios suelos asociada al coeficiente de uniformidad (U), coeficiente de curvatura, diámetro efectivo, peso volumétrico seco máximo y mínimo (Ref.2).

U.3.3 Permeabilidad

Allen Hazen (1892) propuso la siguiente expresión para determinar el coeficiente de permeabilidad de un suelo a través del diámetro efectivo D_{10} , obtenido de la curva granulométrica

$$k=C D_0^2 \text{ (cm/s)}$$

en la que

k : coeficiente de permeabilidad

D_0 : diámetro efectivo

C : constante obtenida por Hazen al experimentar con arenas uniformes cuyo D_0 varió entre 0.1 y 3 mm, obteniéndose valores entre 41 y 146. El valor de $C=116$ suele mencionarse como un promedio aceptable de las experiencias realizadas por este investigador (Ref. 9).

Tarzeshi propone la siguiente expresión para suelos arenosos

$$k=C_1 D_0^2 (0.7+0.03t)$$

en la que

$$C_1 = C_0 \left[\frac{n-0.13}{(1-n)^{1/3}} \right]^2$$

donde

n : porosidad

t : temperatura en °C

C_0 : coeficiente que depende del material

arena con partículas redondeadas; $C_0 = 800$

arena con partículas angulosas; $C_0 = 460$

arena con limos; $C_0 < 400$

Schlichter propone la expresión de correlación, en la que además de la temperatura toma en cuenta la compacidad

$$k=771(D_0^2 / C)(0.7+0.03t) \text{ (cm/s)}$$

en la que C es función de la porosidad 'n' y se encuentra tabulada

n	C
0.26	83.4
0.38	24.1
0.46	12.80

en donde

D_0 : diámetro efectivo [cm]

t : temperatura en [°C]

U.3.4 Capilaridad

La altura capilar en un suelo grueso es de particular importancia en el estudio de las presiones hidrostáticas, así como en los problemas asociados con la disminución de la resistencia al esfuerzo cortante. Lane y Weesburn (1946) han investigado este fenómeno, asociando a diferentes tipos de suelos, el diámetro efectivo obtenido de la curva de granulometría, con la relación de vacíos, la ascensión capilar y la altura capilar de saturación. Los resultados de esta investigación se presentan en la tabla U.2.

La granulometría es la que mejor sirve para describir la potencialidad capilar. En gravas limpias la altura potencial capilar es prácticamente nula, llegando al orden de decímetros en arenas limpias. En limos típicos no elásticos suele quedar dentro del orden de un metro y en las arcillas la altura potencial capilar puede alcanzar magnitudes del orden de centenas de metros (Ref. 11).

U.3.5 Susceptibilidad a cambios de volumen por congelación

En los lugares en los que se produce cristalización de hielo, el agua necesaria para abastecer el crecimiento de lentos de hielo entra en la zona de congelación a través de los poros más pequeños del suelo, los cuales por su tamaño, permanecen libres de hielo a temperaturas un poco por abajo de 0°C . Si la granulometría del suelo es tal que tiene discernibles suficiente cantidad de estos pequeños poros, el agua del suelo se hiela 'in situ', sin que se produzcan cambios en el contenido de agua. La expansión del agua del suelo al congelarse tiene lugar principalmente en los poros y no hay un apreciable cambio de volumen. Las arenas gruesas y las arenas muy finas de esta categoría (Ref. 19).

Cada vez que un suelo es poco susceptible a la congelación si posee menos del 1% de partículas menores de 0.02mm el intervalo en que el suelo empieza a mostrarse susceptible varía entre 3 y 10%.

Los suelos más sensibles a este fenómeno son aquellos en los que se combina la granulometría más fina con la mayor permeabilidad. La tabla U.3 muestra una clasificación de suelos según su susceptibilidad a la acción de las heladas (Ref. 11).

La figura U.3 muestra los límites de granulometría dentro de los cuales se encuentran los materiales susceptibles a la helada; este estudio se realizó para suelos del sur de Inglaterra (Ref. 18).

U.3.6 Susceptibilidad a la tubificación

A continuación se presenta una relación empírica aproximada, observada entre la resistencia a la tubificación en los terrapienes de arena, los tipos de suelo y los métodos de construcción.

Resistencia

- | | |
|-------|--|
| Alta | 1. Arcilla de alta plasticidad ($I_p > 50$), bien compactada |
| | 2. Arcilla de alta plasticidad ($I_p > 50$), mal compactada |
| Media | 3. Arena gruesa bien graduada o mezclas de arena y grava con finos arcillosos de mediana elasticidad ($I_p < 6$) bien compactada |
| | 4. Arena gruesa bien graduada o mezclas de arena y grava con finos arcillosos de mediana plasticidad ($I_p < 6$) mal compactada |
| Baja | 5. Mezclas bien graduadas de grava, arena y limo sin cohesión ($I_p < 6$) bien compactada |
| | 6. Mezclas bien graduadas de grava, arena y limo sin cohesión ($I_p < 6$) mal compactadas |
| | 7. Arena fina muy uniforme sin cohesión ($I_p < 6$), bien compactada |
| | 8. Arena fina muy uniforme sin cohesión ($I_p < 6$), mal compactada (Ref. 3). |

U.3.7 Licuación

En materiales granulares finos, se puede presentar una disminución importante de volumen a un cierto esfuerzo σ constante, esto se puede deber al efecto de cargas cíclicas de aplicación inmediata (piloteado, etc.). Los cambios volumétricos en el material, suponen un aumento temporal de las presiones en el agua, hasta llegar a un valor igual al esfuerzo total σ ; con lo que el esfuerzo efectivo σ' se anula. Este fenómeno se le ha llamado licuación. Por experiencias sobre él, se señala que las arenas susceptibles son las que tienen $D_{10} < 0.1\text{mm}$; coeficiente de uniformidad $C_u < 5$; porosidad $n > 41\%$; Compacidad relativa $C_r < 0.5$ o 0.4 (Ref. 3).

U.3.8 Susceptibilidad al esfriamiento

Dependiendo del material que constituye un suelo, así como de la deformabilidad de su cimentación, éste puede esfriarse.

Existen relaciones empíricas entre la susceptibilidad a dicho esfriamiento y las características granulométricas de los suelos. La figura U.3 muestra una de estas relaciones, en las que se indica un intervalo de granulometría de los suelos más susceptibles a esfriarse al ser usados en tarralesones.

U.3.9 Susceptibilidad a la expansión

Estudios realizados por diversos investigadores relacionan el potencial de expansión de un suelo con el porcentaje de partículas menores de 0.002mm, el índice de elasticidad y el límite de contracción de un material fino. Otro criterio de identificación para la identificación de suelos expansivos es el propuesto por la Bureau of Reclamation en el que se escribe el peso volumétrico seco y el límite líquido; otro criterio basado en el razonamiento de que el suelo "in situ" se expande a las distintas profundidades en que se encuentra, hasta que la presión de la sobrecarga iguala a la presión de expansión es el propuesto por Muellvee(1970). La presión de expansión se determina en el laboratorio aplicando cargas a una serie de muestras "idénticas" a distintas magnitudes de presión. Luego se saturan bajo cargas y se miden las expansiones(Ref. 2)

Debe observarse que estos criterios dan solo aproximaciones cuantitativas, ya que no se tienen controladas en ellos todas las variables que se presentan en campo.

U.3.10 Susceptibilidad a la dispersión

Para determinadas aplicaciones en mecánica de suelos, es importante conocer la facilidad con que los terrones de suelo se dispersan en agua no dispersantes o defloculantes, pues un suelo con esta característica se erosionado fácilmente por el agua. Sherard (1971) ha propuesto un "índice de dispersión" que cuantifica esa cualidad. El experimento para determinar dicho índice consiste en realizar un doble ensayo de granulometría por sedimentación. En uno de ellos realizado con defloculante, se aplica la técnica de dispersión establecida por las normas ASTM, y en el otro se utilice agua desmineralizada.

De estos dos ensayos se obtienen valores correspondientes del porcentaje de partículas inferiores a 0.005mm. El índice de dispersión se define de la siguiente forma:

$$\text{Índice de dispersión}(Id) = \frac{\% < \text{de } 0.005\text{mm (agua destilada)}}{\% < \text{de } 0.005\text{mm (ensayo con defloculante)}}$$

Un valor de Id=1, corresponde a suelos que al contacto con el agua se dispersan completamente; un suelo con índice de dispersión muy bajo posee muchas partículas finas, adheridas entre si o cementadas, de tal forma que solo una excitación o amasado energético, adicionando defloculantes, son capaces de realizar la separación de partículas, por lo que el suelo es bastante resistente a la acción diluyente del agua(Ref. 17).

U.3.11 Aplicaciones a problemas de mecánica de suelos

U.3.11.1 En pavimentos

El método de control a través de la granulometría se puede aplicar a cimientos con baja capacidad de carga mediante la adición de materiales

que tengan tamaños de partículas de los cuales carecen, así por ejemplo se pueden conseguir cimientos arcillosos añadiéndoles arena o viceversa. Normalmente en estos casos no es necesario obtener una muy cuidada granulometría del material, sino simplemente mejorar ésta añadiendo los tamaños cuya deficiencia es más notable.

En el caso que nos ocupa existen muchas especificaciones que involucran la granulometría del material, por ejemplo: La Civil Aeronautics Administration (USA), incluye en su método prescripciones en relación con la compactación del cemento y de la sub-base, con la granulometría de esta última y de la base, así como del armazo del pavimento de concreto. El método del 'índice de grupo' del Highway Research Board, se basa en un coeficiente empírico llamado 'índice de grupo' obtenido en términos de porcentajes de materiales que pasan la malla #200, del límite líquido e índice de plasticidad.

U.3.11.2 Filtros para saneamiento

Cuando es necesario proteger un suelo de la acción del agua (Expansión por incremento en el contenido de agua, erosión, tubificación, colapso, etc), se hace necesario cubrir el material en el lugar en que el agua afecta al suelo, con un material mas grueso llamado filtro. El diseño de este filtro se realiza en base a la curva granulométrica del material por proteger. El filtro no obstaculiza el flujo del agua, pero tiene poros muy pequeños como para que los invadan las partículas finas del material que se protegerá. La referencia 13 señala los principales requisitos de un buen filtro. La figura U.5, muestra una serie de nuevos criterios propuestos para filtros (Ref. 20). La misma referencia (20) hace una excelente descripción de filtros empleados en la estabilización de agua.

U.3.11.3 Mezclas de materiales de distintos bancos

Cuando se requiere mejorar las propiedades de un suelo o se necesita que cumpla con especificaciones granulométricas, se realiza una mezcla de materiales.

El procedimiento usual, es el llamado 'método gráfico', se construye un cuadrado en el que se dibujen porcentajes granulométricos, a escala natural; en la escala vertical derecha se colocan porcentajes del material 'A' (material a mezclar), señalando en cada porcentaje la malla correspondiente; lo mismo se hace con el material 'B' en la escala vertical de la izquierda; en seguida se unen los puntos que corresponden a la misma malla con líneas rectas. Sobre estas líneas y con base en la escala vertical se colocan los límites de las especificaciones requeridas; trazando dos líneas verticales por los puntos mas próximos entre sí (correspondientes a los límites de las especificaciones) se lee en las escalas horizontales las proporciones de los dos materiales que cumplan con los requisitos establecidos (figuras U.9 a U.14).

Otro procedimiento para obtener la distribución granulométrica de dos materiales de los que se conocen los pesos totales y distribuciones granulométricas, es el 'método analítico', que a continuación se describe:

$$\text{peso total (Wt)} = W1 + W2$$

porcentaje total que pasa la malla 'i'

$$P_i = \frac{W1i + W2i}{W1 + W2} \quad (1)$$

porcentaje que pasa la malla "i"

$$P_{1i} = \frac{W_{1i}}{W_1} \quad (2.a)$$

$$P_{2i} = \frac{W_{2i}}{W_2} \quad (2.b)$$

substituyendo las ecs. (2) en (1)

$$P_i = \frac{W_1 P_{1i} + W_2 P_{2i}}{W_1 + W_2}$$

finalmente

$$P_i = \frac{P_{1i} + (W_2/W_1) P_{2i}}{1 + (W_2/W_1)}$$

en las expresiones anteriores:

W₁ : peso total del material 1

W₂ : peso total del material 2

W_{1i} : peso del material 1 que pasa la malla "i"

W_{2i} : peso del material 2 que pasa la malla "i"

P_{1i} : porcentaje del material 1 que pasa la malla "i"

P_{2i} : porcentaje del material 2 que pasa la malla "i"

U.4 Prueba del equivalente de arena (ASTM D-2419-69)

Esta prueba consiste en introducir una cantidad definida de la fracción de suelo que pasa la malla #4 en una probeta estándar, parcialmente llena con una solución que entre otras cosas propicia la sedimentación de los finos; después de un periodo de fuerte agitación para homogeneizar la suspensión, la probeta se deja en reposo en su posición natural durante 20 minutos, al cabo de los cuales se observa el perfil de sedimentación en el fondo, que básicamente debe consistir en dos capas fácilmente distinguibles, una inferior que tendrá prácticamente todas las partículas de arena, y otra superior, formada por la cantidad de arcilla que haya alcanzado a depositarse en el tiempo transcurrido, bajo el efecto flocculante de la solución utilizada, el cual dependerá de la solución y de su concentración; así por ejemplo, si la arcilla contenida es una montmorillonita o una bentonita, de alta actividad coloidal, la solución estándar actuando durante 20 minutos, alcanzará a floccular y depositar una cantidad determinada, en tanto que si la arcilla contenida es una ceolinita, de actividad coloidal mucho menor, seguramente en los 20 minutos podrá llevarse a depositar toda la arcilla.

El estudio del perfil de sedimentación permite establecer un índice volumétrico de las respectivas proporciones de los materiales contenidos en el suelo original, que pueden en un principio clasificarse como arenas o como arcillas, además, como se puede ver, el perfil de sedimentación permite tener una idea cualitativa, bastante acertada, de la actividad que puede atribuirse a la fracción arcillosa.

La solución está formada básicamente con cloruro de calcio, que es flocculante, se añade en seguida glicerina, pues se ha visto que produce un efecto estabilizante, haciendo la prueba más consistente al ser repetida por operadores diferentes, y una porción de formaldehído, cuyo

objeto es esterilizar la solución para neutralizar la posibilidad del desarrollo de microorganismos que pudiera contener el suelo original.

La base de la solución es agua destilada o razonablemente limpia. Muy especialmente la cantidad de cloruro de calcio determina el poder flocculante de la solución.

Una vez obtenido el perfil de sedimentación y marcado el nivel superior de la capa de arcilla, se introduce en la probeta un pisón de peso estandarizado, el cual se apoya en la arcilla permitiendo su hundimiento, lo que ocurre súbitamente hasta alcanzar la capa de arena; la altura a la que queda el pisón se registra y se considera la altura de frontera superior de la capa de arena. El pisón es necesario pues no se define claramente un plano de transición entre la arena y la arcilla.

Se define como equivalente de arena a la relación

$$\text{Equivalente de arena (EA)} = \frac{\text{Lectura en nivel superior de la arena}}{\text{Lectura en el nivel superior de la arcilla}} \times 100$$

Un equivalente de arena igual a cero se obtendría de una arcilla pura, en tanto que mientras mayor sea el valor del EA, se tendrá una mayor proporción de material granular en el conjunto.

Uno de los aspectos más importantes de la prueba, que aunque no se ha estudiado suficientemente, es el que se refiere a la concentración utilizada, pues con cantidades diferentes de cloruro de calcio se obtienen volúmenes de arcilla depositada a muy diferentes, y por tanto, también muy distintos equivalentes de arena, pues este concepto se define y determina con base en los respectivos espesores de arena y arcilla en el perfil de sedimentación.

Una vez fijada la concentración de la solución, y estandarizada la prueba, la actividad de los finos se refleja en el resultado por lo menos en dos formas diferentes:

En primer lugar, la cantidad de arcilla que alcance a depositarse en los 20 minutos, que será diferente según sea el contenido y actividad de la fracción coloidal de la arcilla.

En segundo lugar la estructuración de la arcilla depositada será también una medida cualitativa de su actividad. A estructuras más cerradas o más abiertas son para la misma cantidad de arcilla correspondieran diferentes valores de altura de arcilla y, por lo tanto, diferentes valores del equivalente de arena. En general, en relación a este último aspecto puede decirse que cuanto más abierta sea la estructura, mayor actividad mostrarán los finos y se obtendrá un valor menor del equivalente de arena (Ref. 5).

4.5 Ensayo de granulometría

4.5.1 Objetivos:

- a) Aplicar el procedimiento de análisis granulométrico combinado, haciendo la clasificación del material según el SUCS
- b) Indicar el posible comportamiento del material, cuando se requiera usar como filtro, como depósito de cimentación, así como su susceptibilidad al asentamiento, congelación, etc.

4.5.1 Descripción del material

Un primer análisis visual permite afirmar que el suelo está compuesto por gravas y arenas, de forma subangulosa, color café y gris, con finos color café claro; se cree que todo el material sea del mismo banco, a excepción de los granos grises, el material presenta partículas de la fracción gruesa con alta resistencia individual, con un ángulo de reposo de aproximadamente 42° . Se estima que el suelo tiene 45% de grava,

40% de arenas y 15% de finos. De estos últimos se realizó una prueba de tenacidad, dilatación y resistencia en estado seco, encontrándose los siguientes resultados: Dilatación rápida, tenacidad nula, resistencia en estado seco nula, de donde se infiere la posibilidad de que se trate de un limo no elástico, en cuyo caso el material completo tendría una clasificación según el SUCS de grava limosa (GM).

V.5.2 Equipo y sustancias

a) equipo

- .Juego de mallas (2", 1.5", 1", 3/4", 1/2", 3/8", 1/4", #4, #10, #20, #40, #60, #100, #200)
- .Vibrador mecánico
- .Balanza con rango de 20Ks y sensibilidad de 1g
- .Balanza con rango de 2Ks y sensibilidad de 0.1g
- .Bandejas
- .Hidrómetro
- .Probeta graduada de 100ml
- .Varios: termómetro, toallas de papel, cápsulas, cronómetro, espátulas

b) sustancias

- .Agua destilada
- .Cloruro de sodio
- .Hexametáfosfato de sodio (defloculante)

V.5.3 Procedimiento de prueba

V.5.3.1 Fracción gruesa

El análisis granulométrico efectuado, se realizó para las fracciones gruesa y fina (análisis granulométrico combinado), siguiendo el procedimiento indicado en la referencia 1. La muestra se encontraba secada al aire al iniciar la prueba. El material se separó en grava, arena y finos, utilizando las mallas #4 y #200.

La grava se lavó con agua destilada sobre la malla #200, la arena se separó de los finos mediante decantación sucesiva; el material fino que se obtuvo del lavado y la decantación se secó con serrilla; finalmente toda la fracción gruesa lavada fue secada al horno durante 24h. Una vez seca se tamizó manualmente utilizando colocadas una sobre otra en el orden que se presentan las siguientes mallas: 2", 1.5", 1", 3/4", 1/2", 3/8" y #4.

El análisis granulométrico de la arena seca se realizó utilizando un agitador mecánico y las mallas números: #10, #20, #40, #60, #100 y #200

La curva granulométrica de la fracción gruesa se obtuvo tomando el porcentaje en peso del suelo seco retenido en cada malla con respecto al total, y colocándolo en el eje de las ordenadas; el diámetro de las partículas se colocó en el eje horizontal. Los resultados se presentan en la tabla V.4 y la curva granulométrica en la figura V.5.

V.5.3.2 Granulometría de la fracción fina

En esta parte de la prueba, se calibró el hidrómetro como primera etapa, siguiendo el procedimiento indicado en la referencia 1, comprobándose la escala del hidrómetro y obteniéndose las correcciones por menisco y defloculante.

a) calibración del hidrómetro

Consiste en comparar las lecturas en la escala de densidades del aparato con densidades relativas conocidas, para lo que se obtienen varias concentraciones de Cloruro de Sodio (NaCl) disuelto en agua destilada.

Los resultados obtenidos se presentan en la tabla V.5 y en la figura V.6 se presenta la gráfica de densidad de la suspensión contra lectura del hidrómetro.

- obtención del volumen del hidrómetro por inmersión en probeta graduada.

Volumen del agua en la probeta	= 375 ml
Volumen del agua con bulbo sumersido	= 449 ml
Volumen del bulbo	74 ml

- Corrección por defloculante

Lectura del hidrómetro	= 1.5 g/l
Lectura con agua y defloculante	= 15.5 g/l
Corrección por defloculante	= -14 g/l

- Corrección por menisco

Lectura sobre el menisco	= 0.00 g/l
Lectura verdadera	= 1.50 g/l
Corrección por menisco	= -1.50 g/l

- Corrección de las alturas verdaderas de caída de las partículas (h) entre el centro del bulbo y la superficie del agua (medida solo para los primeros 2 minutos) es la altura de caída de las partículas.

Después de los dos minutos iniciales, el hidrómetro se remueve en cada medición desplazando la superficie del agua, por lo que la altura anterior debe corregirse. Las formulas para estas alturas son:

$$H' = H_1 + h_0 \quad (\text{para los 2 primeros minutos})$$

$$H = H_1 + h_0 - V_0 / 2A \quad (\text{para el tiempo que sigue})$$

en donde

- h_0 : Distancia de la punta al cuello del hidrómetro
- H_1 : Distancia del cuello a las marcas principales del hidrómetro.
- H' : Altura de caída hasta el centro del hidrómetro durante los primeros dos minutos
- H : Altura de caída hasta el centro del bulbo corregida por inmersión del hidrómetro, después de los primeros dos minutos.
- A : Área de la sección transversal interior de la probeta. Para su determinación se vierte una cantidad de agua en la probeta graduada y se registra su altura; la relación entre el volumen y la altura proporciona el área: ($A = 450 \text{ cm}^3 / 15.45 \text{ cm} = 29.12 \text{ cm}^2$).

La tabla V.6 muestra las alturas de caída obtenidas para cada lectura del hidrómetro.

Para facilitar el cálculo del diámetro equivalente de las partículas Caszarrone diseñó un nomograma que lleva su nombre, en él esta representada la ley de Stokes en forma gráfica (Fig V.7). Los resultados obtenidos con este nomograma se presentan en la tabla V.6.1.

V.5.4 Resultados del análisis granulométrico

	Peso del material (g)
Porcentaje de grava (en peso) = 28.84%	468.00
Porcentaje de arena (en peso) = 57.42%	931.62
Porcentaje de finos (en peso) = 13.74%	222.50

$D_{10} = 0.012 \text{ mm}$
 $D_{50} = 0.290 \text{ mm}$
 $D_{90} = 1.500 \text{ mm}$

Coefficiente de uniformidad = 125
 Coeficiente de curvatura = 4.67
 % de finos menores de 2ϕ = 22%

Densidad de sólidos de la fracción fina = 2.65

U.5.5 Clasificación del suelo según el SUCS

En vista de que más del 50% de material se detiene en la malla #200 y que más del 50% de la fracción gruesa pasa la malla #4, más del 12% pasa la malla #200 y considerando que no se realizaron pruebas de límite líquido y límite plástico, y tomando en cuenta los resultados obtenidos de tenacidad, dilatancia y resistencia en estado seco, el material completo tendría una clasificación de arena limosa (SM).

U.5.6 Aplicaciones en geotecnia

a) Características del material

-Compactabilidad: A pesar de que el coeficiente de curvatura es 4.67, se puede afirmar que este material es bien graduado en términos generales, por lo que presenta buenas características de compactabilidad, evidenciándose un $Q_{m\acute{a}x}=0.62$ y $Q_{m\acute{i}n}=0.23$ (Ref. 2).

-Permeabilidad: En cuanto a la fracción fina de este material, la literatura reporta permeabilidades del orden de 10 cm/s, además, si se considera el porcentaje de este material respecto del conjunto se puede concluir que este material es poco permeable.

-Susceptibilidad a cambios de volumen por congelación: De acuerdo con la referencia U.3.5, por tener estos materiales más del 3% de partículas menores de 0.02mm son susceptibles a cambios de volumen por congelación.

-Susceptibilidad a la licuación: De acuerdo a la referencia U.3.7, este tipo de materiales no son susceptibles a la licuación.

-Susceptibilidad al agrietamiento: La referencia U.3.7 nos permite observar que este tipo de materiales no presentan problemas de agrietamiento si se requiere su uso en terraplenes.

-Susceptibilidad a la expansión: Holtz y Gibbs reportan para este tipo de suelos pocas posibilidades de expansión (Ref. 2).

-Vibroflotación: Como se observa de la figura U.8, la eficiencia de la vibroflotación es reducida por las características del material.

-Erosión: Este material es susceptible a la erosión cuando se usa en canales, ya que contiene un porcentaje de 21.8% de partículas menores de 2 micras.

-Segregación: En vista de que el coeficiente de uniformidad es mayor de 20, este suelo tiende a segregarse según el criterio del Bureau of Reclamation.

U.5.7 Comportamiento del material

a) Depósito de cimentación

-En zonas urbanas: pensando en una capacidad relativa alta, se considera un buen material de cimentación pues se espera una alta capacidad portante y baja compresibilidad.

-En presas de tierra, enrocamiento o concreto, el material estudiado presenta baja permeabilidad, sin embargo se requiere de pruebas específicas de permeabilidad para evitar filtraciones intolerables, en caso de ser así, se podrá remover si no es muy patente su espesor; si se presenta esta situación deberán estudiarse alternativas para reducir el costo de filtración como pueden ser inyecciones, trincheras, tablaestacas, delantales u otros métodos similares. Presenta además alta capacidad portante y baja compresibilidad.

b) Material que forma parte de un terraplén

Por sus características observadas, este material se puede utilizar como

base, sub-base o relleno de un terraplén, sin embargo se debe reducir su cantidad de finos por lo menos al mínimo recomendado de 5%, si se utiliza como base.

c) En el cuerpo de una presa, este material se puede utilizar como filtro siempre y cuando se reduzca su contenido de finos, también puede emplearse en zona de transición.

V.6 Referencias bibliográficas

1. DEFFI. Manual de laboratorio de mecánica de suelos. UNAH, México, 1979.
2. WINTERKORN, FANG. Foundation Engineering Handbook. Van Nostrand Reinhold, New York, 1975.
3. C.F.E. Manual de diseño de obras civiles. B.2.2. México, 1980.
4. AKROID t, N. Laboratory testing in soil Engineering. Soil Mechanics Limited, Londres, 1964.
5. RICO R, A. DEL CASTILLO E. La ingeniería de suelos en las vías terrestres. V-II, Edit. Limusa, México, 1982.
6. HOLTZ ; GIBBS. Engineering properties of expansive clays. Trans. ASCE V.121, 1957.
7. TERZAGHI, K. PECK, R. B. Mecánica de suelos en la ingeniería Práctica; Edit. Ateneo, 2a Edición, 1976.
8. JUAREZ B, E. RICO R, A. Mecánica de suelos. Tomo I. Edit Limusa, México, 1979.
9. BOWLES J. Manual de laboratorio de mecánica de suelos. Edit. Mc Graw Hill. México, 1981.
10. LAMBE W, T. Soil testing for engineering. Jhon Wiley and Sons, 1951.
11. JUAREZ B, E. RICO R, A. Mecánica de suelos. Tomo II. Edit. Limusa, México, 1979.
12. S.R.H. Manual de mecánica de suelos. S.R.H. México, 1970.
13. PECK R. HANSON W. THORNBURN T. Ingeniería de cimentaciones. Edit. Limusa, México, 1983.
14. KRYNINE P, D. JUDD W, R. Principios de geología y geotecnia para ingenieros, Edit. Omega, España, 1961.
15. SOWERS B. SOWERS F. Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones. Edit. Limusa, México, 1983.
16. ZEEVAERT L, W. Foundation engineering for difficult subsoil conditions. Van Nostrand Reinhold, New York, 1973.
17. JIMENEZ S. JUSTO A. Geotecnia y cimientos. Tomo I. Edit. Rugda, España, 1975.
18. DEPARTAMENT OF SCIENTIFIC AND INDUSTRIAL RESEARCH. ROAD RESEARCH LABORATORY. Mecánica del suelo para ingenieros de carreteras y aeropuertos. Trad. de Luis Valero Alonso. Centro de estudios y experimentación de obras públicas. Madrid, 1973.

19. YOUNG T. L. Factors controlling maximum and minimum densities of sands. 'Evaluation of relative density and its role in geotechnical projects involving cohesionless soils. ASTM STP 523, 1973.
20. S. M. M. S. Uso de medios filtrantes en ingeniería sanitaria y geotecnia. Soc. Mexicana de Mecánica de Suelos, México, 1982.
21. ATKINS H. N. Highway materials, soils and concretes. Reston Publishing Co, Inc, 1982.
22. LAMBE T. U. WHITMAN R. U. Mecánica de suelos. Edit. Limus, México, 1981.

Tabla V.2

Suelo	D (mm)	e	Hcr (cm)	Hcs (cm)
GRAVA				
gruesa	0.82	0.27	5.4	3.0
arenosa	0.20	0.45	28.4	20.0
fina	0.30	0.29	19.5	20.0
limosa	0.06	0.45	106.0	68.0
ARENA				
gruesa	0.11	0.27	82.0	60.0
media	0.02	0.48-0.66	239.6	120.0
fina	0.03	0.36	165.5	112.0
LIMO	0.006	0.95-0.93	359.2	130.0

(Referencia 10)

Hcr : ascención capilar

Hcs : altura capilar de saturación

Tabla V.3

Clasificación de suelos según su susceptibilidad a la congelación

GRUPO	TIPO DE SUELO
F1	gravas con 3 a 20% de partículas < 0.02 mm
F2	arenas con 3 a 15% de partículas < 0.02 mm
F3a	gravas con más de 20% de partículas < 0.02 mm
F3b	arenas (excepto finas limosas) con más del 15% de partículas < 0.02 mm
F3c	arcillas (excepto finamente estratificadas) con $I_p > 12$
F4a	todos los limos inorgánicos incluyendo los arenosos.
F4b	arcillas finas limosas con más del 15% de partículas < 0.02 mm
F4c	arcillas con $I_p < 12$
F4d	arcillas finamente estratificadas.

El orden de susceptibilidad en la tabla es creciente.

tabla U.4

Granulometría de la fracción gruesa.

* Malla	* abertura	* Peso suelo	* porcentaje	* porcentaje
* No	* [mm]	* retenido	* retenido	* que pasa
*	*	* [g]	* (%)	* (%)
* 2'	* 50,8	* 0,00	* 0,00	* 100
* 1 1/2"	* 38,10	* 0,00	* 0,00	* 100
* 1"	* 25,40	* 32,23	* 1,99	* 98,01
* 3/4"	* 19,05	* 73,19	* 4,51	* 93,50
* 1/2"	* 12,70	* 165,38	* 10,19	* 83,31
* 3/8"	* 9,52	* 126,43	* 7,79	* 75,52
* 1/4"	* 6,36	* 33,60	* 2,07	* 73,45
* #4	* 4,76	* 37,17	* 2,29	* 71,16
* #10	* 2,00	* 89,91	* 5,54	* 65,62
* #20	* 0,84	* 235,34	* 14,50	* 51,12
* #40	* 0,42	* 211,96	* 13,06	* 38,06
* #60	* 0,25	* 133,90	* 8,25	* 29,81
* #100	* 0,149	* 144,28	* 8,89	* 20,92
* #200	* 0,074	* 116,53	* 7,18	* 13,74

Tabla U.5

Calibración de hidrómetro No 4

* Wm	* Wm+u	* C NaCl	* Wm+s	* Ws	* Ti	* Tm	* Ts	* Tp
* [g]	* [g]	* [g/l]	* [g]	* [g]	* [°C]	* [°C]	* [°C]	* [°C]
* 183,80	* 682,72	* 0	* 682,72	* 478,16	* 16,4	* 16,5	* 16,6	* 16,5
* 183,99	* 682,72	* 9	* 684,41	* 502,61	* 16,4	* 16,5	* 16,6	* 16,5
* 183,80	* 682,66	* 16	* 693,72	* 505,78	* 16,3	* 16,4	* 16,5	* 16,4
* 183,60	* 682,60	* 24	* 694,12	* 513,12	* 16,3	* 16,4	* 16,4	* 16,4

Calibración del hidrómetro No 4 (continuación)

* Volumen de la solución	* peso volumétrico de la solución	* lectura del hidrómetro
* [cm ³]	* [g/cm ³]	* [g/l]
* 499,39	* 0,9981	* 0,0
* 499,37	* 1,0094	* 10,0
* 499,35	* 1,0206	* 21,0
* 499,45	* 1,0314	* 33,8

tabla U.6

Lectura del hidrómetro-alturas de caída

* Lectura del hidrómetro	* Hi	* H'=Hi+h/2	* H=Hi+(h-Vh/A)/2
* [g/l]	* [cm]	* [cm]	* [cm]
* 50	* 0,435	* 7,105	* 5,856
* 50	* 1,948	* 8,617	* 7,438
* 40	* 3,944	* 10,613	* 9,364
* 30	* 4,972	* 11,641	* 10,392
* 20	* 6,508	* 13,177	* 11,928
* 10	* 8,196	* 14,865	* 13,616
* 0	* 9,656	* 16,325	* 15,076
* -5	* 10,422	* 17,091	* 15,842

donde

Wm : peso del matraz vacío Ws : peso de la solución
 Wm+u : peso del matraz mas agua Ti : temperatura inferior
 C NaCl : concentración de sal Tc : temperatura al centro
 Wm+s : peso del matraz mas solución Ts : temperatura superior

ANEXO I

Identificar y clasificar según el SUCS cada uno de los materiales cuyas características se indican:

% menor que	B A N C O S			
	A	B	C	D
2"	100		100	
1.5"	79		80	
1"	57		69	
3/4"	46	100	58	
1/2"				
3/8"	26	93	38	
#4	16	82	25	100
#10	10	70	18	98
#20	6	57	12	93
#40	3	46	8	87
#60	2	39	6	82
#100	1	30	4	78
#200		24	2	65
0.01mm				43
0.001mm				22

banco	W	Y_m	LL	LP	LC	a_u	m_v	C_v
A	4	1.48						
B	14	1.30	32	20	5			
C	4	1.40						
D	8		48	20	5	1.0	.008	1×10^{-1}
							$a=0.030$	3×10^{-2}

donde

- W : contenido de agua en porcentaje
- Y_m : peso volumétrico del material en T/m^3
- LL : límite líquido
- LP : límite plástico
- LC : límite de contracción
- a_u : resistencia a la compresión simple
- m_v : coeficiente de compresibilidad volumétrica
- C_v : coeficiente de consolidación

Solución

De la figura V.9, se tiene

- material del banco A
- mas del 50% se retiene en la malla #4
- menos del 5% pasa la malla #200

$$D_{10}=2mm, D_{60}=12mm, D_{200}=26mm \Rightarrow$$

$$C_u=13, C_c=2.77$$

Se trata de una grava bien graduada con arena sin finos (GW)

- material del banco B
- mas del 50% pasa la malla #4
- mas del 12% pasa la malla #200

- límite líquido = 32%
- límite plástico = 20%
- límite de contracción = 5%
- índice plástico = 12%

Se trata de arenas arcillosas con finos de media Plasticidad(SC)

-material del banco C

más del 50% de la fracción gruesa retiene en la malla #4
menos del 5% pasa la malla #200

$D_{10}=0,7\text{mm}$; $D_{30}=5,2\text{mm}$; $D_{60}=20\text{mm}$ =>

$C_u=28,6$ $C_c=2,74$

Se trata de una grava bien graduada con pocos finos (GW)

-material del banco D

más del 50% pasa la malla #200

límite líquido=48% <50%

límite plástico=20%

límite de contracción=5%

índice plástico=28%

Se trata de una arcilla inorgánica de baja plasticidad, media compresibilidad (m_v entre 0,008 y 0,03) (CL) (Ref. 22).

2. Comentarios sobre el comportamiento esperado de los materiales proporcionados.

2.1 Material del banco A

De acuerdo con su diámetro efectivo se trata de un material de alta permeabilidad y bajo potencial capilar, se reporta poco susceptible a cambios de volumen por congelación, alta resistencia a la tubificación, así como poco sensible a la licuación, se trata de un material no susceptible al esriamiento, de buena manejabilidad y nada sensible a la expansión, como depósito de cimentación; si se considera buena competencia individual de granos, resulta apropiado por su resistencia alta al esfuerzo cortante y se estima para una compactación media un ángulo de fricción interna de 36° a 42° , se considera un material propio para bases y sub-bases.

2.2 Material del banco B

Se trata de un material poco permeable con alta resistencia a la tubificación, de alta a media resistencia al cortante con un ángulo de fricción interna del orden de 34° a 40° cuando se encuentra con compactación media (Ref. 23), mediana compresibilidad ($0,008 < m_v < 0,030 \text{ cm}^2/\text{kg}$), de mediana a baja susceptibilidad al esriamiento, muy poco sensible a la licuación y buena manejabilidad, además poco susceptible a la expansión (Ref. V.5.9).

2.3 Material del banco C

Las características de este material se reportan similares a las del banco A.

2.4 Material del banco D

Prácticamente impermeable, alta resistencia a la tubificación, media compresibilidad (m_v entre 0,008 y 0,030 cm^2/kg), mediana susceptibilidad al esriamiento y poca manejabilidad.

3. Puede una mezcla de dos o tres de los materiales ser usada como:

3.1 Parte de un pavimento flexible

Las figuras V.9 a V.14 proporcionan las posibles mezclas de los diferentes bancos.

De acuerdo con las figuras V.15 y V.16, una mezcla de materiales B y C o A y B cumplen con los requisitos granulométricos de la fracción

gruesa de la base y sub-base.

a) Si se utilizara la mezcla de los materiales B y C se requiere un 60% del banco C y 40% del banco B en el caso de la base.

Para la sub-base se utilizaría 44% de material del banco C y 56% del banco B.

b) En el caso de utilizar la mezcla de los materiales A y B, se requiere para material de la base 52% del banco B y 48% del banco A. Para sub-base 39% del banco A y 61% del B.

En cualquier caso es necesario realizar un análisis granulométrico de la fracción fina con el objeto de determinar su susceptibilidad a cambios volumétricos por consolidación, potencial expansivo, dispersión, como en nuestro caso.

También deben realizarse pruebas de desgaste de los materiales a utilizar para determinar su competencia como material de base, ya que dada su función de transmisión y disipación de los esfuerzos producidos por el tránsito se requiere de material adecuado. El caso de la sub-base, no obstante ser menos estrictas sus especificaciones granulométricas, no deben realizar las mismas pruebas señaladas para la base, ya que juega un papel importantísimo en el buen funcionamiento del conjunto.

Asumiendo que los granos de los materiales son suficientemente competentes, y considerando la tabla 9.1, se puede afirmar que estas dos mezclas son relativamente fáciles de compactar con compactadores vibratorios de placa, en capas de 20 a 25 cm con aproximadamente 3 pasadas o tractor de orugas, en capas de 25 a 30 cm aplicando el equipo 3 o 4 veces por capa (ver tabla 9.7).

Las especificaciones granulométricas para asresados de bases y sub-bases se tomaron de la referencia 21.

3.2 Asresados para concretos

La especificación granulométrica que se presenta a continuación y la figura 4.17, muestra que ninguna de las mezclas obtenidas puede ser usada para concretos.

Limites de gradación de asresados para concretos (ASTM estandar-C33) Ref. 21

malla	% que pasa
3/4"	100
#4	95-100
#8	80-100
#16	50-85
#30	25-60
#50	10-30
#100	2-10

ANEXO II

Recomendar las características que debe satisfacer un material que sirva de filtro al material del banco "D," si este se encuentra en el corazón impermeable de una presa.

Solución:

De acuerdo a las especificaciones para filtros (Ref. 2 y 7) se tiene

D_{15} del material protendido = 0.0005mm

D_{50} del material protendido = 0.024mm

D_{85} del material protendido = 0.035mm

D_{10} del material protegido (extrapolado) = 0.00031mm

D_{60} del material protegido = 0.05mm

coeficiente de uniformidad $C_u = 0.05/0.00031 = 161$

Por lo tanto, el suelo protegido no es uniforme

Suponiendo que partículas del filtro son subredondeadas, se tiene

1.

$$D_{90}(\text{filtro}) = \begin{cases} 12 \times 0.02 = 0.24 \text{mm} & (\text{Punto A, Fig. V.18}) \\ 58 \times 0.02 = 1.16 \text{mm} & (\text{Punto B, Fig. V.18}) \end{cases}$$

$$D_{10}(\text{filtro}) = \begin{cases} 12 \times 0.0005 = 0.006 \text{mm} \\ 40 \times 0.0005 = 0.02 \text{mm} \end{cases}$$

2. $D_{15}(\text{filtro}) < 5 \times 0.035 = 0.175 \text{mm}$ (Punto C, Fig. V.18)

3. El material de filtro debe tener menos del 5% de finos (Punto D)

4. El tamaño máximo de filtro no debe exceder de 76.2mm

5. el coeficiente de uniformidad debe ser menor de 20 =>

$$D_{60}/D_{10} < 20 \quad \text{como} \quad D_{60}(\text{filtro}) = 2.6 \text{mm}$$

$$D_{60}/20 < D_{10} \quad D_{10} > 2.6 \text{mm}/20 \Rightarrow$$

$$D_{10} > 0.13 \text{mm} \quad (\text{Punto E})$$

6. El tamaño máximo de material de filtro no debe exceder de 76.2mm (Punto F), además la forma de la curva granulométrica del filtro debe parecerse toscamente a la curva del material por proteger (líneas 1 y 2, Fig. V.18).

La zona en la que debe encontrarse la gráfica de distribución granulométrica del material que se use como filtro para proteger al material 'D' se presenta en la figura V.18.

Compactabilidad (F) de suelos friccionantes

$$F = (e_{\max} - e_{\min}) / e_{\min}$$

Classification	γ_{\min}	γ_{\max}	e_{\min}	e_{\max}	Max. size	D_{10}	C_u	C_c	F
SP-SM	90	108	0.54	0.84	#16	.058	6.0	2.2	.555
SM	75	97	0.83	1.36	3/4"	.0065	31	5.5	.638
SP	92	112	0.48	0.80	#4	.15	3.0	.93	.867
SP	93	113	0.48	0.77	1 1/2"	.16	2.4	.92	.674
SP	85	116	0.43	0.74	#4	.30	3.7	1.0	.721
SP-SM	92	113	0.46	0.80	3/4"	.08	3.0	.88	.739
SP	85	107	0.54	0.94	#30	.10	2.3	1.3	.740
SP	97	118	0.40	0.70	1 1/2"	.11	3.2	1.2	.750
SP	99	120	0.38	0.67	1 1/2"	.18	4.4	.78	.763
SM-ML	83	108	0.62	1.11	#4	.012	8.3	1.5	.790
SP-SM	79	103	0.60	1.08	#30	.09	2.4	1.5	.800
SP	103	124	0.33	0.60	3/8"	.17	5.0	.75	.818
SM	106	126	0.31	0.57	5"	.02	350	.30	.838
SP-SM	87	112	0.48	0.90	#4	.08	3.0	1.3	.875
SM	82	108	0.54	1.02	#16	.023	6.5	1.4	.889
SW-SM	95	119	0.39	0.74	3"	.05	10	1.4	.897
SP	98	122	0.36	0.69	#4	.37	5.1	1.2	.917
SW-SM	98	125	0.34	0.71	3"	.07	6.8	1.0	1.088
SP-SM	97	124	0.33	0.70	3/4"	.10	5.0	1.4	1.121
SP-SM	84	115	0.44	0.97	1 1/2"	.085	4.7	1.4	1.205
SP-SM	94	123	0.34	0.76	1 1/2"	.12	4.4	1.3	1.235
SM	99	128	0.31	0.70	3"	.02	240	1.8	1.258
SP-SM	80	114	0.44	1.06	#16	.07	3.7	1.6	1.409
SW-SM	80	116	0.42	1.07	1 1/2"	.074	6.6	2.4	1.547
SM	83	120	0.38	0.99	#4	.015	26	6.1	1.605
SM	102	134	0.23	0.62	3/4"	.01	120	1.9	1.695
GN-GM	113	127	0.31	0.47	3"	.14	86	1.2	.517
GP-GM	112	129	0.32	0.52	3"	.03	200	.50	.626
GW-GM	116	133	0.26	0.44	5"	.17	171	2.2	.692
GP-GM	110	128	0.30	0.51	3"	.11	191	15	.708
GP-GM	117	133	0.24	0.41	5"	.125	160	4.0	.708
GW-GP	111	130	0.27	0.49	3"	.20	105	7.5	.815
GP	116	134	0.23	0.43	5"	.27	111	6.2	.870
GW	119	139	0.24	0.45	3"	.51	45	2.2	.875
GW	120	139	0.20	0.39	3"	.45	51	1.6	.950
GW	119	139	0.21	0.41	3"	.18	84	1.1	.952
GW	111	132	0.25	0.49	3"	2.9	9.7	1.8	.960
GP	115	136	0.22	0.44	5"	.38	29	.81	1.000
GP	114	135	0.22	0.45	3"	2.0	11	.77	1.045
GW-GM	121	141	0.19	0.39	3"	.30	77	2.3	1.052
GM	122	141	0.17	0.36	1 1/2"	.025	381	3.0	1.118
GW-GM	114	137	0.21	0.45	3"	.60	16	1.2	1.143
GW	112	138	0.20	0.48	3"	2.0	12	1.3	1.400
GW	109	137	0.21	0.52	3"	2.0	14	2.6	1.476
GP	114	140	0.18	0.45	3"	1.7	10	.78	1.500
GM	101	132	0.25	0.64	1 1/2"	.03	260	12	1.560
GW-GM	111	139	0.19	0.49	3"	1.8	13	2.3	1.578
GP	115	142	0.17	0.44	3"	.31	87	8.2	1.588
GW	123	146	0.13	0.34	3"	.21	124	1.1	1.615
GW-GM	110	139	0.19	0.50	5"	.42	43	2.1	1.631
GW-GM	115	142	0.17	0.45	3"	.15	133	1.1	1.647
GP-GM	112	140	0.18	0.48	3"	.42	26	4.2	1.667
GW-GM	112	140	0.18	0.48	5"	.25	56	1.0	1.667
GW-GM	114	142	0.16	0.45	3"	1.2	16	1.7	1.812
GP	112	141	0.17	0.48	3"	1.4	7.1	.73	1.823
GW-GM	118	147	0.12	0.40	3"	1.3	19	1.1	2.333

Tabla V.I Ref. 2

Métodos de compactación y equipo que se debe emplear

Tipo de Equipo	Aplicabilidad	Requisitos para alcanzar una compactación de 98 a 100 por ciento de la máxima densidad obtenida en la prueba Proctor estándar			Verificación posible en el estado de compactación
		Espesor de la capa compactada en cm.	Número de pasadas	Densidades y peso del equipo	
Rodillos pesados de acero	Para suelos de grano fino a suelos de grano grueso que contienen más del 30 por ciento más que la media No. 200. No son adecuados para suelos granulares gruesos y finos. Sin particularmente adecuada para compactar la zona inmediatamente al frente de la zona de construcción, con un sub-suelo impermeable de la zona correcta sobre ella.	15.0	4 a 8 pasadas para suelos finos 8 a 8 pasadas para suelos gruesos	<p>Área de superficie de la zona a compactar</p> <p>Área de superficie de la zona a compactar</p> <p>Profundidad de la zona a compactar</p> <p>Área de superficie de la zona a compactar</p> <p>Profundidad de la zona a compactar</p> <p>Área de superficie de la zona a compactar</p> <p>Profundidad de la zona a compactar</p> <p>Área de superficie de la zona a compactar</p> <p>Profundidad de la zona a compactar</p>	<p>Para suelos en zonas, carreteras y autopistas, general de arena a unidades de tráfico con velocidades de 152.4 km/h (100 mph) o más. Para proyectos de autopistas de tráfico con velocidades de 104.8 km/h (65 mph) o más. Para proyectos de autopistas de tráfico con velocidades de 104.8 km/h (65 mph) o más. Para proyectos de autopistas de tráfico con velocidades de 104.8 km/h (65 mph) o más. Para proyectos de autopistas de tráfico con velocidades de 104.8 km/h (65 mph) o más.</p>
				<p>Las siguientes densidades de compactación de agua saturada de suelos no cohesionados de acuerdo con el método estándar de compactación que el ingeniero debe determinar de acuerdo con el tipo de suelo a compactar.</p>	<p>Se debe de usar una densidad de compactación de acuerdo con el método estándar de compactación que el ingeniero debe determinar de acuerdo con el tipo de suelo a compactar.</p>
Rodillos neumáticos	Para suelos gruesos limpios que pesan de 4 a 8 por ciento más que la media No. 200. Para suelos finos, o suelos gruesos limpios que pesan de 8 por ciento más que la media No. 200.	25.0	3 a 8	<p>Los suelos deben ser tratados con 2.2 a 8.8 kg/m³ (20 a 80 lb/ft³) de agua. La carga por rueda debe ser de 8.2 a 19.4 ton (18,000 a 43,000 lb). La presión de inflado en el eje de 4 a 8 kg/cm² (60 a 110 lb/in²) en un eje por cada rueda de otro eje. Para suelos limpios y granulares o suelos con arena fina, compactar con 2.8 a 3.1 kg/cm³ (60 a 70 lb/ft³).</p>	<p>Se debe de usar una densidad de compactación de acuerdo con el método estándar de compactación que el ingeniero debe determinar de acuerdo con el tipo de suelo a compactar.</p>
				<p>El tipo de rodillos se debe determinar de acuerdo con el tipo de suelo a compactar, así de 10 a 15 ton de peso y carga axial de 54 a 98 kg/cm² (1200-500 lb/ft²) de ancho del rodillo. El rodillo de 2 ruedas para compactar suelos finos puede ser de 5 a 8 ton para velocidades de 10 km/h o más, hasta 10 ton para velocidades de 10 km/h o más.</p>	<p>Los rodillos deben ser tratados con 2.2 a 8.8 kg/m³ (20 a 80 lb/ft³) de agua. La carga por rueda debe ser de 8.2 a 19.4 ton (18,000 a 43,000 lb). La presión de inflado en el eje de 4 a 8 kg/cm² (60 a 110 lb/in²) en un eje por cada rueda de otro eje. Para suelos limpios y granulares o suelos con arena fina, compactar con 2.8 a 3.1 kg/cm³ (60 a 70 lb/ft³).</p>
Rodillos de caucho	Adecuados para compactar trozos de gran-grano fino y gran-grano medio y arena de carreteras. Pueden ser usados para otros suelos finos, como en áreas de tierra. No son adecuados para suelos limpios finos granulares o arenas limpias compactadas.	20 a 30	4	<p>El tipo de rodillos se debe determinar de acuerdo con el tipo de suelo a compactar, así de 10 a 15 ton de peso y carga axial de 54 a 98 kg/cm² (1200-500 lb/ft²) de ancho del rodillo. El rodillo de 2 ruedas para compactar suelos finos puede ser de 5 a 8 ton para velocidades de 10 km/h o más, hasta 10 ton para velocidades de 10 km/h o más.</p>	<p>Los rodillos deben ser tratados con 2.2 a 8.8 kg/m³ (20 a 80 lb/ft³) de agua. La carga por rueda debe ser de 8.2 a 19.4 ton (18,000 a 43,000 lb). La presión de inflado en el eje de 4 a 8 kg/cm² (60 a 110 lb/in²) en un eje por cada rueda de otro eje. Para suelos limpios y granulares o suelos con arena fina, compactar con 2.8 a 3.1 kg/cm³ (60 a 70 lb/ft³).</p>
				<p>Los rodillos deben ser tratados con 2.2 a 8.8 kg/m³ (20 a 80 lb/ft³) de agua. La carga por rueda debe ser de 8.2 a 19.4 ton (18,000 a 43,000 lb). La presión de inflado en el eje de 4 a 8 kg/cm² (60 a 110 lb/in²) en un eje por cada rueda de otro eje. Para suelos limpios y granulares o suelos con arena fina, compactar con 2.8 a 3.1 kg/cm³ (60 a 70 lb/ft³).</p>	<p>Los rodillos deben ser tratados con 2.2 a 8.8 kg/m³ (20 a 80 lb/ft³) de agua. La carga por rueda debe ser de 8.2 a 19.4 ton (18,000 a 43,000 lb). La presión de inflado en el eje de 4 a 8 kg/cm² (60 a 110 lb/in²) en un eje por cada rueda de otro eje. Para suelos limpios y granulares o suelos con arena fina, compactar con 2.8 a 3.1 kg/cm³ (60 a 70 lb/ft³).</p>
Conductores vibratorios de peso	Para suelos granulares gruesos que pesan de 12 por ciento más que la media No. 200. Es más adecuada para materiales con 4 a 8 por ciento más que la media No. 200, compactados en estado muy húmedo.	20 a 25	3	<p>Las placas no deben ser mayores de 91 kg (200 lb). Pueden usarse en cualquier caso de compactación de arena. Para suelos granulares gruesos y finos, la frecuencia de la vibración no debe ser mayor que 1,800 golpes por minuto.</p>	<p>Las placas deben ser tratadas con 2.2 a 8.8 kg/m³ (20 a 80 lb/ft³) de agua. La carga por rueda debe ser de 8.2 a 19.4 ton (18,000 a 43,000 lb). La presión de inflado en el eje de 4 a 8 kg/cm² (60 a 110 lb/in²) en un eje por cada rueda de otro eje. Para suelos limpios y granulares o suelos con arena fina, compactar con 2.8 a 3.1 kg/cm³ (60 a 70 lb/ft³).</p>
Tractor de arado	Es el más adecuado para suelos granulares gruesos que pesan de 4 a 8 por ciento más que la media No. 200, compactados en estado muy húmedo.	25 a 30	3 a 4	<p>Para esta compactación se debe usar un tractor tipo O-8 con ancho de 18.8 ton (42,000 lb) de peso.</p>	<p>Los rodillos deben ser tratados con 2.2 a 8.8 kg/m³ (20 a 80 lb/ft³) de agua. La carga por rueda debe ser de 8.2 a 19.4 ton (18,000 a 43,000 lb). La presión de inflado en el eje de 4 a 8 kg/cm² (60 a 110 lb/in²) en un eje por cada rueda de otro eje. Para suelos limpios y granulares o suelos con arena fina, compactar con 2.8 a 3.1 kg/cm³ (60 a 70 lb/ft³).</p>
Placa vibratoria	Es el más adecuado para suelos granulares gruesos que pesan de 4 a 8 por ciento más que la media No. 200, compactados en estado muy húmedo. Se debe de usar para compactar todos los suelos granulares.	10 a 16 para 16 a 20 cm. 15 para suelos gruesos	3	<p>El peso máximo es de 13.6 kg (30 lb). El número de vibraciones de compactación debe ser de 10 a 20 cm.</p>	<p>Las placas deben ser tratadas con 2.2 a 8.8 kg/m³ (20 a 80 lb/ft³) de agua. La carga por rueda debe ser de 8.2 a 19.4 ton (18,000 a 43,000 lb). La presión de inflado en el eje de 4 a 8 kg/cm² (60 a 110 lb/in²) en un eje por cada rueda de otro eje. Para suelos limpios y granulares o suelos con arena fina, compactar con 2.8 a 3.1 kg/cm³ (60 a 70 lb/ft³).</p>

Tabla-V.7 Ref. 3

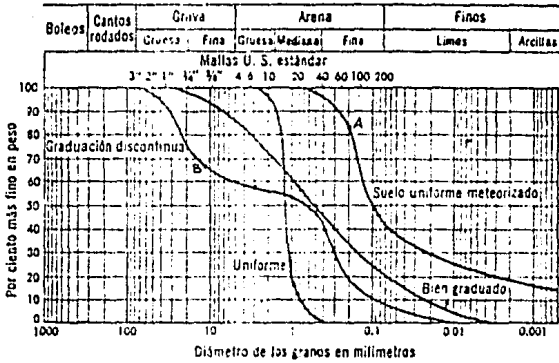
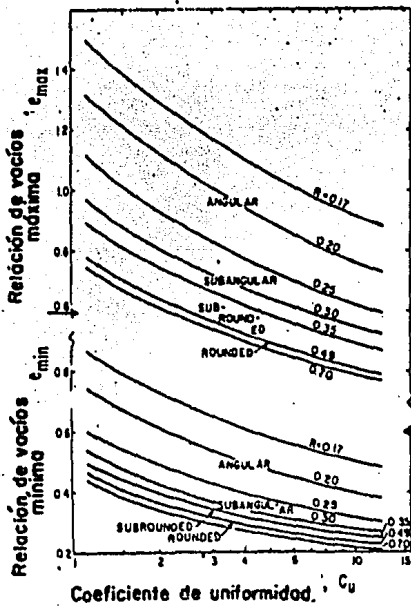


Gráfico para la representación de las curvas granulométricas y escala de mallas adoptada por ASTM-ASCE.

fig. V.1 Ref. 15



Curvas obtenidas para estimar e_{max} y e_{min} para características de graduación y forma de partículas. Las curvas son válidas solo para arenas limpias con distribución granulométrica de normal a moderada

fig V.2 Ref. 19

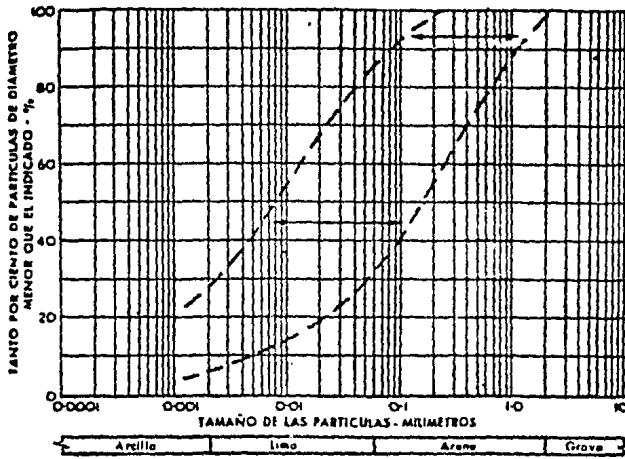


fig.V.3 Ref.18 LÍMITES DE GRANULOMETRÍA DENTRO DE LOS CUALES SE ENCUENTRAN LOS SUELOS SUSCEPTIBLES A LA HELADA (Basados en investigaciones realizadas en el Sur de Inglaterra.)

Intervalo de granulometría de los suelos más susceptibles de agrietarse, al ser utilizados en terraplenes

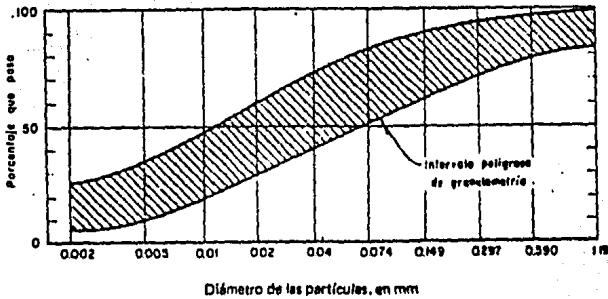
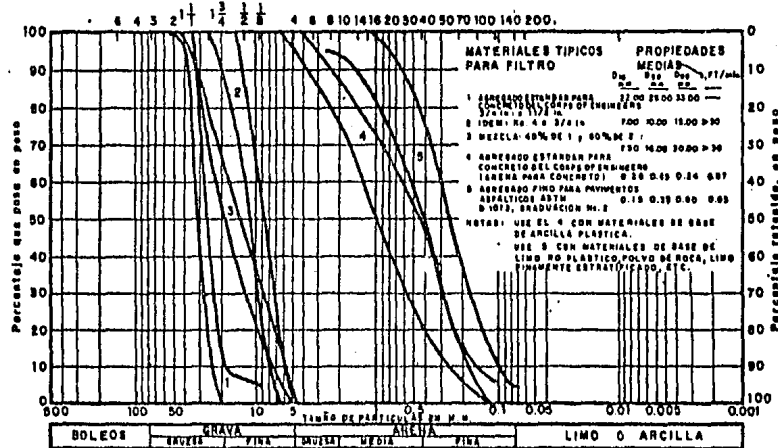


fig V.4 Ref. 3

Abertura de mallas U.S. Standard No. de malla U.S. Standard Hidrómetro



BOLEOS GRAVA FINA MEDIA ANCHURA FINA LIMO O ARCILLA

ESPECIFICACIONES GENERALES

- PARA EVITAR EL ARRASTRE DE PARTICULAS DESDE LA BASE:

$$\frac{D_{15}}{D_{200}} \leq 5, \frac{D_{30}}{D_{200}} \leq 21, \frac{D_{15}}{D_{150}} \leq 20$$
 - PARA EVITAR PERDIDAS EXCESIVAS DE CARGA HIDRAULICA EN EL FILTRO

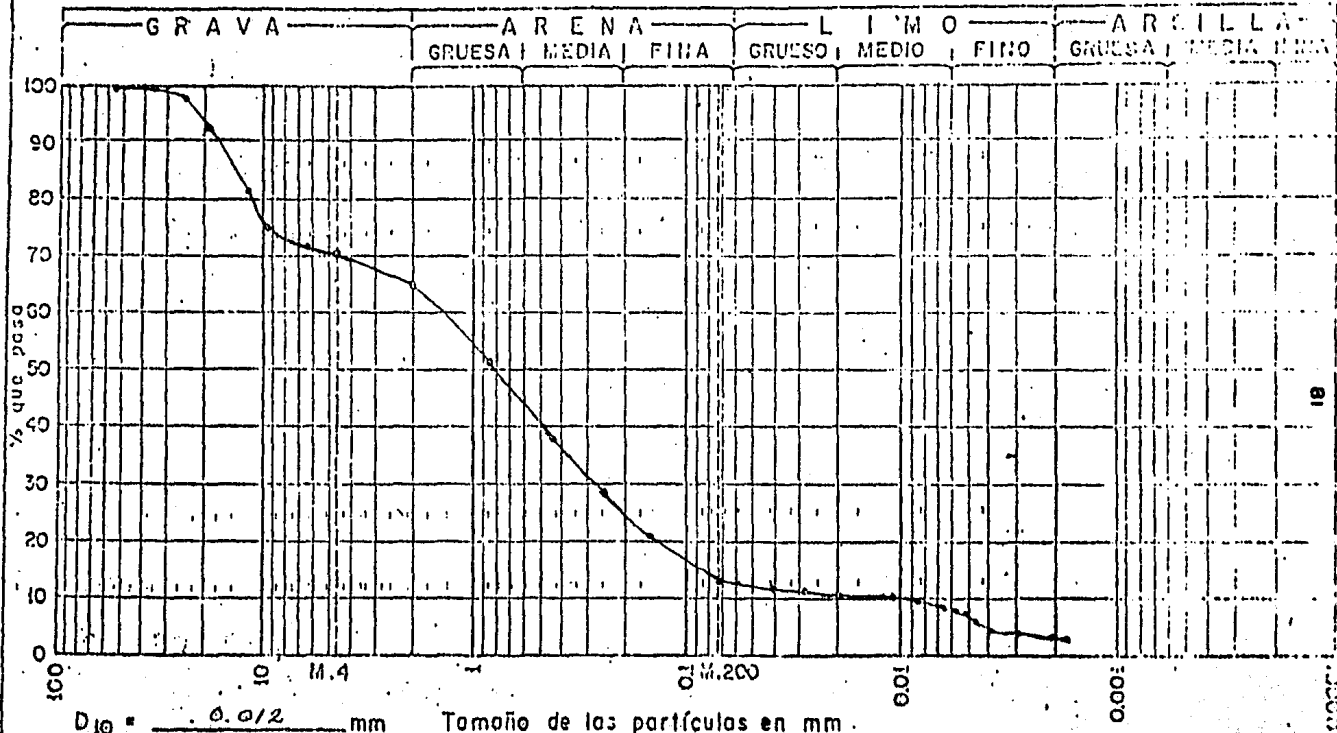
$$\frac{D_{15}}{D_{150}} \geq 3$$
 - PARA EVITAR ARRASTRE DEL FILTRO HACIA LAS PERFORACIONES DE TUBOS DE DRENE O HACIA LAS JUNTAS:

$$\frac{D_{50}}{\text{ANCHO RANURA}} \geq 1.5$$

$$\frac{D_{50}}{\text{DIA. PERFOR.}} > 1.0$$
- * PARA MATERIALES DE BASE CON AMPLIA GRADUACION (CV > 4), $\frac{D_{15}}{D_{150}}$ SE PUEDE AUMENTAR A 40.

Fig.V.5 Nuevos criterios propuestos para filtros (Ref.20)

CLASIFICACION DEL M.I.T. *



$D_{10} = 0.012$ mm
 $D_{30} = 0.280$ mm
 $D_{60} = 1.500$ mm
 $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 125$
 $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} D_{60}} = 4.35$

Tamaño de las partículas en mm.

NOMBRE _____
 GRUPO _____
 FECHA _____

FACULTAD DE INGENIERIA
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
 ANALISIS

: Figura V.5.

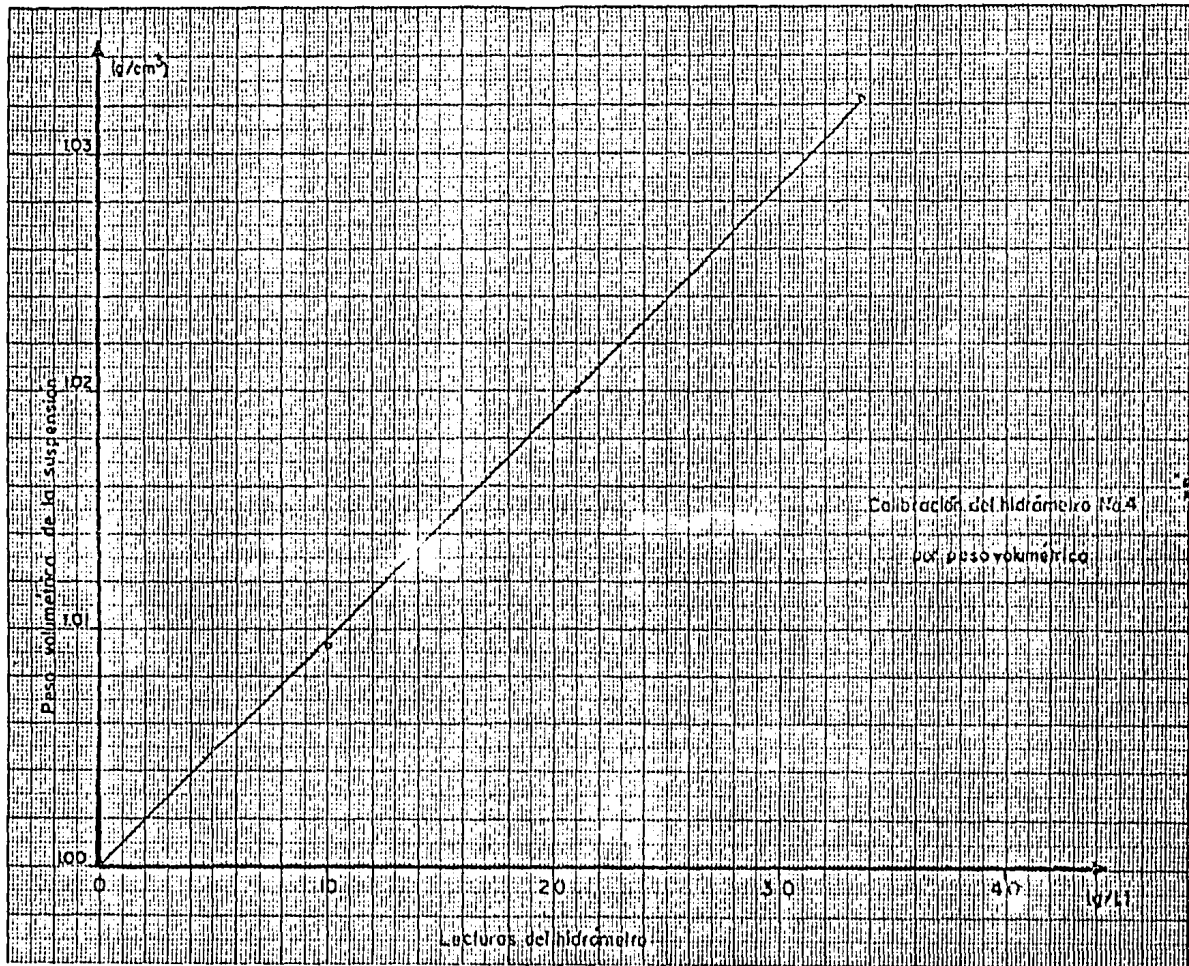
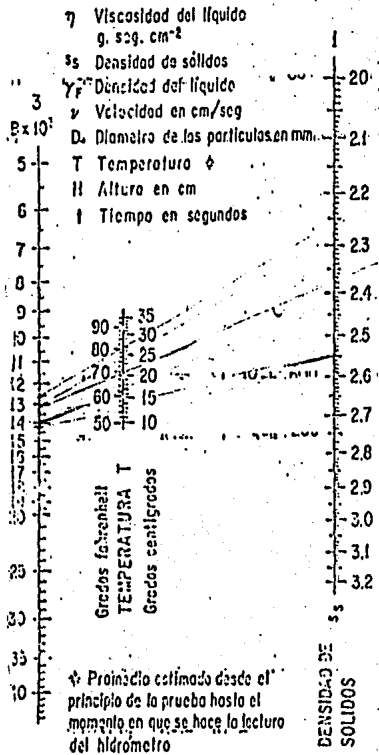


Figura V.6

**HOMOGRAMA DE CASAGRANDE
PARA LA LEY DE STOKES**



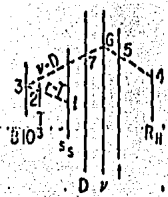
LEY DE STOKES

$$D = \sqrt{B \cdot v}$$

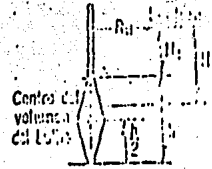
$$B = \frac{1800 \pi}{s_s - \gamma}$$

$$v = \frac{H}{t}$$

CLAVE



CONSTRUCCION DE LA ESCALA (R_H)



De primer orden
 El hidrómetro
 Se debe en la segunda
 $H = H_1 + \frac{1}{2} H_2$
 Lecturas de ambas
 Se introduce en
 Matemática de los
 $H = H_1 + \frac{1}{2} (H_2 - H_1)$
 H de la temperatura y
 distintos valores de la
 R_H en los dos casos.
 Los valores de R_H
 correspondientes a los
 valores de H calculados
 deben dibujarse del lado
 derecho de la escala
 haciendo las subdivisiones
 convenientes.

Figura V.7

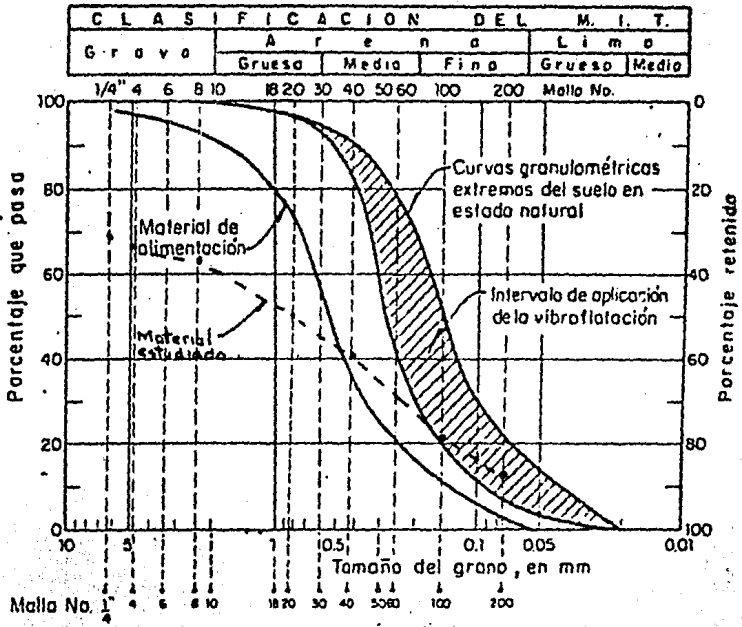


Fig V.8 Ref 3 Límites de aplicabilidad del método de vibroflotación

Curvas de Distribución granulométrica de los bancos A, B, C, D.

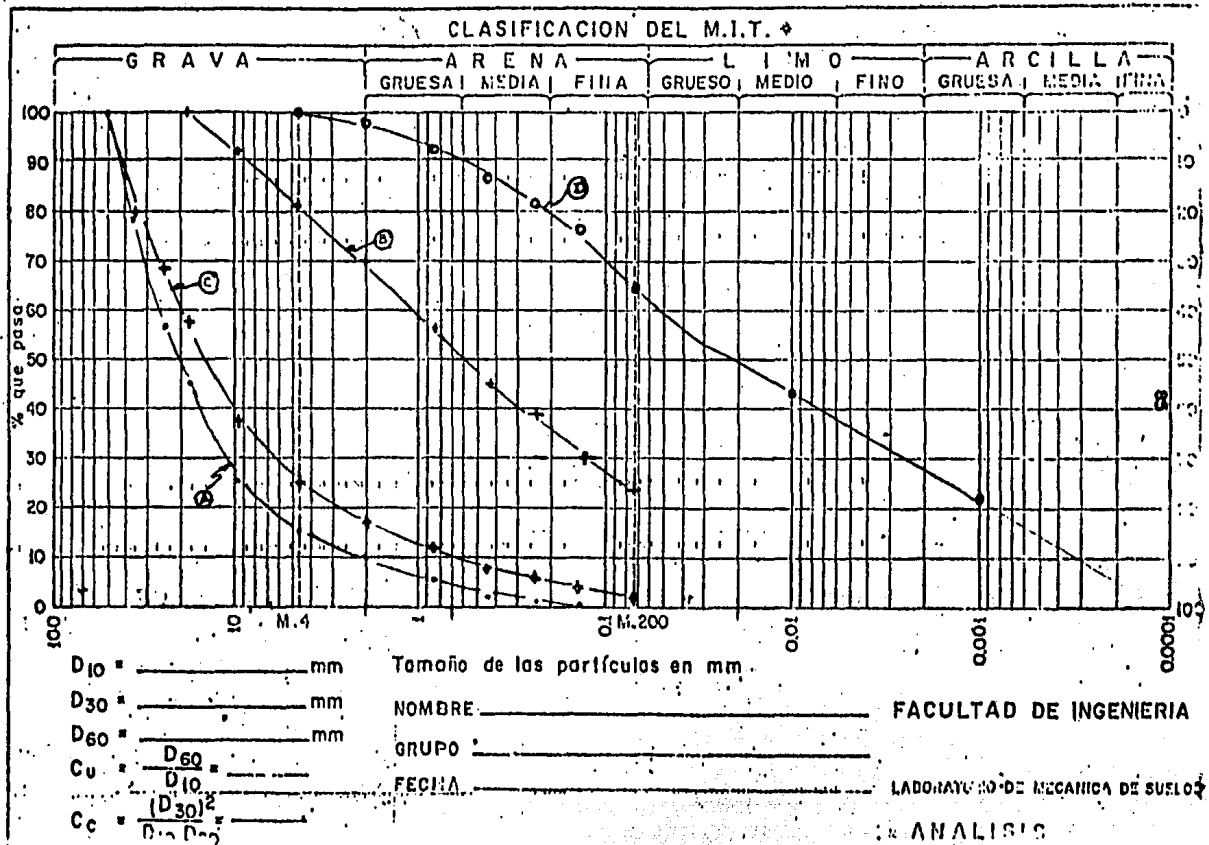
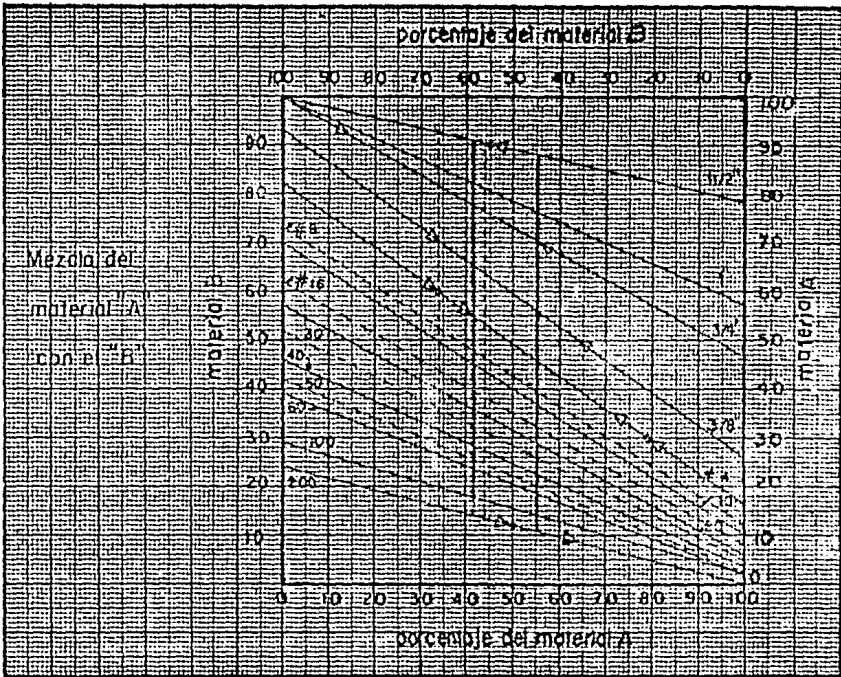


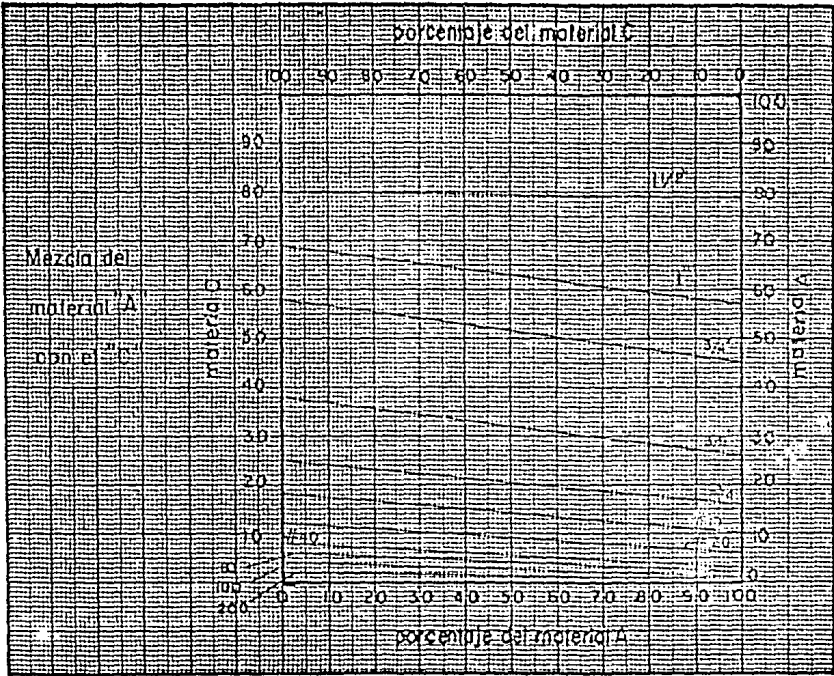
Figura V.9.1.



Especificaciones
 de agregados
 para base
 para sub-base
 para concreto

interpolado

fig. V. 9



Especificaciones

de agregados

para base

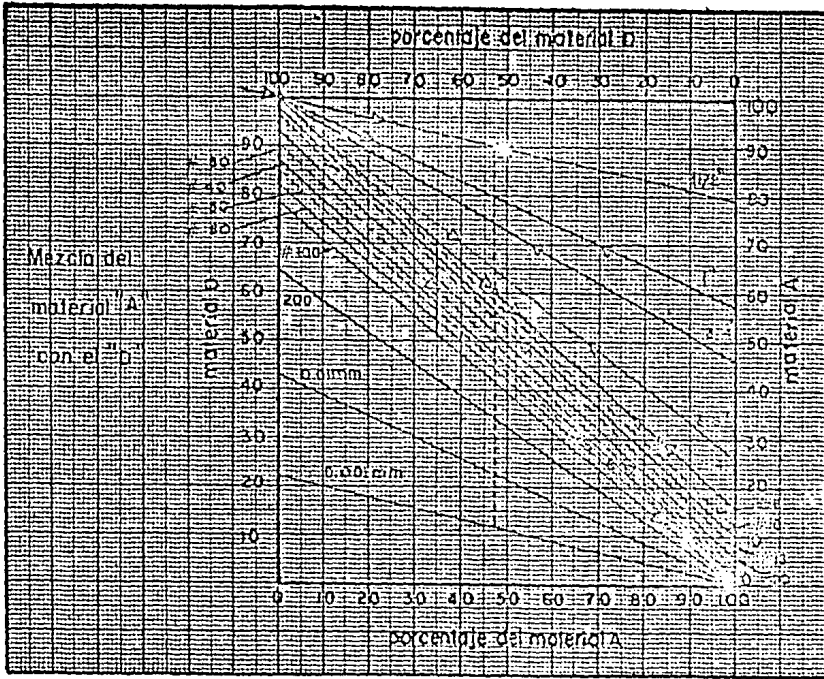
para sub-base

para concreto



interpolada

fig. V.10

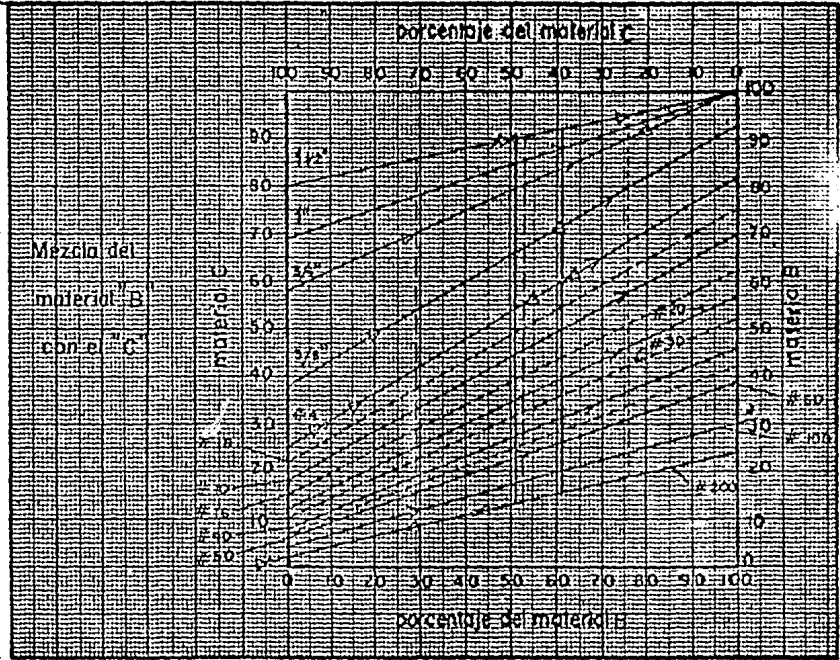


Especificaciones
de agregados
para base
para sub-base
para concreto



Interpolado

fig.V.II



Especificaciones

de agregados

para base

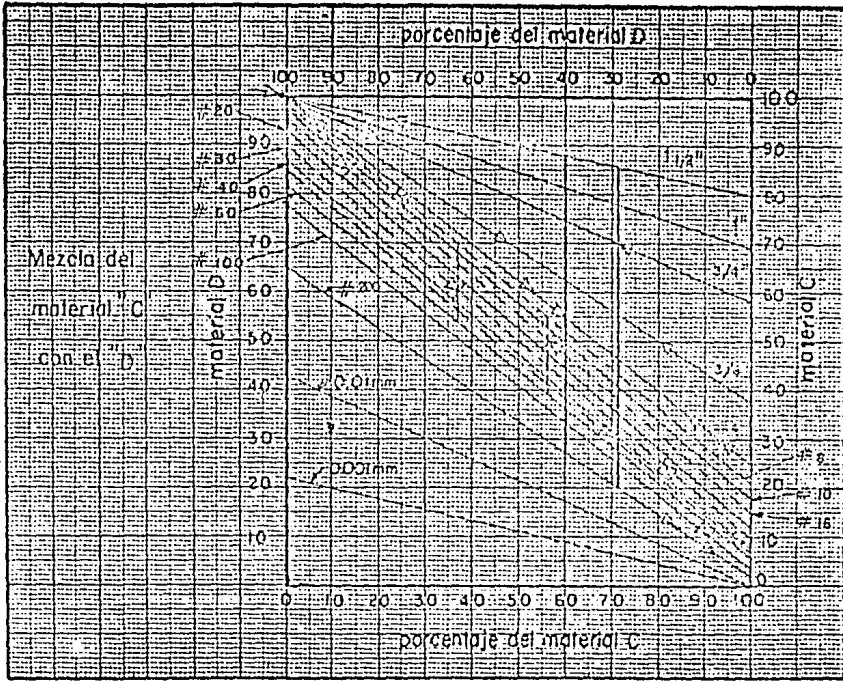
para sub-base

para concreto



Interpolado

fig V. 12



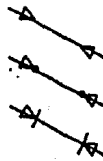
Especificaciones

de agregados

para base

para sub-base

para concreto



Interpolada

fig. V.17

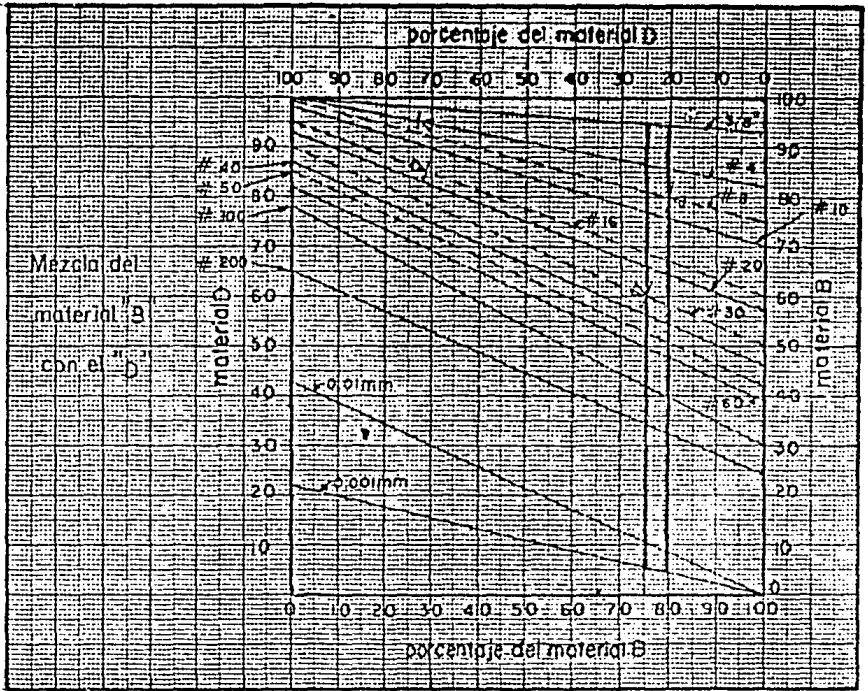


fig V.14

Especificaciones de agregados para base (ASTM standard 22940)

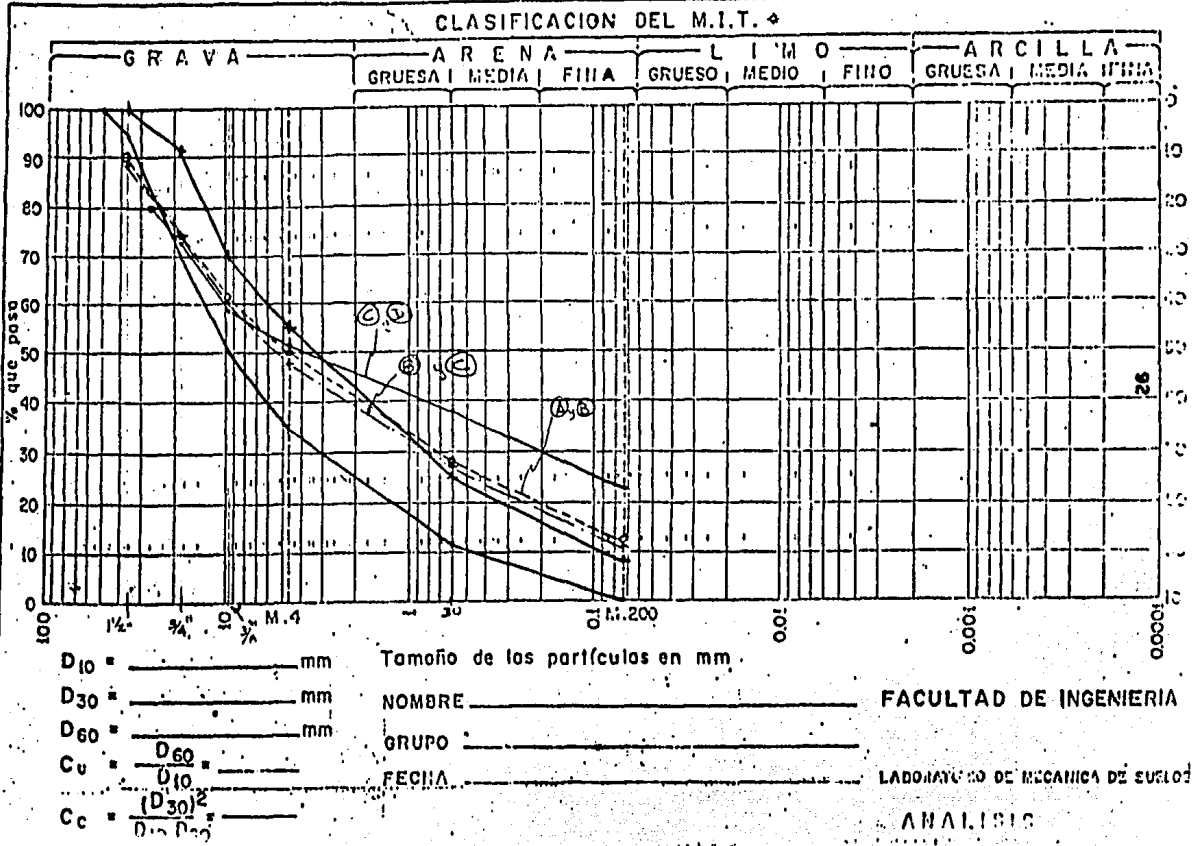


Figura V.15

Especificaciones de agregados para subbase (ASTM standard 02940)

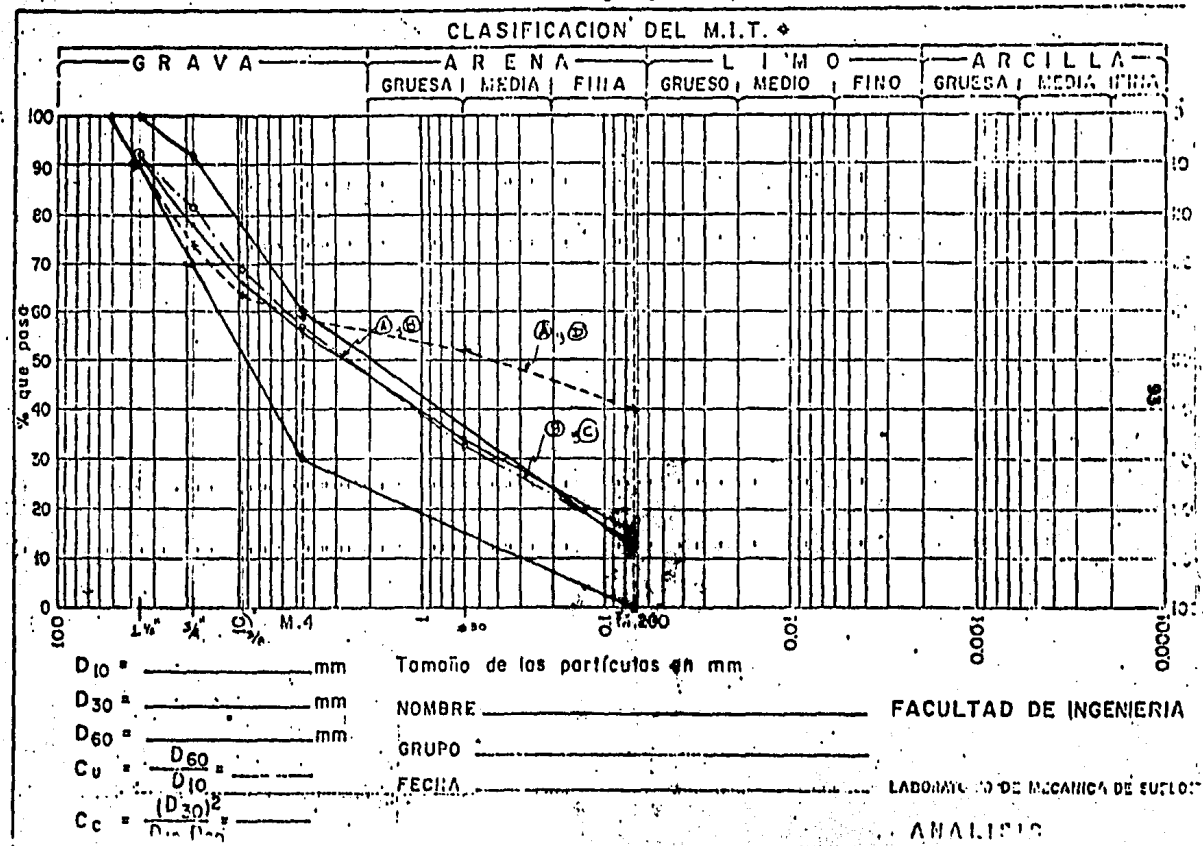


Figura V.16

Especificaciones de agregados para concretos (ASTM standards)

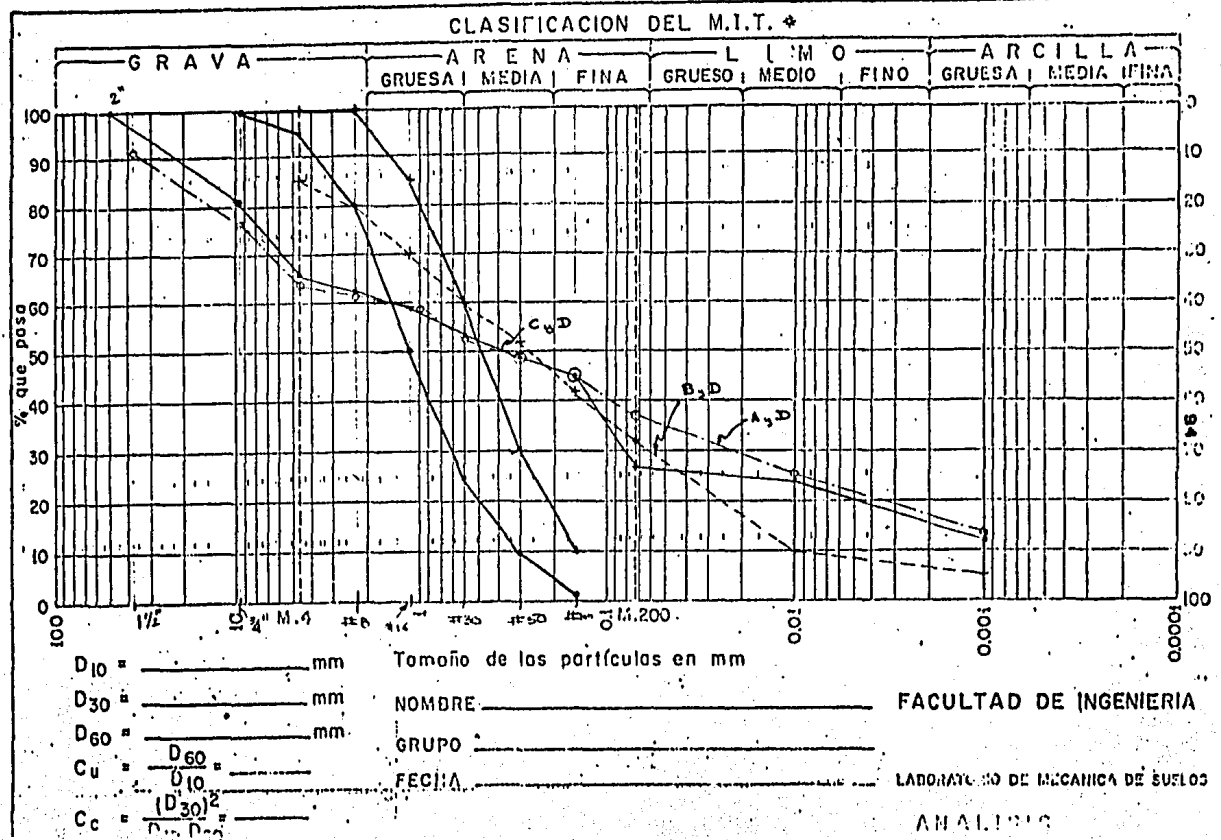
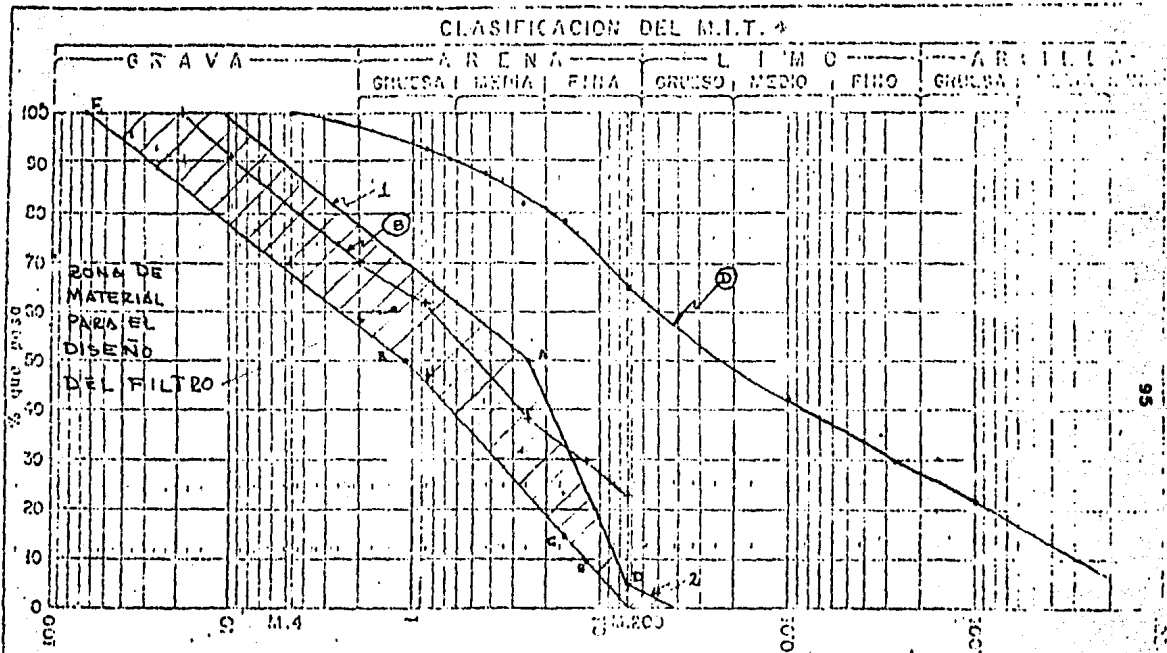


Figura V.17



$D_{10} = 0.00231$ mm Tamaño de las partículas en mm.
 $D_{30} = 0.007$ mm
 $D_{60} = 0.05$ mm
 $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 161$
 $C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} D_{60}}$

NOMBRE _____
 GRUPO _____
 FECHA _____

FACULTAD DE INGENIERIA
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
 ANÁLISIS

Figura V.16

CAPITULO VI

PRUEBAS DE COMPRESION TRIAXIAL

VI.1 Introducción

Los ensayos de compresión triaxial son en la actualidad, el mejor procedimiento para determinar las propiedades de esfuerzo-deformación y la resistencia al fuerza controlada de los suelos.

En los procedimientos usuales, las probetas son cilíndricas y se sujetan a una presión axial constante, producida por un fluido, a una presión axial relativamente constante, aplicada por un dispositivo de carga. En estas pruebas es necesario preparar un determinado número de probetas e distintas secciones confiantes, con el objeto de obtener envolturas de falla. El esfuerzo axial se incrementa hasta resistir hasta llegar al momento de la rotura. El estado de presión de cada una de las muestras en el momento de falla se representa gráficamente por medio del círculo de Mohr. Los suelos para ensayos de compresión triaxial poseen dispositivos para controlar las condiciones de drenaje del material ensayado, también permiten medir las variaciones de peso generadas en los distintos estados de esfuerzo. En función de las condiciones de prueba se deben planificar de tal manera que correspondan, tan exactamente como sea posible a las condiciones de campo, para obtener parámetros confiables en el diseño. En este capítulo se hace una descripción de los ensayos de pruebas consolidada drenada, consolidada no drenada y de compresión simple realizadas en suelos granulares y finos respectivamente, se hace también un análisis y discusión de los resultados obtenidos. Por razones de espacio se omite la descripción detallada de cada una de las variantes de las pruebas triaxiales.

VI.2 Objetivos

- a) Realizar ensayos de compresión triaxial
 - en materiales granulares
 - en materiales finos
- b) Aplicando los siguientes tipos de pruebas, obtener esfuerzo desdór de falla, así como las gráficas esfuerzo deformación.
 - b.1) Prueba consolidada drenada con esfuerzo controlado (CB/EC) en materiales granulares
 - b.2) Prueba consolidada no drenada con esfuerzo controlado y deformación controlada (CU/EC), (CU/DC) en materiales granulares.
 - b.3) Prueba no consolidada no drenada con esfuerzo controlado y deformación controlada en materiales finos (UU/EC), (UU/DC).
- c) Prueba de compresión simple

VI.3 Descripción del material

La descripción de cada material utilizado se hará dentro del tipo de prueba que se este analizando.

VI.4 Equipo

- Marco de carga para pruebas de compresión triaxial con esfuerzo controlado
- Marco de carga para pruebas de compresión triaxial con deformación controlada
- Cámara triaxial
- Equipo para formación de muestras en materiales granulares
- Torno de labrado para materiales finos
- Cabeceador
- Horno de temperatura constante (105-110 °C)
- Bomba de vacío
- Balanza con rango de 300g y precisión de 0.01g
- Varios: cápsulas metálicas; toallas de papel; extensómetro; calibrador; sedueta de alambre; placas de cristal; nivel; agua destilada; bolsas de plástico.

VI.5.1 Pruebas de compresión triaxial consolidada drenada con esfuerzo controlado (CD/EC).

a) Descripción del material

Se trata de una arena uniforme, cuarzoza con poco contenido de finos multidimensional, tamaño de granos entre 1.5 y 2mm color gris claro, se le conoce comercialmente como arena de Ottawa.

b) Programación de la prueba

En un depósito de este material, se desea conocer la resistencia al esfuerzo cortante y las propiedades de esfuerzo-deformación para una cimentación dada, para diferentes esfuerzos de confinamiento $\sigma_1=0.20$ kg/cm², $\sigma_2=0.30$ kg/cm², $\sigma_3=0.40$ kg/cm² y $\sigma_4=0.70$ kg/cm², con el objeto de obtener diferentes círculos en el diagrama de Mohr y la envolvente de falla del material en esta prueba.

Con el fin de contrarrestar el efecto de la presión confinante sobre el vistado de ceras en la cámara, se calculó el peso, sobre el portador, multiplicando la presión confinante por el área de la sección transversal del vistado. La deformación máxima permisible es 110% aproximadamente 10% de la altura del espécimen, esto se hizo con el fin de poder medir el ángulo de falla de la probeta.

Para calcular el esfuerzo de falla se usó un ángulo de fricción interna de 31° y una cohesión relativa de 30%, de ser necesario el esfuerzo de confinamiento se utilizó la expresión $\sigma_1/\sigma_3 = \tan^2(45 + \phi/2)$ en la que σ_1 y σ_3 son el esfuerzo principal mayor y menor respectivamente y ϕ el ángulo de fricción interna, se obtuvo $\sigma_1=0.93$ kg/cm² y el esfuerzo desviador de falla $(\sigma_1 - \sigma_3) = 0.53$ kg/cm² con este dato y el área promedio de la probeta se obtuvo la carga máxima estimada de 5.34 kg, hecho lo anterior se dividió este peso en un número de incrementos tal como fuere reduciendo su magnitud conforme se fueron aplicando esto con el fin de definir con la mayor precisión posible el esfuerzo de falla, los incrementos aplicados, se presentan como se colocaron: 4 incrementos de 750g, 4 incrementos de 500g, 4 incrementos de 250g y 4 incrementos de 100g.

c) Procedimiento de prueba

Para la formación de los especímenes se realizó alimentación de arena en el molde proporcionado.

El procedimiento de prueba seguido es el indicado en la referencia 1. En vista del tipo de prueba durante las etapas de esta, se aplicaron esfuerzos efectivos.

Resultados obtenidos de la prueba consolidada drenada con esfuerzo controlado

* Ensayo *	* Esp. de *	* Esp. desv. de *	* Esp. Pres *	* Capacidad *	* Modulo tang *
* No *	* confinamiento *	* falla *	* Mayor *	* relativa *	* sante (tan) *
* *	* σ_c *	* $(\sigma_1 - \sigma_3)$ *	* σ_1 *	* D_r *	* M_s *
* *	* [kg/cm ²] *	* [kg/cm ²] *	* [kg/cm ²] *	* (%) *	* [kg ² /kg] *
* 1 *	* 0.20 *	* 0.5319 *	* 0.7119 *	* 63.33 *	* 20.41 *
* 2 *	* 0.30 *	* 0.6750 *	* 0.9750 *	* 65.50 *	* 19.24 *
* 3 *	* 0.40 *	* 0.8500 *	* 1.2500 *	* 64.22 *	* 17.33 *
* 4 *	* 0.70 *	* 1.6900 *	* 2.3900 *	* 63.19 *	* 15.27 *

VI.5.1 Prueba de compresión triaxial consolidada drenada con esfuerzo controlado (CD/EC).

a) Descripción del material

Se trata de una arena uniforme, cuarzosa con poco contenido de finos multidimensional, tamaño de arena entre 1.5 a 2mm color gris claro, se le conoce comercialmente como arena de Ottawa.

b) Programación de la prueba

En un depósito de este material, se desea conocer la resistencia al esfuerzo cortante y las propiedades de esfuerzo-deformación para una cimentación dada, para diferentes esfuerzos de confinamiento $\sigma_1=0.20$ kg/cm², $\sigma_2=0.30$ kg/cm², $\sigma_3=0.40$ kg/cm² y $\sigma_4=0.70$ kg/cm², con el objeto de obtener diferentes círculos en el diagrama de Mohr y la envolvente de falla del material en esta prueba.

Con el fin de contrarrestar el ángulo de la presión confinante sobre el vistado de ceras en la cámara, se colocó el vaso, sobre el portarozos multiplicando la presión confinante por el área de la sección transversal del vistado. La deformación máxima permisible en fido y permitidamente 10% de la altura del espécimen, esto se hizo con el fin de poder medir el ángulo de falla de la probeta.

Para calcular el esfuerzo de falla se usó un ángulo de fricción interna de 31° y una cohesión relativa de 30%, de aquí, que conociendo el esfuerzo de confinamiento y utilizando la expresión $\sigma_1/\sigma_3 = \tan^2(45 + \phi/2)$ en la que σ_1 y σ_3 son el esfuerzo principal mayor y menor respectivamente y ϕ el ángulo de fricción interna, se obtuvo $\sigma_1=0.9319$ kg/cm² el esfuerzo desviador de falla $(\sigma_1 - \sigma_3) = 0.6319$ kg/cm² con este dato y el área promedio de la probeta se obtuvo la carga máxima citada de 6.44 kg, hecho lo anterior se dividió este peso en número de incrementos tal que se fuera reduciendo su magnitud conforme se fueron aplicando, lo con el fin de definir con la mayor precisión posible el esfuerzo de falla, los incrementos aplicados, se presentan como se colocaron: 4 incrementos de 750g, 4 incrementos de 500g, 4 incrementos de 250g y 4 incrementos de 100g.

c) Procedimiento de prueba

Para la formación de los especímenes se realizó sedimentación de arena en el molde proporcionado.

El procedimiento de prueba seguido es el indicado en la referencia 1. En vista del tipo de prueba durante las etapas de esta, se aplicaron esfuerzos efectivos.

Resultados obtenidos de la prueba consolidada drenada con esfuerzo controlado

* Ensayo	* Esf. de confinamiento	* Esf. dev. de falla	* Esf. Pral Mayor	* Coeficiente de fricción relativa	* Modulo tangente
* No	* σ_c	* $(\sigma_1 - \sigma_3)$	* σ_1	* $\tan \phi$	* M_2
* *	* [kg/cm ²]	* [kg/cm ²]	* [kg/cm ²]	* (%)	* $\text{Sec}^2 / \text{kg}^2$
* 1	* 0.20	* 0.5319	* 0.7319	* 63.33	* 20.41
* 2	* 0.30	* 0.6750	* 0.9750	* 65.50	* 19.26
* 3	* 0.40	* 0.8500	* 1.2500	* 64.22	* 17.33
* 4	* 0.70	* 1.6800	* 2.3800	* 63.18	* 15.27

Las gráficas de esfuerzo desviador contra deformación axial unitaria se presentan en la figura VI.1 para los cuatro ensayos realizados en esta modalidad de prueba. La figura VI.2a muestra la curva módulo de deformación axial contra esfuerzo confinante así como la gráfica de deformación volumétrica unitaria-deformación axial unitaria en la figura VI.3 para $C_c=0.3$ kg/cm³. Finalmente los círculos de Mohr para los cuatro ensayos se presentan en la figura VI.4a.

VI.5.2 Prueba consolidada no drenada con esfuerzo controlado (CU/EC).

a) Descripción del material

Se trata de un material granular similar al anterior, color gris claro, con poco contenido de finos, uniformes, equidimensionales, poco inclinados, cuadrados, para la malla #20 y es retenido en la #30, su nombre comercial es arena de Ottawa.

b) Programación de la prueba

La programación de esta prueba es similar a la anterior, la diferencia importante es que en la segunda etapa de carga se midió el drenaje cerrando la válvula correspondiente, los esfuerzos de confinamiento son iguales a los anteriores, sin embargo, cabe señalar que en esta prueba, en la primera etapa se aplican presiones efectivas mientras que a lo largo de la segunda etapa de carga y hasta la falla, los esfuerzos aplicados fueron totales. Es necesario señalar que en ninguno de los ensayos no drenados se midió presión de poro, por razones de tiempo.

c) Procedimiento de prueba

Considerando que durante la segunda etapa de prueba, el agua toma gran parte de la presión aplicada, incrementándose la presión de poro, el esfuerzo desviador para llevar a la falla el material fue mayor, por lo que se incrementó el número de cargas aplicadas.

La formación de las probetas se realizó sedimentando arena en un medio líquido (agua destilada) contenido en un molde.

Resultados obtenidos de la prueba consolidada no drenada con esfuerzo controlado

Ensayo No.	Esf. confinante [kg/cm ²]	Esf. desviador de falla [kg/cm ²]	Esf. P=el mayor [kg/cm ²]	Compacidad relativa (%)
1	0.20	1.12	1.32	62.99
2	0.30	1.07	1.37	62.91
3	0.40	0.82	1.22	62.80
4	0.70	1.90	2.80	-----

Las gráficas esfuerzo-deformación para los cuatro ensayos realizados en esta prueba con diferentes presiones confinantes se presentan en la figura VI.5. La figura VI.2b muestra los resultados obtenidos para la curva módulo de deformación axial-esfuerzo confinante, los círculos de Mohr para esta prueba se presentan en la figura VI.4b.

VI.5.3. Prueba consolidada no drenada con deformación controlada (CU/DC)

a) Descripción del material.

Como en los casos anteriores se trata de arena cuarzosa, equidimensional, color gris claro con poco contenido de finas, uniforme con tamaño de grana entre 1.5 y 2mm, su nombre comercial es arena de Ottawa.

b) Programación de la prueba.

Considerando los resultados de la prueba consolidada no drenada, esta prueba se programó de tal forma que se tomaran lecturas cada 0.25 mm para el 50% de la presión desviadora de falla esperada. Después se tomaron lecturas del anillo de calibre cada 0.10 mm, esto se hizo con el fin de determinar con precisión el esfuerzo desviador mínimo aplicado a la probeta y la resistencia residual.

La velocidad de deformación utilizada fue de 0.3 mm/min para todas las pruebas; la razón de esta fue al poder compararse los resultados de esta prueba teniendo la misma velocidad de deformación y aproximadamente la misma cohesión relativa.

El esfuerzo de confinamiento para todos los ensayos sobre arena fue el mismo y varió de equiv a Paulco de bruto, con las presiones confinantes ya señaladas al principio de este informe.

c) Procedimiento de prueba.

La prueba se realizó de acuerdo a lo descrito en la referencia 1.

d) Resultados obtenidos de estas pruebas.

Ensayo No	Esfuerzo confinante [ks/cm ²]	Esfuerzo desviador de falla [ks/cm ²]	Esfuerzo Peak [ks/cm ²]	Cohesión relativa (%)
1	0.2	0.963	1.163	46.90
2	0.3	1.973	2.273	57.46
3	0.4	1.160	1.560	60.20
4	0.7	1.449	2.149	---

Los resultados para los cuatro ensayos de esta prueba se encuentran graficados en la figura VI.2 en el caso de esfuerzo-deformación. La figura VI.2c muestra los resultados obtenidos para la curva módulo de deformación axial-esfuerzo confinante; los círculos de Mohr correspondientes se presentan en la figura VI.4c.

La figura VI.9 presenta la curva de calibración del anillo núm. 3060.

VI.5.4 Prueba no consolidada no drenada con esfuerzo controlado (UU/EC)

a) Descripción del material

Color verde obscuro, homogéneo, textura harinosa, tenacidad media, dilatación rápida, resistencia en estado seco media, secado rápido, no contaminado, consistencia en estado natural, rígida.

El material no trae información de su origen en la etiqueta, solo la profundidad del sondeo (9.50m). Por las características anteriores es

probable que se trate de un limo arcilloso (MH).

b) Programación de la prueba

Con el fin de obtener la curva de falla aproximada, se obtuvo su resistencia con el penetrometro de bolsillo, resultando de 0.7 kg/cm^2 que multiplicada por el área de la sección transversal de la probeta (0.1016 cm^2) permitió calcular la carga aproximada de falla. El lastimamiento de este caso fue similar al de la prueba consolidada drenada.

Para calcular el contrapeso sobre el vástago se obtuvo con el volumen y peso de la probeta, el peso volumetrico a la profundidad del sondaje, así como la altura de agua superficiales, la presión vertical efectiva, y con ella la relación aproximada entre la presión vertical y la horizontal ($\sigma_v/\sigma_h=0.75$).

Con estos dos esfuerzos, se obtuvo el esfuerzo confinante equivalente efectivo ($\sigma_{ce}=0.23 \text{ kg/cm}^2$), y finalmente, con este valor y la presión hidrostática a la profundidad señalada ($u=0.3 \text{ kg/cm}^2$) se calculó el esfuerzo confinante equivalente total ($\sigma_{ct}=1.02 \text{ kg/cm}^2$), al multiplicar este valor por el área de la sección transversal del vástago se obtuvo el contrapeso necesario para evitar que el vástago fuera expulsado de la cámara al aplicar la presión confinante total (σ_{ct}).

c) Procedimiento de prueba

La prueba se realizó siguiendo el procedimiento descrito en la referencia 1.

d) Resultados obtenidos para esta prueba

En esta prueba solo se realizó un ensayo, por lo que no existen elementos de comparación, de aquí que solo se proporcione el resultado de un solo ensayo.

* Esf. de confinamiento	* Esf. desviador de falla	* Esf. Presión de agua
* [kg/cm ²]	* [kg/cm ²]	* [kg/cm ²]
* 1.02	* 0.6457	* 1.634

11.5.5 Prueba no consolidada no drenada con deformación controlada (UU/DC)

a) Descripción del material

Se trata del mismo material de la prueba anterior, color verde, oscuro, homogéneo, textura silicea, tenacidad media, dilatación rápida, resistencia en estado seco media, secado rápido.

b) Programación de la prueba

Este ensayo se programó con los resultados de la prueba anterior, de tal forma que se tomaran lecturas del anillo de carga cada 0.25 mm , hasta llegar aproximadamente al 10% del esfuerzo de falla esperado, después se tomaron lecturas cada 0.10 mm hasta la falla, esto se hizo con el objeto de definir claramente la presión desviadora de falla y la resistencia residual, la velocidad de deformación fue la misma que en la prueba UU/EC, esto es 0.3 mm/min .

c) Procedimiento de prueba

En esta prueba se siguió el procedimiento indicado en la referencia 1.

d) Resultados de la prueba

* Esp. de con- * finamiento	* Esp. desvia- * dor de falla	* Esp. Real * mayor
* [Kg/cm ²]	* [Kg/cm ²]	* [Kg/cm ²]
* 1.02	* 0.647	* 1.567

Las gráficas esfuerzo-deformación, para estas dos pruebas se presentan en las figuras VI.10 y VI.11 respectivamente, las correspondientes trayectorias de esfuerzos se presentan en la figura VI.12 y los círculos de Mohr de falla así como las envolventes se presentan en la figura VI.13.

VI.5.4 Prueba de compresión simple

Este tipo de prueba es utilizada para determinar la resistencia al esfuerzo cortante en materiales finos saturados o casi saturados; en la actualidad es muy utilizada por su rapidez y economía; sin embargo, la presencia de fisuras o heterogeneidades en el material no permite obtener resultados confiables. El hecho de que no exista esfuerzo confinante, hace que no se considere como una prueba triaxial consolidada no drenada (CU).

Con esta prueba se estima la resistencia al esfuerzo cortante en condiciones no drenadas, que se toma igual a la mitad del máximo esfuerzo axial aplicado y que es casi siempre conservadora si las condiciones permitieran una disminución del contenido de agua del suelo; Sin embargo, en suelos preconsolidados, las altas presiones resistivas en el agua, asociadas a grandes relaciones de consolidación producen la expansión del suelo y probablemente aumentan su contenido de agua disminuyendo así su resistencia, por lo que la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante por medio de esta prueba en suelos preconsolidados da resultados del lado de la inseguridad; así pues, la aplicación de relaciones de preconsolidación bajas (probablemente entre 2 y 4) esta prueba no debe usarse en materiales preconsolidados y, por razones obvias tampoco en materiales expansivos (Ref.7).

a) Descripción del material

La muestra proporcionada tenía forma cilíndrica, por lo que se infiere su extracción por medio de tubo muestreador, sin embargo, solo estaba envuelta en una bolsa de plástico y tenía la tapa superior de brax-parafina sin papel aluminio.

Se encontró una etiqueta con la profundidad de 5.4 m y el sondeo efectuado (SM-1;M-9).

La muestra estaba compuesta por dos materiales, el primero un suelo fino color gris oscuro con consistencia firme, secado lento, tenacidad alta, resistencia en estado seco alta y dilatancia nula, presentaba restos de materia orgánica y huesos probablemente ocasionados por la descomposición de esta última, así como pequeños trozos de carbón; también se advirtió la presencia de concreciones de color blanco que mostraron ligera efervescencia no permanente al reaccionar con ácido clorhídrico. El segundo material era una arena fina con color entre gris y café claro; este material se encontraba en forma de veta dentro del material fino.

b) Programación de la prueba

La resistencia al esfuerzo cortante estimada con penetrometro de bolsillo fue de 0.9 kg/cm^2 , con este valor se estimó el esfuerzo de falla multiplicando este valor por el área de la sección transversal de la probeta se calculó el peso máximo aplicado, resultando de aproximadamente 9.6 kg .

c) Procedimiento de prueba

El procedimiento de prueba es el indicado en la referencia 1.

d) Resultados obtenidos para este ensayo

* Altura de la probeta (cm)	* 9.57 *
* Área media de la probeta (cm^2)	* 10.44 *
* Volumen inicial de la muestra (cm^3)	* 97.27 *
* Peso inicial de la muestra (g)	* 139.04 *
* Peso volumétrico de muestra (g/cm^3)	* 1.42 *
* Contenido de agua inicial (%)	* 81.26 *
* Relación de vacíos	* 2.35 *
* Grado de saturación (%)	* 90.66 *
* Densidad de sólidos	* 2.63 *
* Resistencia a la compresión no confinada (kg/cm^2)	* 0.7783 *

La curva esfuerzo-deformación para este ensayo se presenta en la figura VI.14.

VI.5.7 Conclusiones, recomendaciones y comentarios de las pruebas.

VI.5.7.1 Prueba consolidada drenada con esfuerzo controlado

De los resultados obtenidos, se observa que los círculos de falla son prácticamente tangentes a la ley de resistencia lineal de $\phi=30.8^\circ$, esto es respaldado por el hecho de las compacidades relativas son aproximadamente iguales y solo difieren entre sí en un $\pm 1\%$.

VI.5.7.2 Prueba consolidada no drenada con esfuerzo controlado

Como se puede observar de las gráficas VI.5. en esta prueba se obtuvieron resultados relativamente discrepantes, esta situación se pudo deber a la distinta compacidad relativa que tenían las probetas y a la velocidad de aplicación de cargas, pues en este caso los moldes, la cámara y el operador fueron diferentes, por tal motivo no se cree que los resultados puedan proporcionar una ley de resistencia confiable, hecho por el cual no se presenta esta ley en la figura VI.7.

VI.5.7.3 Prueba consolidada no drenada con deformación controlada

En este caso se observa que solo un círculo discrepa fuertemente de los otros resultados, esto se puede atribuir al hecho de haber dejado

la probeta dentro de la cámara todo un día, en un lugar sujeto a vibraciones por lo que la cohesividad aumenta visiblemente; sin embargo si se pudo definir una ley de resistencia con los otros resultados.

VI.5.7.4 Prueba no consolidada no drenada con esfuerzo controlado y deformación controlada ..

Por los resultados obtenidos, y dado que se trata de del mismo material para estas dos pruebas (limo arcilloso), se puede concluir que las diferencias entre el esfuerzo de falla en ambas es despreciable y que se obtuvieron resultados consistentes, sin embargo lo apropiado sería realizar otras pruebas con el mismo material a diferentes esfuerzos confinantes.

VI.5.7.5 Prueba de resistencia a la compresión simple

La resistencia a la compresión simple de este suelo fue de 0.78 kg/cm^2 , resultado que concuerda con lo reportado por la literatura a este respecto para materiales con consistencia media, reportados en la referenci 7.

VI.5.7.6 Sobre las pruebas

En suelos friccionantes se observaron, en la mayoría de los casos, cambios bruscos en la curva esfuerzo-deformación; este fenómeno se atribuye a la falta de limpieza y de lubricación del vástago de la cámara triaxial, o al incremento brusco de cargas al dejar caer las pesas por lo que se recomienda tener cuidado en estos aspectos.

Por otra parte, también se debe cuidar el procedimiento de colocación de las probetas en arenas sedimentadas, pues se puede causar fácilmente un aumento no deseable de la cohesividad relativa.

En el caso de la prueba de compresión simple, se recomienda verificar cuidadosamente la perpendicularidad de las caras de la probeta con respecto a su eje longitudinal, pues es la causa más frecuente de falla por flexión, así como cuidar la lubricación entre el vástago y las cabezas.

A lo largo de la etapa de carga debe mantenerse la horizontalidad de las cabezas colocando un nivel en el eje de carga, en caso de presentarse inclinaciones excesivas, se debe desmontar la probeta y verificar de nuevo su perpendicularidad.

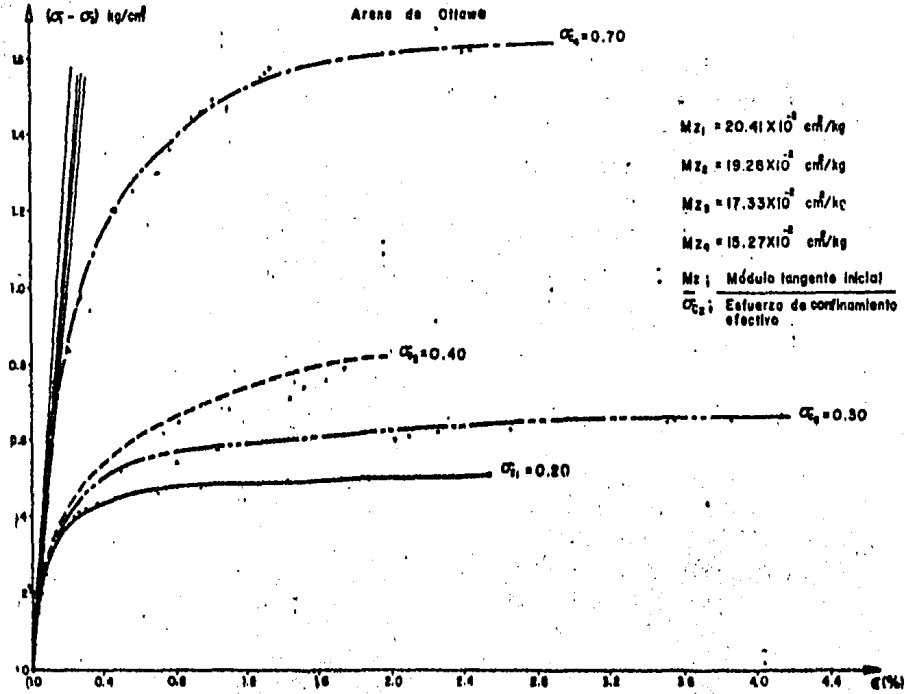
En cualquier caso, las condiciones a que estará sujeta el suelo deberán definir el tipo de prueba que se realice en laboratorio, representando lo mas aproximadamente posible las condiciones en campo.

Deberá analizarse la estratigrafía, las propiedades índice y granulométricas, así como las condiciones de drenaje y su variación con el tiempo, sus condiciones de consolidación, la velocidad de aplicación de cargas y la magnitud e importancia de la obra a realizar.

VI.6 Referencias bibliográficas.

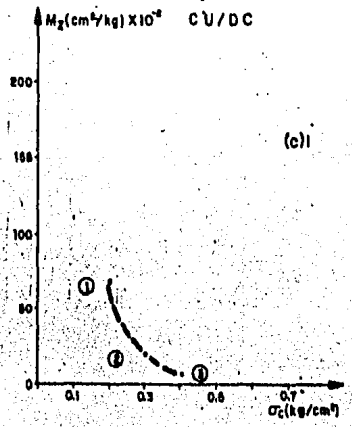
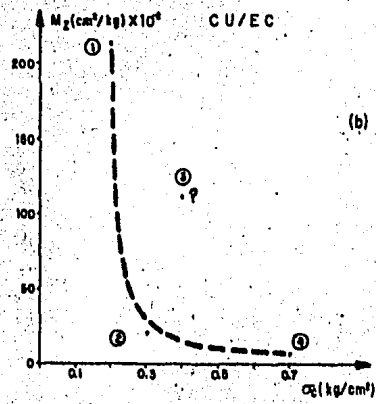
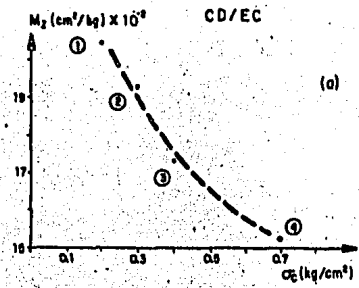
- 1 DEFFI, Manual de laboratorio de mecánica de suelos.
UNAM, México, 1970.
- 2 LAMBE W.T. WHITMAN R.V. Mecánica de suelos.
Edit. LINUSA, México, 1991.
- 3 LAMBE W.T. Soil testing for engineering.
John Wiley & Sons, New York, 1951.
- 4 SOMERS B. SOMERS T. Introducción a la mecánica de suelos.
Edit. LINUSA, México, 1983.
- 5 S.R.H. Manual de mecánica de suelos.
5a. edición, México, 1970.
- 6 JUAREZ E.E. RICO F.A. Fundamentos de mecánica de suelos.
Edit. LINUSA, México, 1969.
- 7 PECK R.B. HANSON W.E. THORNBURN T.P. Ingeniería de cimentaciones.
Edit. LINUSA, México, 1982.
- 8 BOWLES J.E. Foundation analysis and design.
Mc Graw-Hill, 3rd. edition, 1982.

Prueba triaxial consolidada drenada
 esfuerzo controlado
 Arena de Ottawa



103

fig VII Gráfica Esfuerzo deviator - deformación unitaria



Prueba triaxial
 CD/EC; consolidada-drenada con esfuerzo controlado.
 CU/EC; consolidada-no drenada con esfuerzo controlado.
 CU/DC; consolidada-no drenada con deformación controlada.
 M_2 : Módulo de deformación axial.
 σ_c : Esfuerzo confinante.

Fig. V.1.2 Curva módulo de deformación axial-esfuerzo confinante en arena de Ottawa

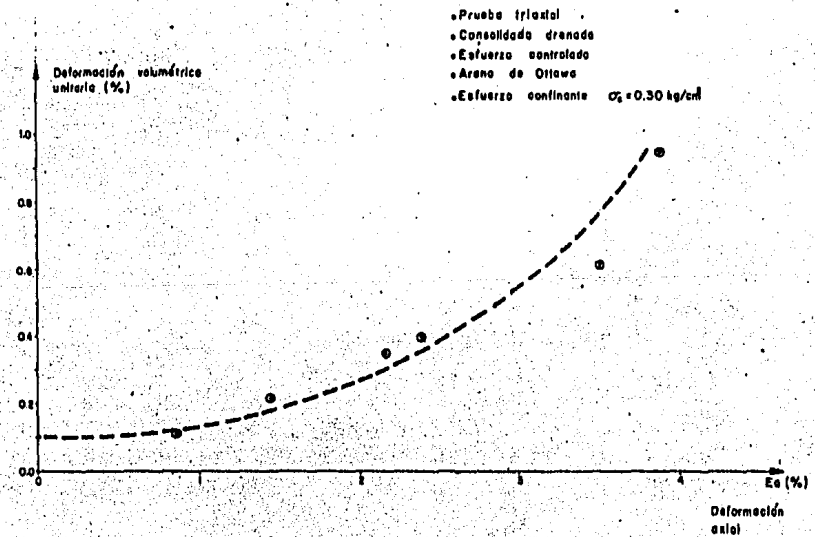
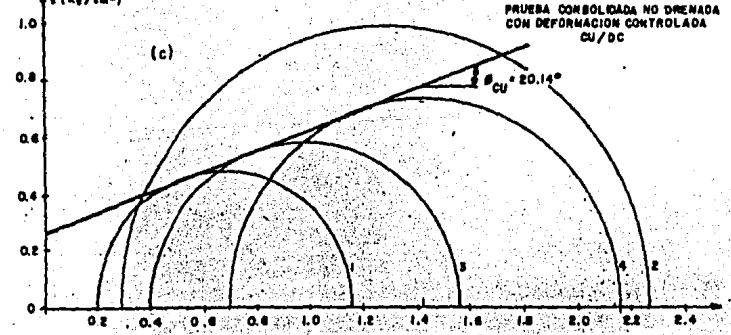
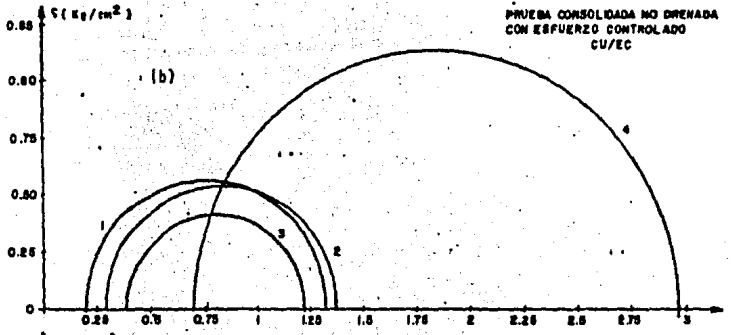
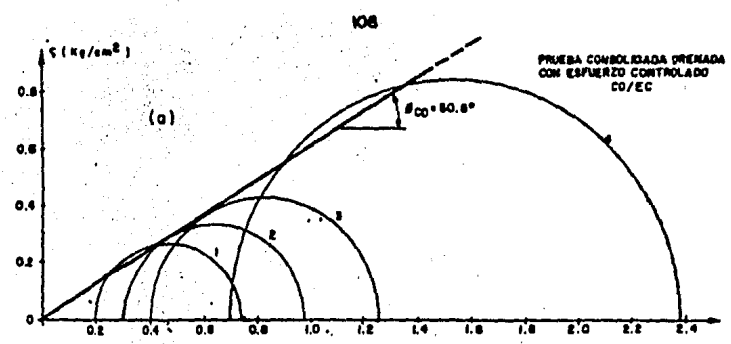


Fig V1.3 Curva de deformación volumétrica unitaria - deformación axial unitaria



CIRCULOS DE MOHR PARA LAS PRUEBAS TRIAXIALES INDICADAS SOBRE ARENA
fig. VI. 4

Trayectorias de esfuerzos

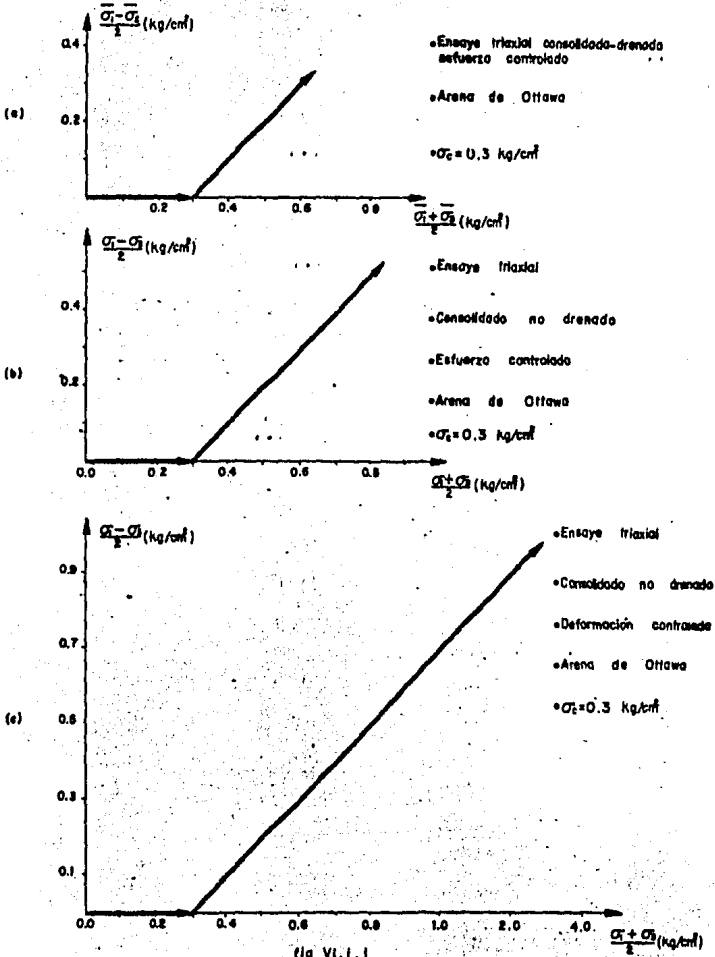


fig VI.1.1

PRUEBA TRIAXIAL CONSOLIDADA-NO DRENADA CON ESFUERZO CONTROLADO SOBRE ARENA DE OTTAWA

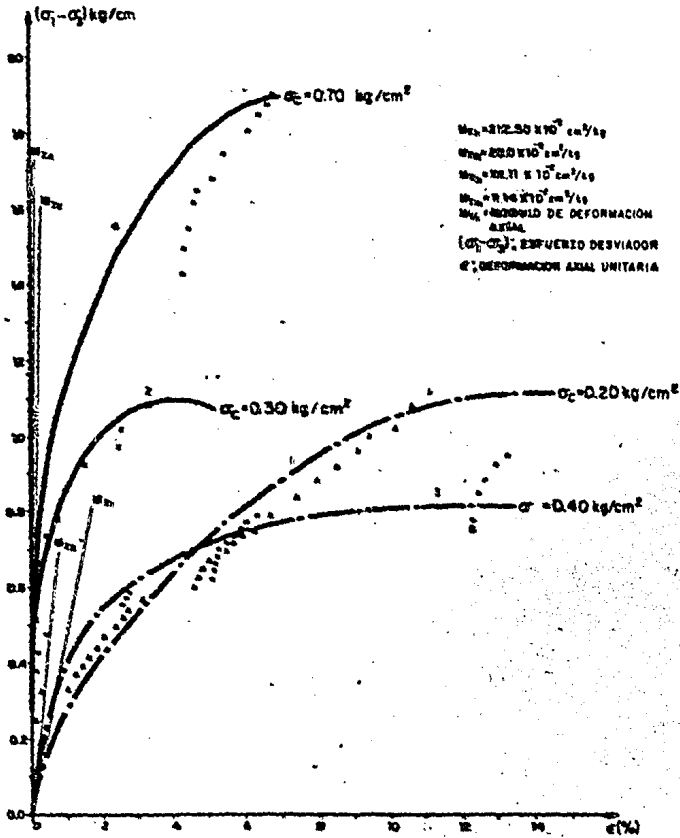


Fig. 1 Gráfica esfuerzo deviator-deformación unitaria para diferentes esfuerzos de confinamiento

III
PRUEBA TRIAXIAL CONSOLIDADA - NO DRENADA CON DEFORMACION CONTROLADA

$M_1 = 66.67 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{Kg}$
 $M_2 = 20.0 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{Kg}$
 $M_3 = 6.25 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{Kg}$
 $M_4 = 266.67 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{Kg}$
 M_1 , MODULO DE DEFORMACION TANGENTE
 ϵ , DEFORMACION AXIAL UNITARIA
 $\sigma_1 - \sigma_3$, ESFUERZO DESVIADOS
 σ_c , ESFUERZO CONFINANTE
 MATERIAL, ARENA DE OTTAWA

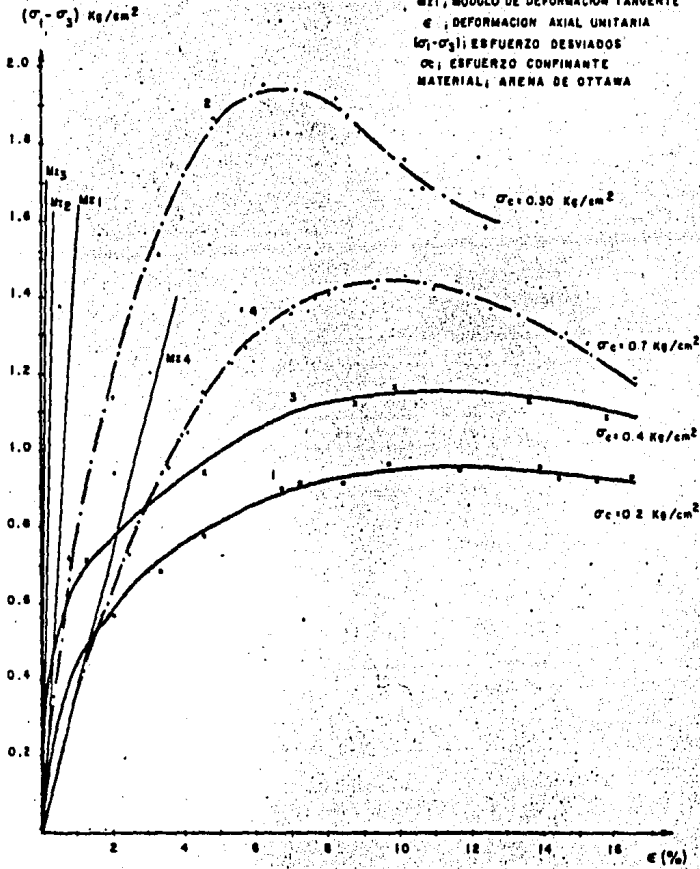
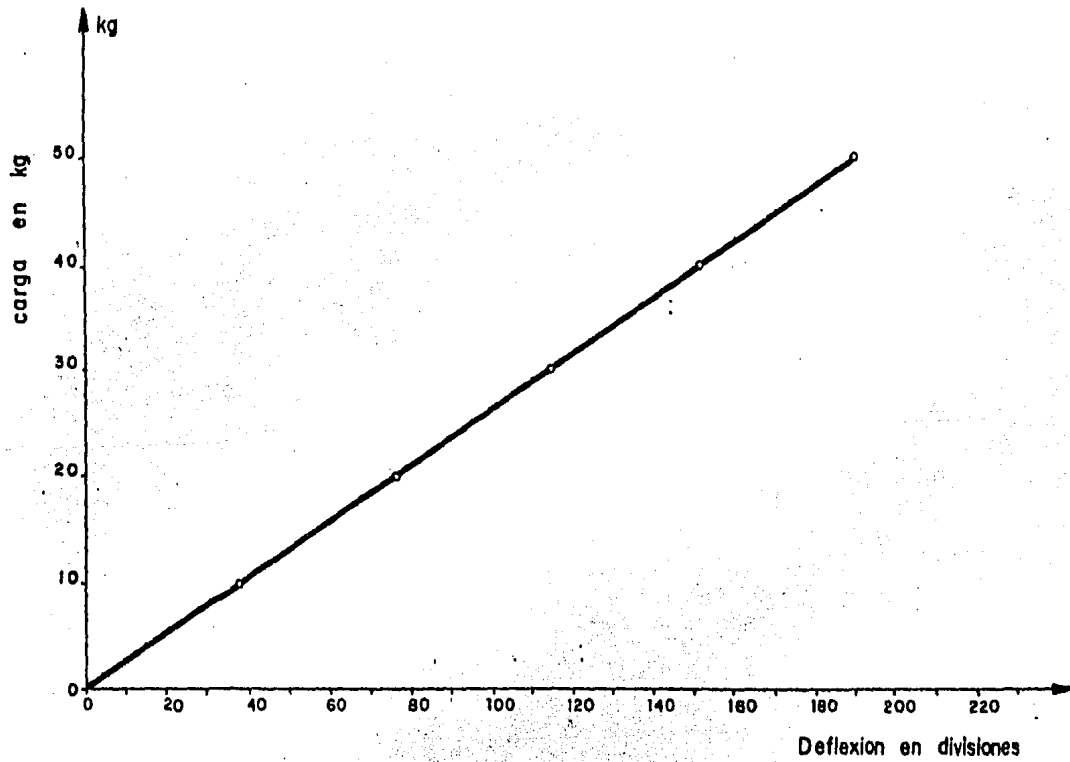
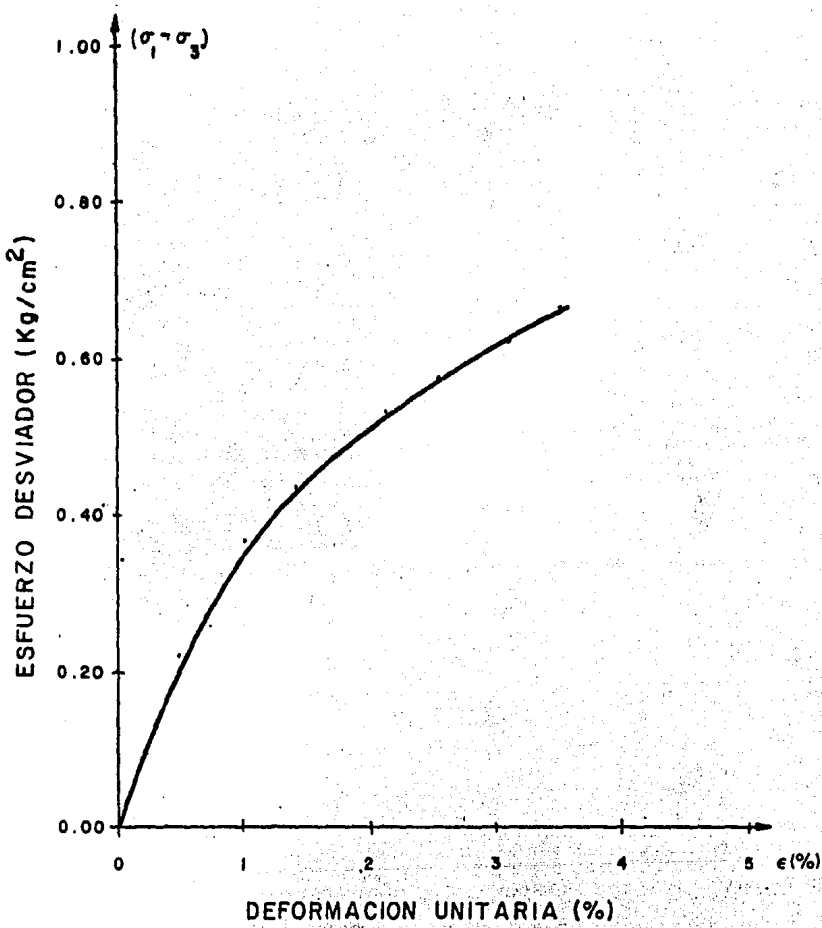


Fig VI.8 Gráfica-esfuerzo-deformación, para diferentes esfuerzos confinantes



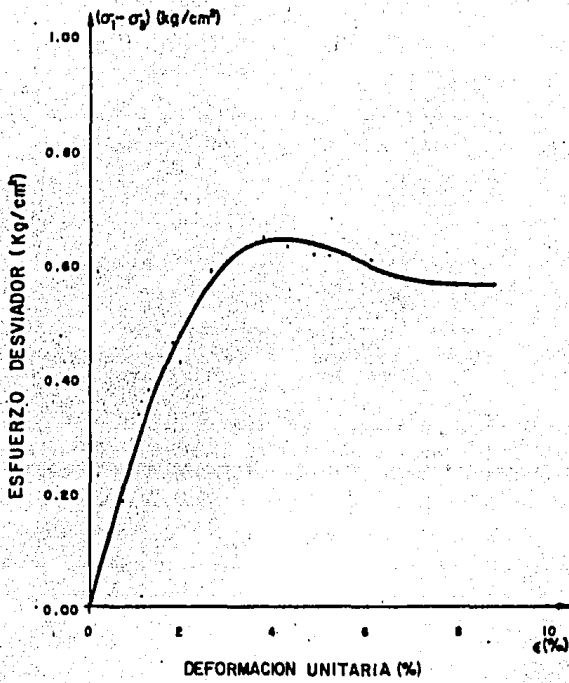
CURVA DE CALIBRACION DE ANILLO N° 3060

fig VI.9



- PRUEBA TRIAXIAL NO CONSOLIDADA
- NO DRENADA CON ESFUERZO CONTROLADO
- LIMO ARCILLOSO

fig. VI. 10



- PRUEBA TRIAXIAL NO CONSOLIDADA NO DRENADA
- CON DEFORMACION CONTROLADA
- LIMO ARCILLOSO
- VELOCIDAD DE DEFORMACION 0.3 mm/min

fig. VI.11

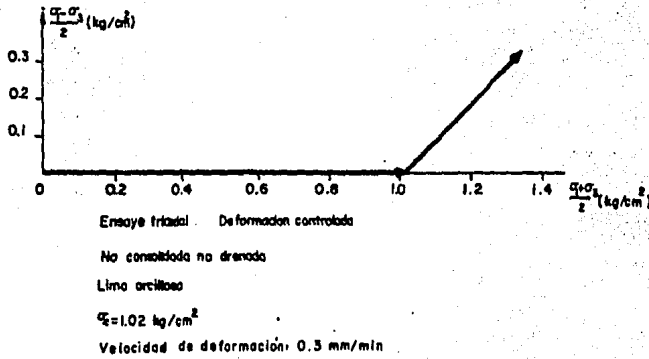
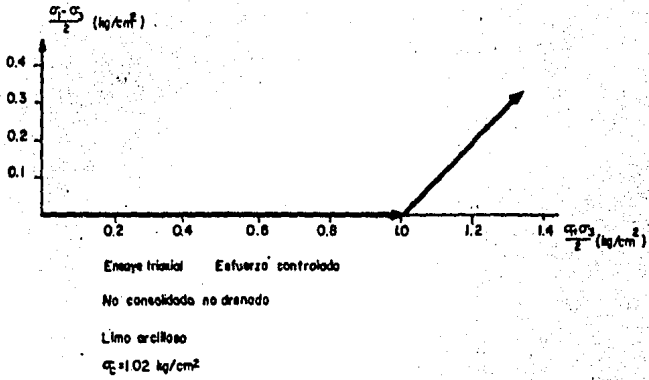
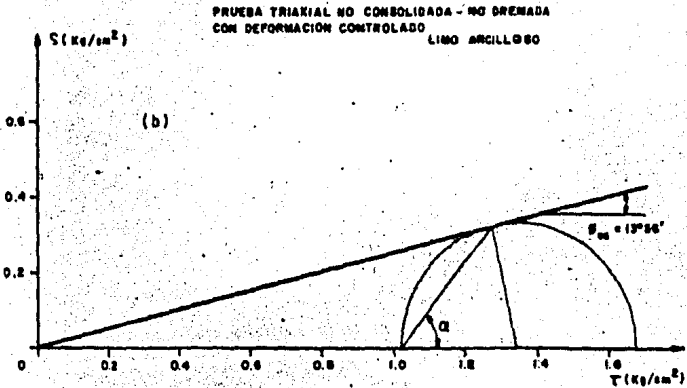
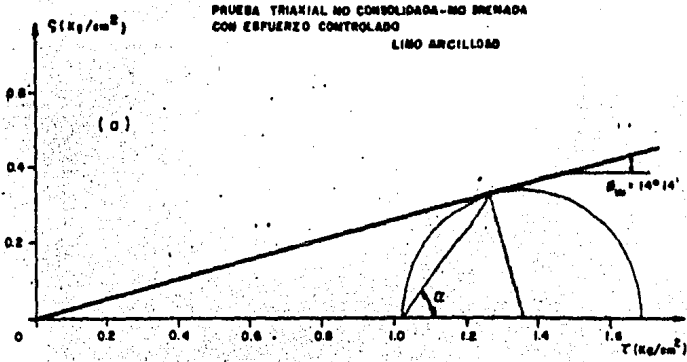


Fig. V.12 Trayectorias de esfuerzos



CIRCULOS DE FALLA PARA PRUEBAS CON ESFUERZO
Y DEFORMACION CONTROLADOS.

fig. VI. 13

COMPRESION NO CONFINADA CON
ESFUERZO CONTROLADO
LIMO ARCILLOSO

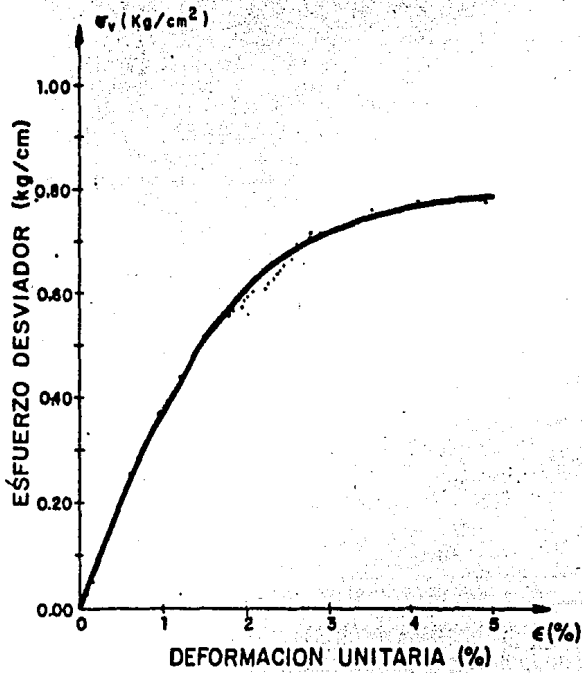


fig. VI.14

CAPITULO VII
CONSOLIDACION

III.1 Introducción

Debido a la complejidad del suelo, ninguno prueba de laboratorio basta por sí sola para explicar todos los aspectos importantes del comportamiento esfuerzo-deformación-tiempo, por lo que se utilizan, dicho modo pruebas, cada una de las cuales es adecuada para estudiar dicho comportamiento bajo diferentes condiciones de drenaje, cargas y deformación. La prueba de consolidación isotrópica constituye el mejor e, l más fácil estado para el estudio de los comportamientos esfuerzo-deformación-tiempo. Con esta prueba se pueden representar perfectamente los diferentes estados reales de carga, es decir se pueden explicar con facilidad.

La prueba de compresión isotrópica se realiza con el dispositivo utilizado en los ensayos de compresión triaxial (es la misma usual en la práctica).

La prueba de corte directo es la más antigua y fácil de realizar.

La prueba de consolidación es la sencilla para estudiar las relaciones esfuerzo-deformación-tiempo.

En este capítulo se hace una descripción del fenómeno de consolidación, se revisan los factores que afectan la prueba y se presentan los resultados de un ensayo de consolidación. En el apéndice I se da una tabla de valores típicos del coeficiente de consolidación (C_v) y otros del coeficiente de permeabilidad vertical (k_v).

III.2 Consolidación unidimensional

III.2.1 Definición

Se conoce como consolidación a la reducción de volumen que sufre un suelo de baja permeabilidad al ser sometido a cargas de un tipo determinado por lo tanto los dos conceptos se relacionan en la medida de las deformaciones totales que se presentan bajo distintas cargas y la relación con el tiempo de los esfuerzos de cargas.

III.2.2 Objetivo de la prueba

La prueba de consolidación es un modelo físico que representa un estado de suelo homogéneo, saturado y de extensión lateral infinita, a fin de incrementos de carga vertical por el borde horizontal.

Por medio de esta prueba se obtienen los parámetros que permiten predecir la magnitud de los asentamientos a corto o largo plazo.

La información obtenida de la prueba de consolidación es la siguiente:

a) La curva de permeabilidad (relación de cargas con el tiempo vertical efectiva), de la que se obtiene la carga de consolidación (carga máxima que el suelo ha tenido en su historia geológica).

b) El coeficiente de consolidación (C_v), el cual indica la velocidad de la compresión experimentada por el suelo bajo un incremento de carga dado, definida de la siguiente manera:

$$C_v = \frac{T_v H_{av}^2}{t \sigma_{cv}^2} \quad [cm^2/s]$$

donde:

T_v : es el factor tiempo (se obtiene de la curva de consolidación teórica) [t]

H_{av} : longitud de la trayectoria de drenaje por corte [cm]

t : tiempo correspondiente a cierto porcentaje de consolidación primaria para un incremento de carga dado [s]

c) El coeficiente de permeabilidad (k_v), que se define de la siguiente forma:

$$Q_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma} [cm^2/Kg]$$

donde Δe con el incremento de la relación de vacíos para un incremento de la presión del suelo en el estado o final del incremento.
 El coeficiente de permeabilidad (k_v), el cual se obtiene por la siguiente expresión:

$$k_v = \frac{Q_v \cdot C_v \cdot \gamma_w}{(1 + e_0) \cdot 1000} \quad [cm/d]$$

donde γ_w : peso volumétrico del agua [cm^3/cm^3]
 e_0 : relación de vacíos media
 C_v : C_v es definieron en anterioridad

El coeficiente de variación volumétrica (mv), el cual se define a continuación:

$$mv = \frac{Q_v}{(1 + e_0)} [cm^2/Kg]$$

donde e_0 es la relación de vacíos

f) Índice de compresión (C_c), que se define como:

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log P_1 - \log P_2}$$

donde C_c corresponde a la relación de vacíos (e) en un ciclo del suelo a lo largo de la curva de compresibilidad
 e_1 y P_1 son la relación de vacíos y la presión efectiva en puntos de la curva C_c

g) Índice de expansión (C_e), corresponde al coeficiente de la curva de expansión en un ciclo del suelo a lo largo de la curva de expansión.

$$C_e = \frac{e_1 - e_2}{\log P_1 - \log P_2}$$

donde e_1 y P_1 son la relación de vacíos y la presión efectiva en esos puntos.

VII.2.3 Procedimiento de prueba

a) Consolidación unidimensional convencional.- Esta prueba consiste en aplicar en secuencia un conjunto de cargas progresivas en dirección vertical, a un espécimen cilíndrico de suelo confinado por medio de un anillo rígido y permitiendo el drenaje a través de placas horizontales colocadas en las dos caras horizontales del espécimen. Los incrementos de carga se pueden aplicar manualmente por medio de platos o automáticamente

un fluido, para evitar el impacto. En la figura VIII.4 se muestran los dos tipos de consolidómetros utilizados para esta prueba: el primero de anillo fijo y el segundo de anillo flotante; el primero nos permite medir la permeabilidad del material, pero tiene el inconveniente de que se desarrolla mayor fricción lateral que en el de anillo flotante.

Después de aplicar un peso incrementado de carga se miden las deformaciones verticales y horizontales. Para lo cual se utiliza un micrómetro y un cronómetro. Estas lecturas junto con las características geométricas iniciales de la muestra, permiten obtener los curvos de consolidación (gráficas de lecturas del micrómetro-tiempo) para cada incremento de carga) y la curva de compresibilidad, con los cuales se calculan los parámetros para predecir los asentamientos de la estructura en estudio.

La consolidación durante una prueba de este tipo puede dividirse en dos fases: consolidación primaria, la cual se considera el proceso en el que se produce la disipación de las sobrepresiones intersticiales; y la consolidación secundaria, continuación de dicho proceso después de que prácticamente se han disipado las sobrepresiones en el suelo.

El procedimiento detallado para realizar el ensayo de consolidación unidimensional, se describe en la referencia 1.

b) Consolidómetro con medición de presiones laterales.

Para realizar este ensayo se utiliza un consolidómetro como el mostrado en la figura VIII.2, en la cual se pueden medir las deformaciones laterales con unas bandas extensométricas montadas sobre el anillo y sobre las presiones laterales para medir estas deformaciones. Esta prueba requiere de mucha precaución para lograr una deformación lateral sólo con un mínimo de expansiones.

A través de esta prueba se determina el valor del coeficiente de fricción lateral de reposo (K_0), pues se conoce la presión lateral vertical.

VIII.2.4 Factores que influyen en la prueba de consolidación:

a) Factores de procedimiento

Durante el muestreo y la preparación del suelo, el espécimen puede sufrir secado y remoldeo; el secado provoca el aumento en la carga de preconsolidación, mientras que el remoldeo provoca la disminución de dicha carga.

En la preparación del espécimen, el secado puede disminuirse si se trabaja en un cuarto húmedo. El remoldeo más importante se presenta en las caras superior e inferior del cilindro de suelo (el volumen remoldeado en los lados del cilindro es relativamente pequeño comparado con el anterior), por lo que es recomendable pasar una o dos veces por máquina la red, metélica para ensayar el espécimen que se ensayará.

b) Factores inherentes al suelo

Se ha encontrado (Referencia 2) que la dispersión de las curvas de compresibilidad en cuanto a la carga de preconsolidación, es considerable, aun cuando todos los factores de muestreo y prueba permanecen constantes, variaciones que sólo pueden atribuirse a la heterogeneidad natural del estrato ensayado.

c) Expansión

Si se permite la expansión en el consolidómetro (hidratando la muestra y dejándola el tiempo necesario hasta que el micrómetro es no registre ningún movimiento relativo), antes de aplicar los esfuerzos efectivos que tenía dicho espécimen en campo, y posteriormente aplicar los incrementos de carga, entonces la curva relación de voids contra presión efectiva, $e-U$, difiere en la zona de recomposición con respecto a la obtenida, permitiendo la expansión hasta cuando se hacen aplicado los esfuerzos efectivos que la muestra tenía en campo.

d) Permeabilidad de las piedras porosas

La permeabilidad del suelo debe ser considerablemente menor que la permeabilidad de los discos porosos. Para asegurar que el coeficiente de consolidación (Cv) no se verá disminuido.

Para reducir la fricción durante el ensayo, las dimensiones de las piedras porosas deben ajustarse al diámetro interior del anillo de consolidación, tal como se indica en la figura VII.3.

b) El espesor de las probetas se determina de tal forma que se defina con mayor claridad el quiebre de la consolidación primaria en la curva tiempo-deformación. Mientras más delgada sea la muestra, es necesario menor tiempo para llegar al 100% de consolidación primaria.

c) Fricción suelo-anillo

La presión media aplicada en un espécimen de suelo durante un ensayo de consolidación, esta dada por las siguientes expresiones:

$$\bar{p} = p - \frac{4fH}{D} \quad (\text{Para un anillo fijo})$$

$$\bar{p} = p - \frac{2fH}{D} \quad (\text{Para un anillo flotante})$$

donde

- p : presión media efectiva aplicada en el espécimen
- p : presión aplicada en la cara superior del consolidómetro
- f : fricción por unidad de área entre el suelo y el anillo
- 2H : espesor del suelo

De las ecuaciones anteriores se puede concluir que la disminución de la presión aplicada (\bar{p}) es:

- El doble en el anillo fijo que en el anillo flotante.
- Inversamente proporcional a la fricción (f), la cual depende del suelo y de las características del anillo tales como el material del que está hecho y grado de pulimento de su cara interior. Además, de la velocidad de deformación, remoldeo y magnitud de los incrementos de carga.
- Proporcional al espesor 2H del suelo; para que la disminución de (\bar{p}) sea mínima es necesario usar anillos con poca altura, diámetro grande y bien pulidos en su cara interior (coeficiente de fricción lo menor posible).

Se ha observado que las variaciones naturales que se presentan en los especímenes de una misma muestra, tienen un efecto más importante en los parámetros de consolidación, que la fricción desarrollada en los equipos de uso común.

La reducción de la presión aplicada (\bar{p}) por fricción puede variar entre el 10% y 40% de su magnitud.

d) Magnitud y relación de incrementos.

El coeficiente de consolidación (Cv), tiende a aumentar a medida que es mayor la relación $(p_{2H} - p_1)/p_1$, con que se incrementan las cargas (p_1 , p_{2H} son el primer y segundo incrementos de carga, respectivamente). Además, si esta relación $(p_{2H} - p_1)/p_1$ es grande, será mayor la distinción entre el tramo de consolidación primaria y el de la secundaria en la curva de consolidación, debido a que la pendiente del primer tramo será más grande, mientras que la pendiente del segundo tramo es prácticamente constante.

Por otra parte, la relación entre $(p_{2H} - p_1)/p_1$ no debe ser demasiado grande, porque se tendría una gran variación del coeficiente de perme-

lidad (k), el coeficiente de compresibilidad (C) y la relación de Poisson (μ). Esta situación contradice la hipótesis de la teoría de consolidación unidimensional, pues recomienda ir duplicando los incrementos de carga.

b) Procedimiento de aplicación de cargas

Para obtener una curva de compresibilidad bien definida, es recomendable aplicar los incrementos de carga, de tal forma que sean más pequeñas en la zona de la curva de consolidación, e ir aumentando la curva de compresibilidad después de cada incremento de carga, con el fin de poder hacer modificaciones adecuadas al programa de cargas (estas modificaciones se hacen en la forma de la curva y de las deformaciones que se presentan a medida que avanza la prueba).

Los tiempos de carga deben ser iguales en todos los incrementos de carga y suficientes para que se presente por completo la consolidación primaria y para definirse claramente el efecto secundario. En lo concerniente a la influencia de la consolidación secundaria sería deseable en cada incremento y consecuentemente se tendrían resultados inconsistentes.

c) Reacciones físico-químicas suelo-ensayo

Los anillos utilizados en la prueba de consolidación, deben ser fabricados con un material no corrosivo (por ejemplo: acero inoxidable, plástico), con el fin de reducir las reacciones físico-químicas que afectan las muestras de suelo, ya que algunos materiales reaccionan químicamente con el suelo, hecho que modifica los resultados de los ensayos (disminuyendo -por ejemplo- las deformaciones).

d) Selección de la muestra

Quizá el aspecto más importante que debe de observarse en el espécimen a ensayar es la presencia de fisuras, lo cual invalidaría la prueba. También deben revisarse la homogeneidad, estratificación, presencia de partículas gruesas y la consistencia de la muestra, ya que estos datos junto con la presión efectiva máxima estimada que el suelo tenía en el campo, nos permitirán determinar la secuencia de cargas que se aplicarán durante el ensayo.

e) Calidad del agua

Lo más apropiado sería utilizar en los ensayos agua químicamente similar al agua intersticial del suelo, pero como esto no es siempre posible, se usa agua destilada (agua desprovista de iones químicos que puedan afectar el comportamiento del suelo), además el agua destilada permite estandarizar los métodos. Si se utiliza agua con sales disueltas, aumentaría la resistencia y las deformaciones serían sensiblemente menores.

VII.2.5 Programación de la prueba

El primer paso es la calibración del equipo para realizar el ensayo de consolidación, es decir, determinar la compresibilidad del equipo y la magnitud de las cargas verdaderas aplicadas al espécimen durante el ensayo (la forma de realizar estos determinaciones se describe en la referencia 1). En seguida se estima la carga de preconsolidación, para la cual se considera que dicha carga está comprendida entre $1.2\sigma_c$ y $1.5\sigma_c$ (σ_c es la resistencia a la compresión no confinada). A partir de aquí se obtiene el esfuerzo de campo. Con base a la información anterior se programan los incrementos de carga (se recomendable utilizar unos 3 o 4 incrementos antes de la carga crítica y reducidos conforme se va llegando a ésta, con el fin de definir perfectamente el quiebre donde se determinará dicha carga en la curva de compresibilidad). Después se realice la selección de la muestra, considerando los factores mencionados al respecto en el inciso VII.2.4. También debe revisarse el peso del anillo para el coeficiente de consolidación (C_c) estimado del suelo. Esto supone que el 100% de consolidación primaria se alcanzara

entre 100 y 1000 segundos, garantizando así que en 24 horas se pueda aplicar el siguiente incremento de carga. A continuación se verificara que de acuerdo al área de anillo y la carga en el espécimen máxima proporcionada por equipo, se tenga una presión máxima igual a la presión máxima procedente. Finalmente, se utilizará el espécimen para el control del ensayo, por ejemplo, inspeccionando la arbeta con el fin de detectar cualquier defecto o alteración que pudiera ayudar a interpretar los resultados obtenidos, y para determinar el contenido de agua después del ensayo.

VII.3 Ensayo de consolidación

VII.3.1 Objetivos

- Aplicar el procedimiento del odómetro en un material dado
- Obtener los parámetros de consolidación unidimensional así como la carga crítica
- Analizar y discutir los resultados obtenidos

VII.3.2 Equipo

- Marco de carga para pruebas de consolidación
- base de acero inoxidable con camisa de lucita
- tapetas de base y carga
- anillo de confinamiento para el espécimen
- piedras porosas
- extensómetro con rango de 24 cm y sensibilidad de 0.001 mm
- torno de labrado
- escantillón
- termómetro
- balanza con capacidad de 1200 g y sensibilidad de 0.01 g
- balanza con capacidad de 300 g y sensibilidad de 0.01 g
- equipo para obtener límite líquido y plástico
- equipo para determinar densidad de sólidos
- horno de temperatura constante (103-110 C)
- desecador
- varios: cronómetro, césulas, navaja, cortador de alambre para materiales finos, toallas de papel.

VII.3.3 Descripción de la muestra

El material proporcionado se encontraba fuera del tubo, envuelto en bolsa de plástico, solo tenía la tapa superior de parafina-brea sin papel de aluminio.

Solo se encontró una etiqueta con la profundidad (5.4m) y sondeo efectuado (SM-1, M-2).

La muestra está compuesta por dos materiales, al primero es un material fino de color gris oscuro con consistencia firme, de senado lento, tenacidad alta, dilatancia alta, y resistencia en estado seco alta, asimismo presentaba una resistencia al corte medida con penetrometro de bolsillo, de 1.1 kg/cm^2 en promedio, por la información anterior se cree que se trata de una arcilla de alta elasticidad, homogénea, con huecos y concreciones de color blanco que presentan ligera efervescencia no permanente al reaccionar con el ácido clorhídrico.

El material 2 se trata de una arena fina color gris oscuro a café claro, este material se encontraba en forma de veta incorporada al material 1.

VII.3.4 Programación de la prueba

Se sabe que la carga crítica en la curva de compresibilidad es aproximadamente igual a $1.24 \sigma_v / \text{cm}^2$ por lo que se procedió a calcularlo: $\sigma_v = 1.1 \text{ kg/cm}^2$, por otra parte se calculó el esfuerzo vertical efectivo (σ_v') resultando $\sigma_v' = 0.25 \text{ kg/cm}^2$ con estos valores se programaron las cargas aplicadas, procediendo que con tres incrementos de igual magnitud se llegara a σ_v' y con otros tres incrementos iguales a los anteriores se llegara a la carga crítica σ_v . Los incrementos aplicados programados

0.15, 0.15, 0.15, 0.15, 0.15, 0.15, 0.15, 0.30 y 0.60 kg/cm². Con objeto de garantizar que en 24h se define la consolidación secundaria, a cada aplicación un nuevo incremento de carga, se revisó con el apoyo del anillo para el coeficiente de consolidación estimado ($C_{v1} = 10^{-4}$ cm²/s) verificarse que al 100% de consolidación primaria se alcanzara entre 100 y 200 segundos. Por último se verificó que se tuviera una presión menor o igual a la carga máxima programada, teniendo en cuenta el área del anillo y la carga máxima programada al espécimen.

VII.3.5 Procedimiento de prueba

VII.3.5.1 Calibración por deformación

Se calibró el ensayo registrándose las deformaciones que presentaba con la placa de carga, respecto a celdas horizontales instaladas, en la zona de la celda que cubría las mismas a ciertas cargas programadas, los resultados de la calibración se presentan en la tabla VII.1 y en la fig. de VII.3.1

También se realizó la calibración del modo de carga para determinar la relación entre las cargas en el portacargas y la carga aplicada a la muestra, pero tal fin se colocó entre el modo de carga y la placa de base un anillo calibrado con extensómetro. Los resultados se presentan en la tabla VII.2 y la figura VII.1.

VII.3.5.2 Montaje e instalación del material en el anillo

Se procedió a montar el anillo de consolidación, fijándolo con cinta adhesiva sobre el torno de labrado; se cortó material de tal forma que su altura fuera superior a la del anillo de confinamiento; el suelo se rebajó primeramente con navaja, sirviendo el torno de labrado como un alfiler de 15°; esto se hizo con el objeto de no introducirlo mal en el anillo, el desbaste último del material se realizó con el ascensillón, una vez que todo el suelo estaba rebajado el mismo diámetro del anillo se introdujo manualmente ejerciendo una presión vertical; una vez hecho esto con facilidad, previamente se lubricó el anillo con aceite de sílice, una vez que el material sobresalió aproximadamente 5 mm en el anillo, se entraron ambas caras, primero con cortador de alfiler, en algunas zonas que presentaban congestiones, se rebajaron con navaja, finalmente se nivelaron y se procedió al montaje sobre la base de la celda; este seguido se colocaron las piezas procesadas y la muestra de tapas y de carga, verificando en cada una de ellas su horizontalidad; en seguida se montó en el marco de carga, el cual previamente se niveló.

VII.3.5.3 Saturación del espécimen (cumplimiento del efecto casillo)

Para romper el efecto casillo, se inundó la muestra, exclusivamente, la presión de saturación medida, de acuerdo con la sobrecarga aplicada para neutralizarla fue de 0.0012 kg/cm².

VII.3.5.4 Aplicación de los incrementos de carga

Se aplicaron 10 incrementos de carga de acuerdo con la secuencia programada; en promedio cada 24h, la descarga se realizó tomando 1/3 de la carga total aplicada, cada 24h, la tabla VII.3 muestra la secuencia de aplicación de cargas en el portacargas.

VII.3.6 Resultados de la prueba

VII.3.6.1 Resultados de las pruebas índice

Contenido inicial de agua	= 30%
Límite líquido	= 155%
Límite plástico	= 52%
Índice plástico	= 78%
Densidad de sólidos	= 2.63

VII.3.6.2 Relaciones volumétricas y gravimétricas

Peso volumétrico de la muestra (ρ_a) = 1.526 T/m³
 Relación de vacíos inicial (e_0) = 3.474
 Grado de saturación (G_v) = 60.19%

VII.3.6.3 Parámetros de la curva de compresibilidad

Carga crítica (P_c) = 1.1 kg/cm²
 Coeficiente de compresibilidad (C_c) = 0.704 cm²/kg

Los resultados obtenidos para cada incremento de carga se presentan en las figuras VII.7 y VII.21.

VII.3.7 Comentarios, conclusiones y recomendaciones

VII.3.7.1 Sobre el procedimiento de prueba

- Es necesario verificar que la probeta no se altere en su estructura, tallando lo menos posible las caras laterales del material, sobre el anillo.

- Se debe comprobar que la probeta llena completamente el anillo, es que en caso contrario no se cumple la condición de deformación lateral nula y se induce en una primera fase un cambio de forma antes de un cambio volumétrico.

- Evitar en lo posible los cambios en el contenido de agua durante el labrado, especialmente en los materiales arcillosos o limo-arcillosos, pues la variación en este parámetro modifica el comportamiento del suelo cuando se sujeta a un cierto estado de esfuerzos.

- Considerando la sensibilidad que tienen los materiales bajo un cierto estado de esfuerzos, se deben evitar todas las vibraciones perjudiciales a la prueba.

VII.3.7.2 Sobre los resultados

- La carga de preconsolidación fue igual a 1.1 kg/cm², a partir de la cual el esfuerzo vertical efectivo de campo fue de 0.34 kg/cm². Se concluye que el material está preconsolidado, esto es, el grado de preconsolidación (G_v = C_v / C_c) = 3.733 de la anterior se deduce que la preconsolidación de campo crítica (P_c = 1.1 e_v) fue correcta y es aplicable a estos materiales.

- La presión casilar, remanente de este material fue relativamente baja (C_v = 0.0018 kg/cm²), de aquí que se puede concluir que el tiempo de contacto del material con el agua fue insuficiente para causar el efecto casilar o bien que este efecto era despreciable.

- De los gráficos de consolidación se observa que bajo los incrementos de presión aplicados, el trazo de consolidación primaria se presentó en un poco tiempo (el máximo registrado fue de 55 segundos) y el tiempo para el cual se presentó el 50% de consolidación primaria solo se pudo calcular entre dos incrementos de presión. Por esta motivo, para superar esta situación se recomienda incrementar el espesor de la muestra, utilizando un anillo de mayor altura que 2 cm (concediéndose que el tiempo de consolidación es directamente proporcional al cuadrado del espesor del drenaje).

En los gráficos también se observó que para cada incremento de presión antes de llegar a la carga crítica se notaba con claridad parte de la consolidación primaria, pero conforme la presión se acercaba a la carga crítica, las deformaciones por consolidación fueron mayor importancia, hasta hacer indistinguible la etapa primaria.

- De la curva de compresibilidad de la fig. VII.20 se puede ver que para los incrementos de esfuerzo aplicados después de la carga crítica, las deformaciones volumétricas son excesivas, llegando a valores de 17% al sujetar al esfuerzo crítico, por lo que se recomienda aplicar a este suelo presiones no mayores de 1.1 kg/cm².

- De la figura VII.21 puede observarse que a medida que se incrementa

el esfuerzo aplicado disminuimos el coeficiente de consolidación, esto es que la velocidad de deformación por consolidación se reduce como los esfuerzos que se aplican; la literatura reporta que para esfuerzos mayores que P_c este parámetro se incrementa.

Como se observó en la figura VII.21b, muestra que a medida que se incrementa la presión efectiva la permeabilidad disminuye. La subida de agua puede tener lugar en cualquier momento antes de que se haya alcanzado el asentamiento. El hecho de que esto sucede a niveles de esfuerzos.

Se recomienda trazar la curva deformación volumétrica contra esfuerzo efectivo ($\sigma_v - \sigma_v'$) pues se interpreta más fácilmente que la curva relación de vacíos esfuerzo efectivo ($e - \sigma_v'$), además de que resulta más accesible su uso en los cálculos de asentamientos.

Se puede observar que el efecto de la consolidación secundaria es importante, por lo que se recomienda tenerlo en consideración al realizar cálculos de asentamientos.

El hecho de que la consolidación primaria se presente rápidamente se atribuye a la existencia de materia orgánica en descomposición y huecos en el material probablemente originados por esta última, por lo que se debe tener cuidado de identificar lo mejor posible estos suelos y observar detalladamente la consolidación primaria y la secundaria.

VII.4 Referencias Bibliográficas

1. BEPFI, Manuel de mecánica de suelos. UNAM, México, 1974.
2. VON ZELST T. V. An investigation of the factors affecting laboratory consolidation of clays. Proceedings second international conference on soil mechanics. Vol. VII, 1954.
3. JUAREZ B, E. RICO R., H. Mecánica de suelos. Tomo I. Edit. Limusa, 3a edición. México, 1980.
4. LANBE T, N. WHITHAM R., V. Mecánica de suelos. Edit. Limusa. México, 1974.
5. RICO R, A. DEL CASTILLO, H. La ingeniería de suelos en la zona terrestre. Edit. Limusa, 1a edición. México, 1972.
6. ZEEVAERT, L. Foundation engineering for difficult subsail conditions. Van Nostrand Reinhold. New York, 1973.
7. S.R.H. Manual de mecánica de suelos. 5a edición. México, 1976.
8. PECK R, B. HANSON W, E. THORNBURN T, H. Ingeniería de cimentaciones. Edit. Limusa. México, 1982.
9. SOWERS G, B. SOWERS G., F. Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones. Edit. Limusa. México, 1983.

Tabla VII.1

Calibración por deformación del marco de carga No 2:
con el equipo instalado.

* C/P *	Promedios		* Acumulados *
* (kg) *	X_i (mm)	$X_i - X_i$ (mm)	$(X_i - X_i)$ (mm)
* 0.0000 *	0.310	0.000	0.000
* 0.7516 *	0.295	0.015	0.015
* 1.5032 *	0.288	0.007	0.022
* 2.2548 *	0.281	0.007	0.029
* 3.0064 *	0.274	0.007	0.036
* 3.7580 *	0.270	0.004	0.040
* 4.5096 *	0.265	0.005	0.045
* 5.2612 *	0.260	0.003	0.048
* 6.0128 *	0.258	0.001	0.048
* 6.7644 *	0.251	0.007	0.055
* 7.5160 *	0.241	0.010	0.065
* 8.2676 *	0.246	-0.005	0.060
* 9.0192 *	0.271	-0.005	0.055
* 9.7708 *	0.255	-0.004	0.051
* 10.5224 *	0.259	-0.004	0.047
* 11.2740 *	0.261	-0.002	0.045
* 12.0256 *	0.265	-0.004	0.041
* 12.7772 *	0.270	-0.005	0.036
* 13.5288 *	0.279	-0.009	0.027
* 14.2804 *	0.287	-0.008	0.019
* 15.0320 *	0.309	-0.021	0.002

Tabla VII.2

Relación entre la carga en el portapasas y carga en el anillo.

* Carga en el portapasas *	* Carga en el anillo (kg) *
* 0.0000 *	* 0.000 *
* 0.7516 *	* 7.173 *
* 1.5032 *	* 15.173 *
* 2.2548 *	* 22.640 *
* 3.0064 *	* 30.347 *
* 3.7580 *	* 38.287 *
* 4.5096 *	* 46.137 *
* 5.2612 *	* 54.530 *
* 6.0128 *	* 62.480 *
* 6.7644 *	* 70.640 *
* 7.5160 *	* 78.280 *
* 8.2676 *	* 87.280 *
* 9.0192 *	* 95.440 *
* 9.7708 *	* 10.307 *
* 10.5224 *	* 19.200 *
* 11.2740 *	* 21.413 *
* 12.0256 *	* 23.620 *
* 12.7772 *	* 13.140 *
* 13.5288 *	* 9.000 *
* 14.2804 *	* 0.160 *

Tabla VII.3

Secuencias de aplicación de cargas en el portapasas

* No. de carga *	* Magnitud de la carga aplicada (kg) *
* 1 *	* 0.753 *
* 2 *	* 0.752 *
* 3 *	* 0.751 *
* 4 *	* 0.750 *
* 5 *	* 0.750 *
* 6 *	* 0.750 *
* 7 *	* 0.754 *
* 8 *	* 0.752 *
* 9 *	* 1.500 *
* 10 *	* 3.015 *
* 11 *	* -3.015 *
* 12 *	* -3.007 *
* 13 *	* -1.504 *

Tabla VII.4

(a)
Determinación del contenido de agua inicial.

Order	Capsula	Wcap	Wcap+h	Wcap+s	Wu	Ws	W
No.	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	%
1	116	10.43	19.07	15.27	3.80	4.79	72.4
2	142	10.41	19.83	15.72	4.11	5.11	80.5

Wo=80%

(b)
Determinación del límite líquido

Order	No.	Wcap	Wcap+h	Wcap+s	Wu	Ws	W	LL
1	12	9.71	24.87	15.61	0.24	5.7	123.29	30
2	125	10.44	35.14	21.39	13.75	10.25	125.57	23
3	126	9.60	33.78	19.86	13.92	10.25	135.37	14
4	146	9.86	32.26	20.15	12.11	10.29	117.71	42

LL=125%

Determinación del límite plástico

Order	No.	Wcap	Wcap+h	Wcap+s	Wu	Ws	W	LP
1	116	10.50	12.07	11.53	0.54	1.03	52.17	
2	142	10.61	11.68	11.31	0.37	0.70	52.85	
3	137	11.68	13.08	12.60	0.48	0.92	51.70	
4	146	9.89	12.51	11.62	0.89	1.73	51.50	

LP=52%

Donde

- Wcap : peso de cápsula
 Wcap+h : peso de cápsula + suelo húmedo
 Wcap+s : peso de cápsula + suelo
 Wu : peso del agua
 Ws : peso de sólidos
 W : contenido de agua

Tabla VII.4 - a

Determinación del peso volumétrico del material

* Peso del anillo (s)	* 243.00 *
* Peso de placas (s)	* 392.45 *
* Peso del anillo + suelo húmedo + placas (s)	* 740.84 *
* Peso del suelo húmedo (s)	* 105.39 *
* Altura del anillo (cm)	* 1.972 *
* Área del anillo (cm ²)	* 50.287 *
* Volumen de la muestra (cm ³)	* 100.128 *
* Peso volumétrico del suelo (s/cm ³)	* 1.053 *

Determinación de la densidad de sólidos (Ss)

* Peso del matraz + suelo + agua (s)	* 704.88 *
* Temperatura de la suspensión (C)	* 19.80 *
* Peso del matraz + agua (s)	* 679.78 *
* Peso del refractario + 10 + suelo seco (s)	* 772.29 *
* Peso del refractario + 10 (s)	* 771.62 *
* Densidad de sólidos (Ss)	* 2.65 *

Anexo I

Tabla con valores típicos del coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria (mv).

* Tipo de suelo	* Compresibilidad	* mv (cm ² /kg)
* Arcillas lacustres y limos * sas	* muy alta	* mayor que 0.1
* Arenas limosas lacustres y * suelos residuales	* alta	* 0.1 a 0.02
* Arcillas compactas y limos	* media	* 0.02 a 0.005
* Arena y limos compactados	* baja	* 0.005 a 0.002
* Arenas y suelos	* muy baja	* menor que 0.002

Tabla con valores típicos del coeficiente de consolidación (C_v) para consolidación primaria (C.1)

Suelo	Índice de compresión en la curva virgen	Coefficiente de consolidación $(10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s})$
Arcilla de la Cd. de México de origen volcánico compuesta de montmorillonita	4.5	0.2 a 2.5
Arcilla azul de Boston depósito marino de arcilla especial compuesta por illita inalterada	0.22	10 a 20
Remoldeada	0.26	1 a 4
Arcilla de Morganza, Louisiana depósito fluvial compuesta principalmente por illita	0.44	0.5 a 1.0
Turba de Newfoundland	8.5	0.2 a 0.3
Arcilla de Maine, de tipo especial compuesta por illita	0.5	20 a 40

* Obtenido del diagrama de relación de vacíos-logaritmo de presión
 ** En la curva virgen de compresibilidad

Tabla de valores típicos del coeficiente de consolidación (C_v) para diversos suelos, en cm^2/s (Ref.4).

LL (%)	Límite inferior en la recompresión	Compresión virgen inalterada	Límite superior remoldeada
30	3.5×10^{-2}	5×10^{-3}	1.2×10^{-3}
50	3.5×10^{-3}	1×10^{-3}	3×10^{-4}
100	4.0×10^{-4}	2×10^{-4}	1×10^{-4}

Fecha de aplicación del impuesto sobre consumo	Valor de la base imponible	Impuesto sobre el consumo	Impuesto sobre el consumo	Impuesto sobre el consumo	Impuesto sobre el consumo	Impuesto sobre el consumo	Impuesto sobre el consumo	Impuesto sobre el consumo	Impuesto sobre el consumo	Impuesto sobre el consumo	Impuesto sobre el consumo
(L. 1)	(L. 2)	(L. 3)	(L. 4)	(L. 5)	(L. 6)	(L. 7)	(L. 8)	(L. 9)	(L. 10)	(L. 11)	(L. 12)
11-III-84	20.750	19	2.753	2.120	2.200	0.000	0.000	0.000	0.000	10.420	15.487
10-IV-84	31.440	19	4.905	4.905	22.427	0.000	0.000	0.000	0.000	11.110	15.421
31-III-85	32.400	21	2.386	2.480	28.211	0.000	0.000	0.000	0.000	19.705	11.323
1-IV-85	36.400	20	2.007	2.007	22.202	0.000	0.000	0.000	0.000	19.630	13.220
2-IX-85	37.900	20	2.767	2.767	22.700	0.000	0.000	0.000	0.000	19.950	15.125
2-IX-85	42.700	20	4.507	4.507	21.789	0.000	0.000	0.000	0.000	16.970	15.013
1-IX-84	78.300	20	4.261	4.261	21.820	0.000	0.000	0.000	0.000	11.920	14.894
1-IX-85	98.400	20	6.013	6.013	29.725	0.000	0.000	0.000	0.000	19.740	14.759
6-III-86	108.200	21	5.213	5.513	21.544	0.000	0.000	0.000	0.000	19.021	14.590
7-III-85	128.600	21	10.330	8.330	20.789	0.000	0.000	0.000	0.000	16.235	14.197
8-III-85	210.000	20	11.343	11.543	30.740	0.000	0.000	0.000	0.000	17.401	13.370
9-III-85	22.100	21	1.100	2.981	20.372	0.000	0.000	0.000	0.000	17.636	13.425
10-III-85	27.000	21	2.000	2.000	20.576	0.000	0.000	0.000	0.000	17.548	12.547

Id. de la obra	Superficie	Longitud
3.496	0.090	0.090	0.102									4.12
3.483	0.241	0.143	0.788									16.37
3.488	0.188	0.285	0.718									7.72
3.435	1.250	0.480	0.065	2.8								2.1
3.413	1.827	0.728	0.980									2.3
3.388	2.290	0.972	0.945									37.71
3.461	2.787	0.560	0.984	2.8								16.67
3.381	4.405	0.880	0.981	15.0								4.10
3.393	4.573	0.951	0.31									72.78
3.304	6.986	0.931	0.867									7.00
3.017	10.428	0.910	0.793									7.40
3.020	10.301	0.873	0.797									7.50
3.062	9.427	0.900	0.910									8.91

Figura VII.1 Tipos de consolidómetros a) de anillo fijo b) de anillo flotante.



Figura VII.2 Consolidómetro que permite medir presiones laterales

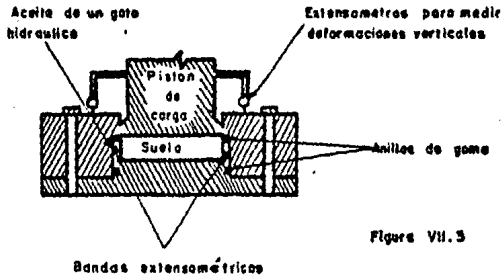
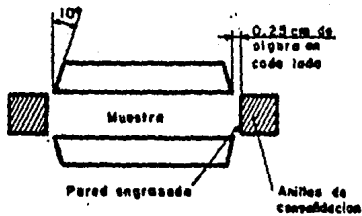


Figura VII.3



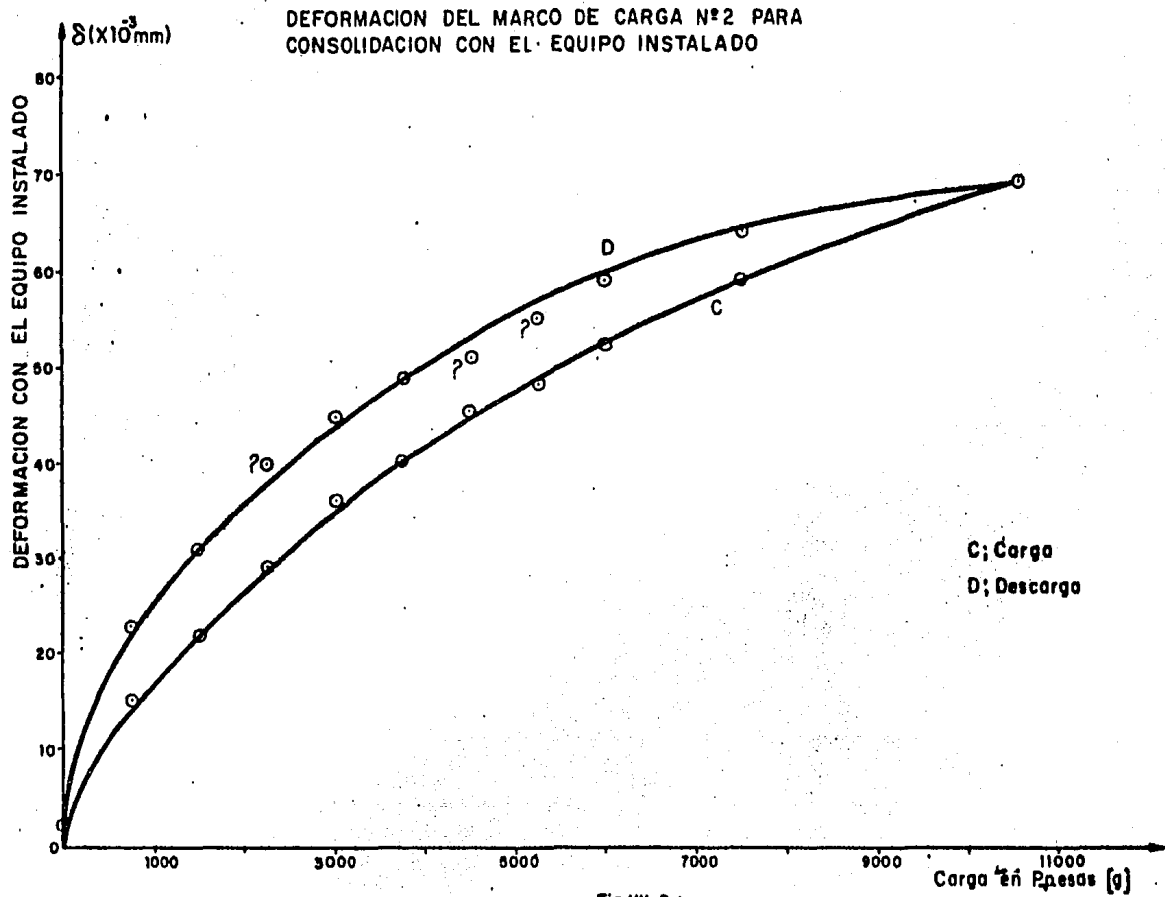


Fig.VII.3.1

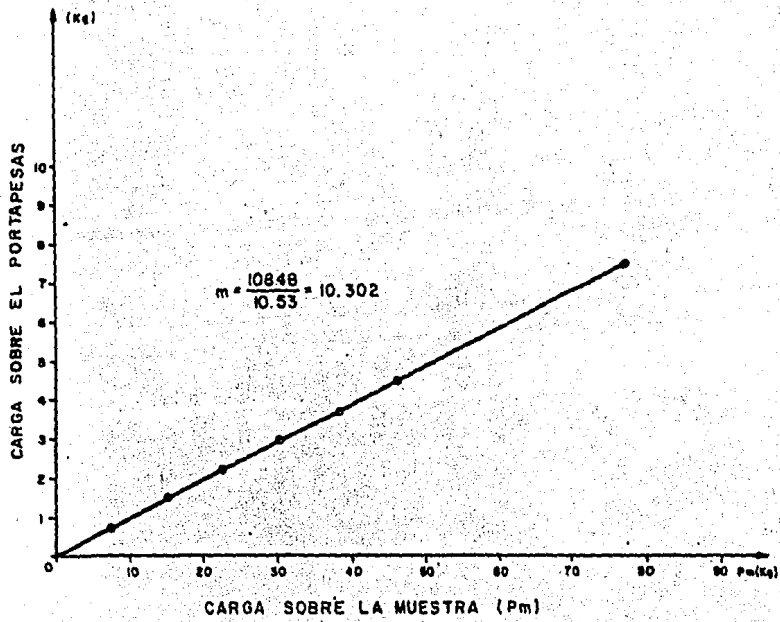


fig. VII. 4

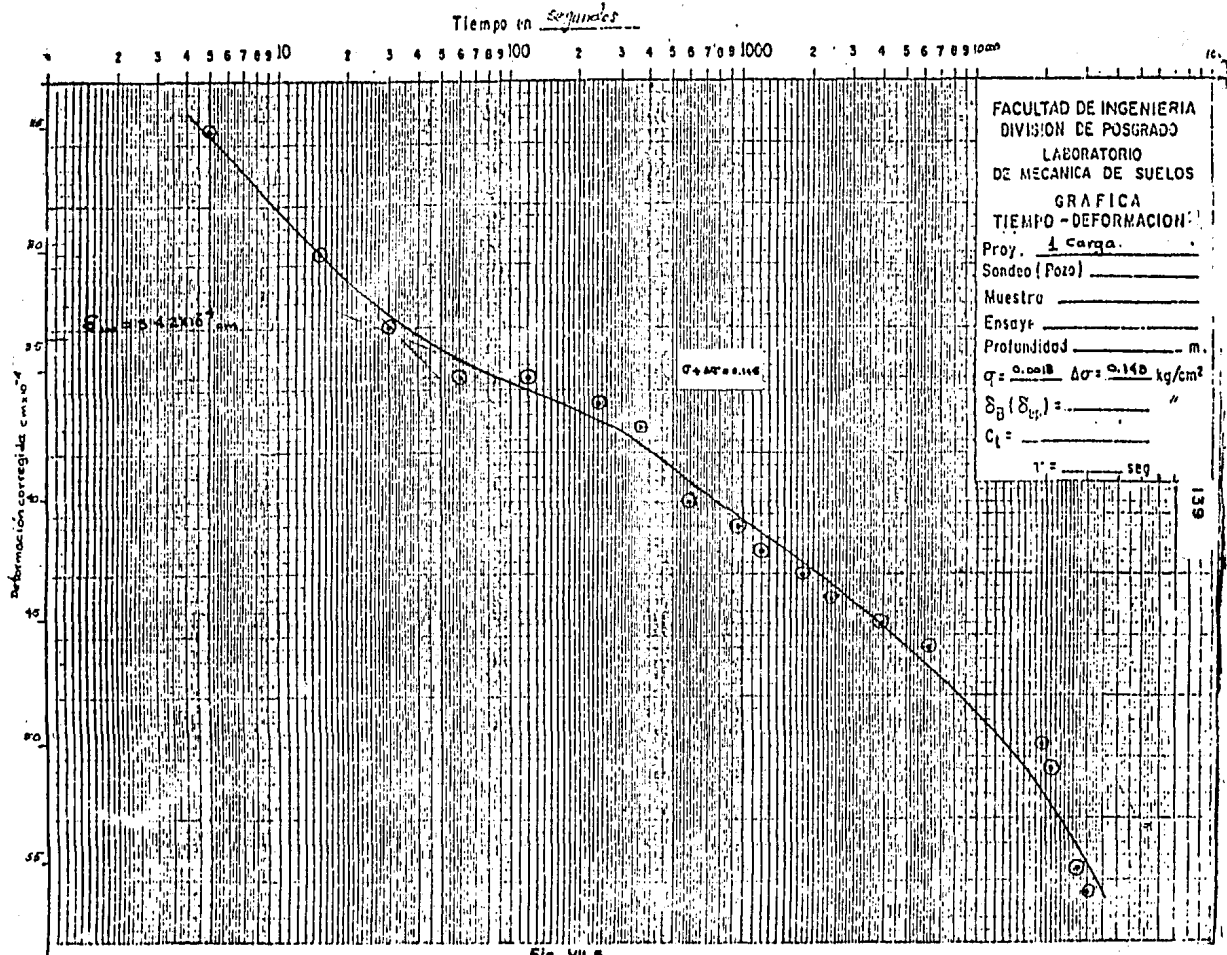
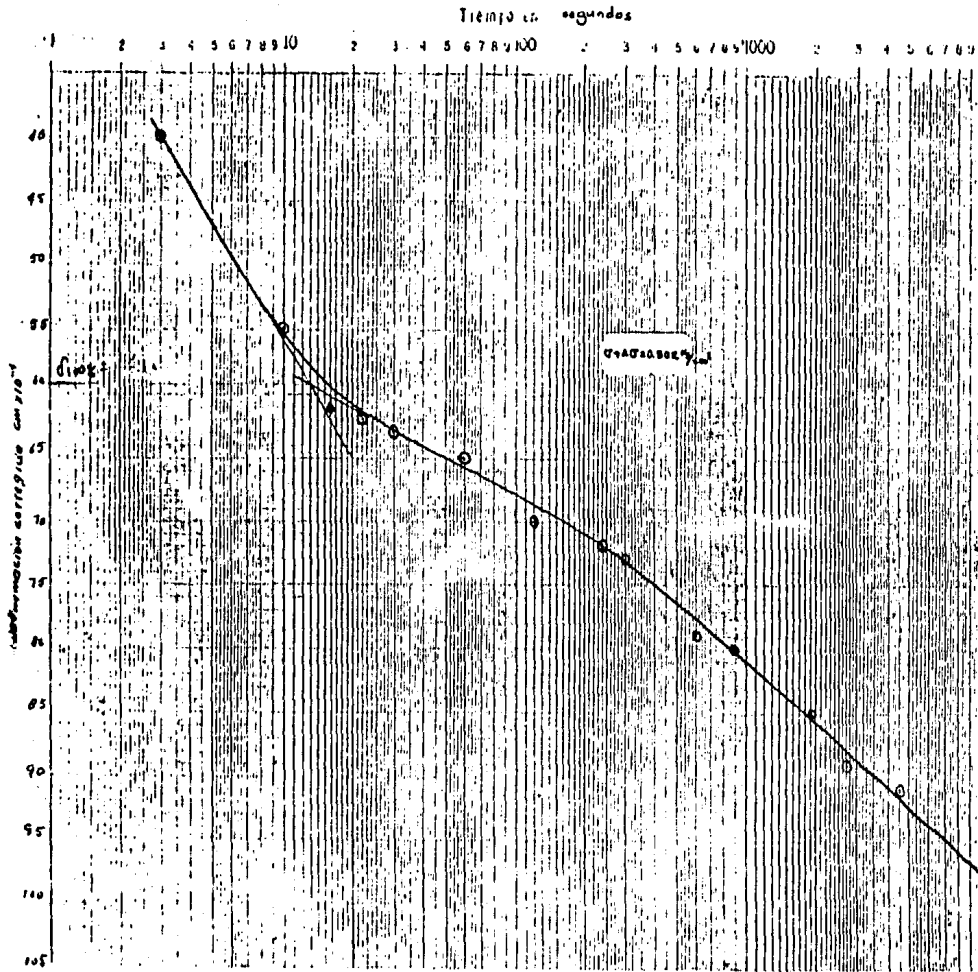


Fig. VII.8



FACULTAD DE INGENIERIA
 DIVISION DE POSGRADO
 LABORATORIO
 DE MECANICA DE SUELOS

GRAFICA
 TIEMPO - DEFORMACION

Proy. 2ª carga
 Sonda (Pais)
 Muestra
 Ensayo
 Profundidad 5.40 m.
 $\sigma = 0.145$ $\Delta\sigma = 0.142$ kg/cm²
 $\delta_{II}(\delta_{ep}) = 14.1 \times 10^{-6}$ cm
 $C_t =$

Fig. VII 6

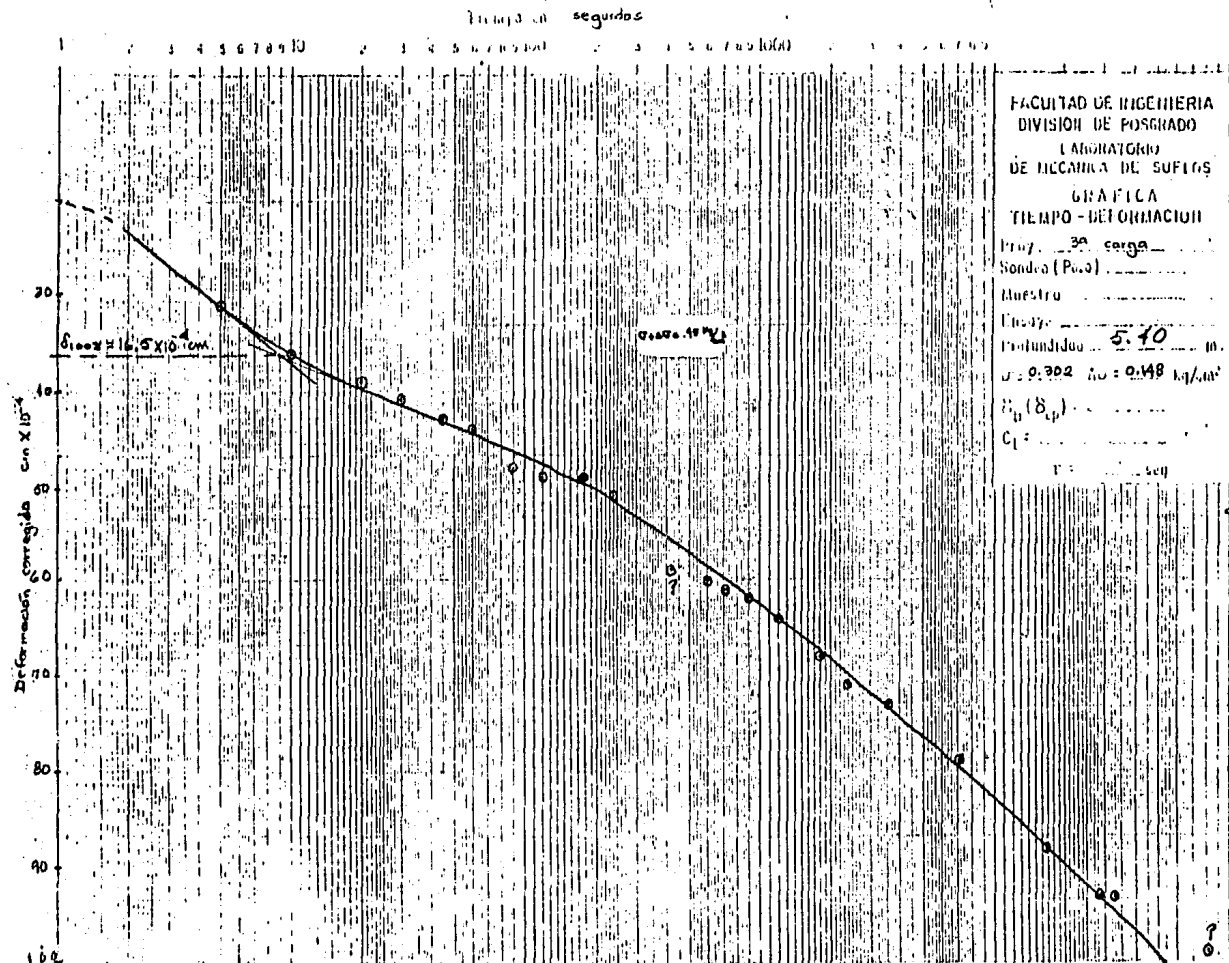


FIG. VII.7

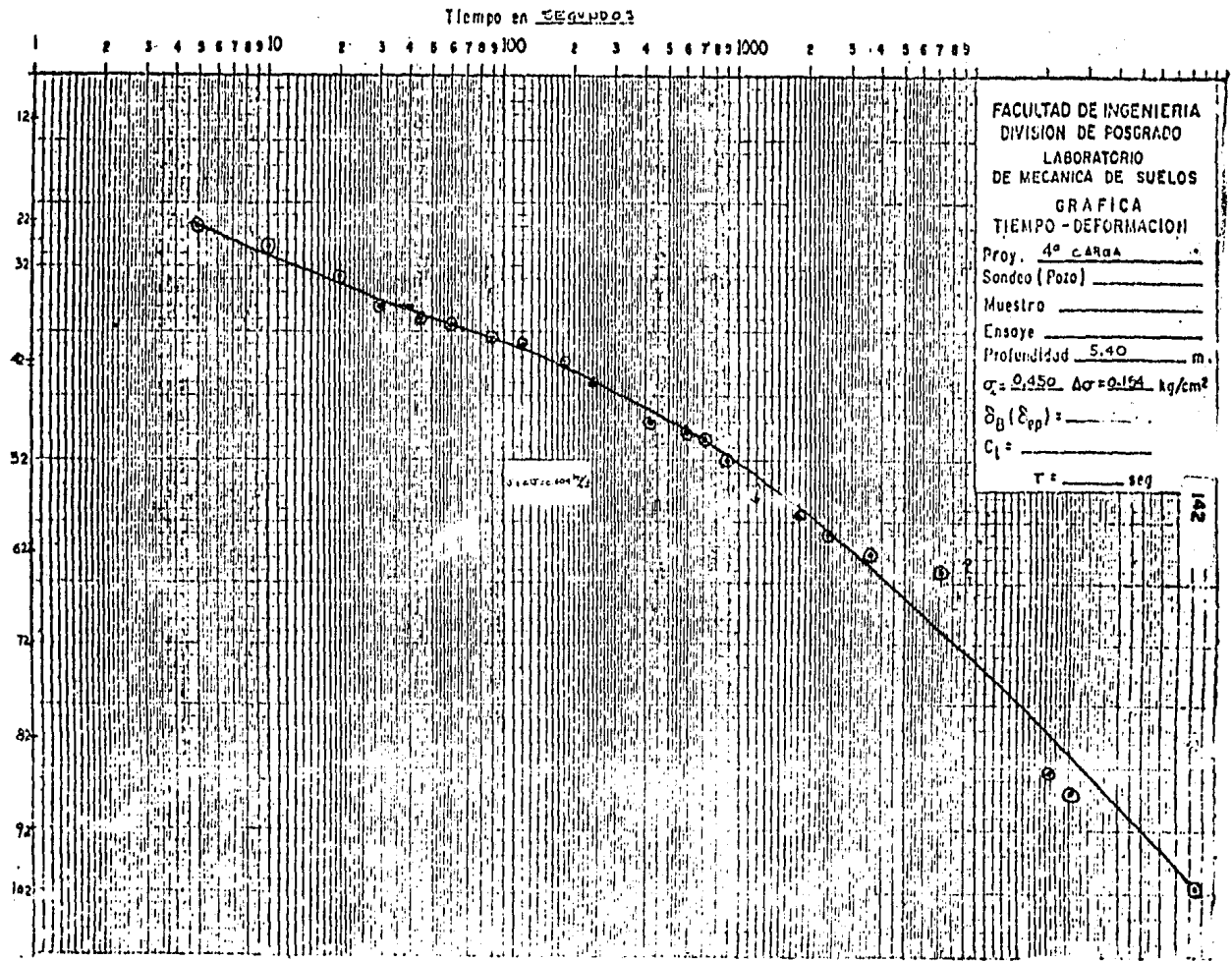


Fig VII 8

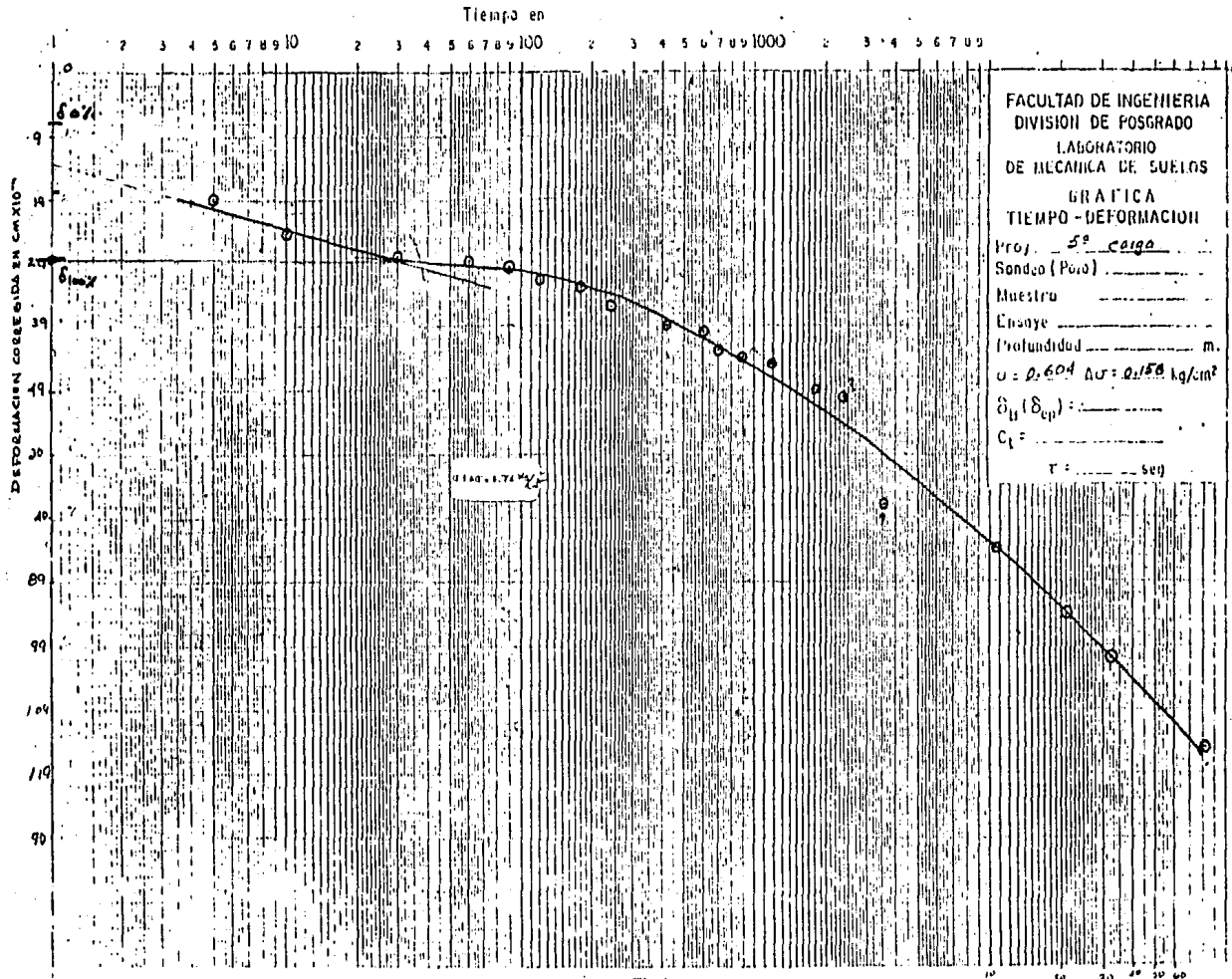


Fig. VII.9

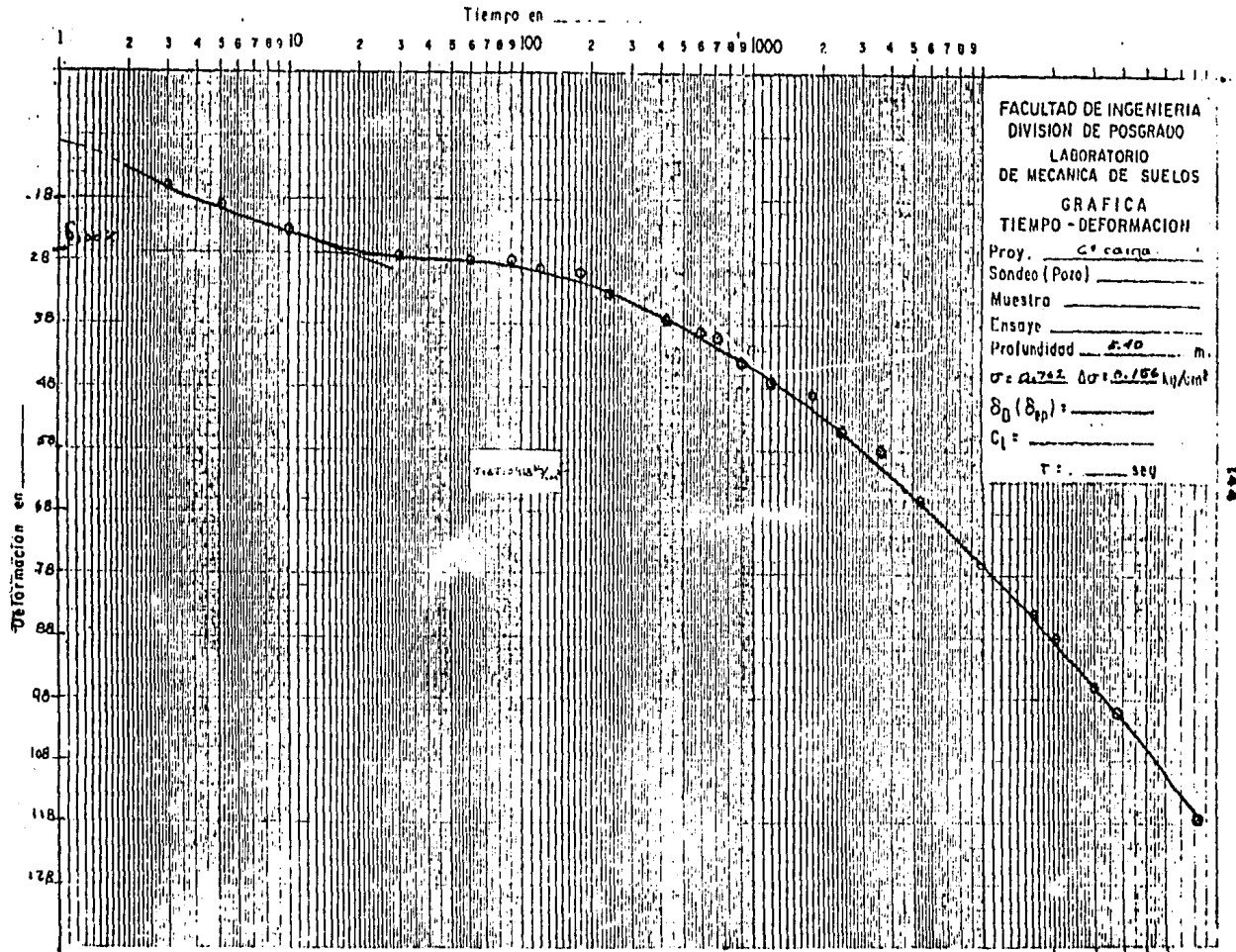


Fig. VII.10

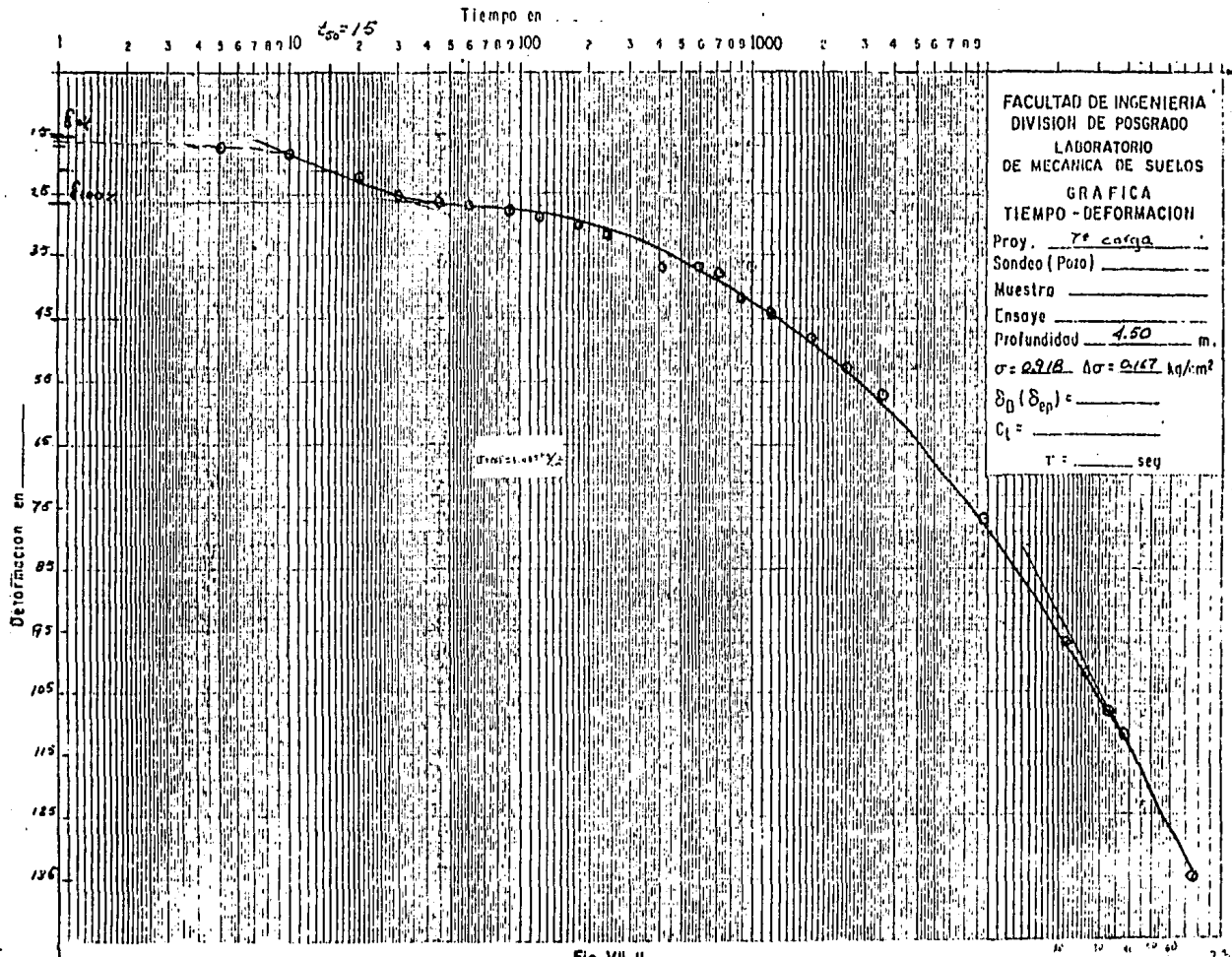
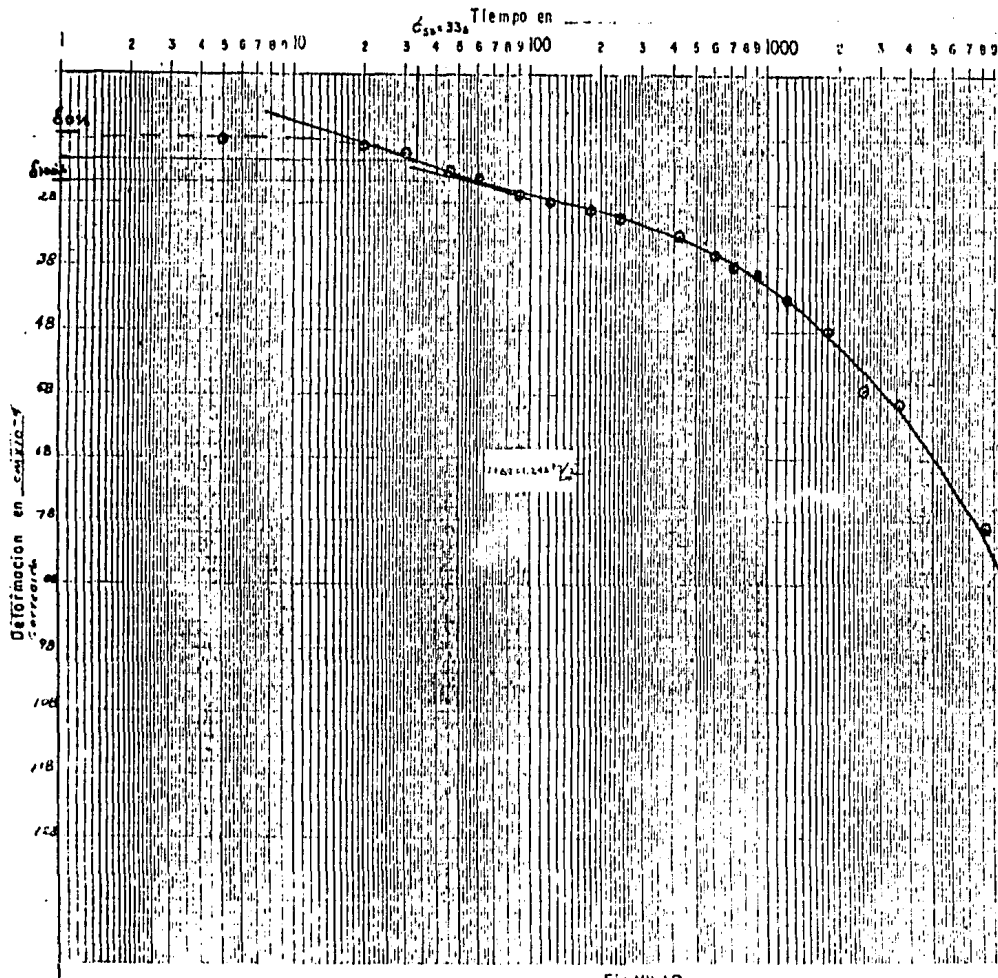


Fig. VII. II

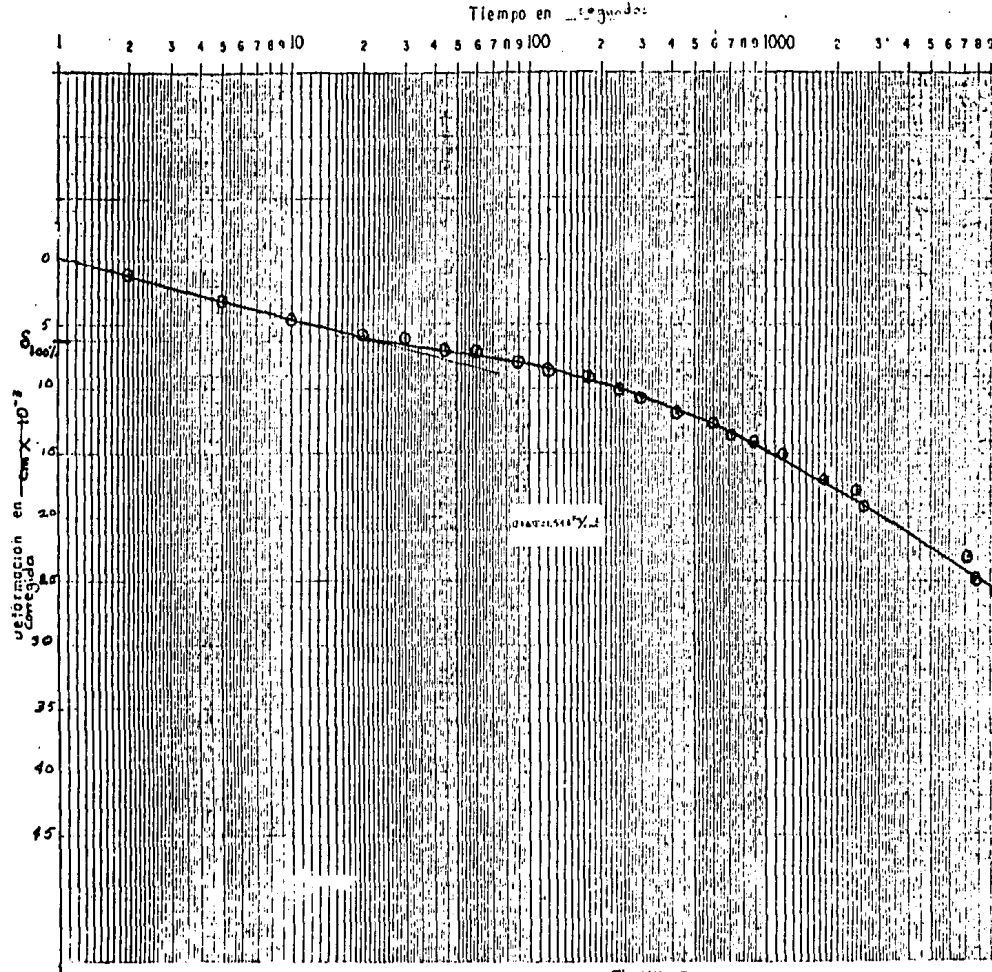


FACULTAD DE INGENIERIA
 DIVISION DE POSGRADO
 LABORATORIO
 DE MECANICA DE SUELOS

GRAFICA
 TIEMPO - DEFORMACION

Proy. 8^o carga
 Sondeo (Pozo) _____
 Muestra _____
 Ensaye _____
 Profundidad _____ m.
 $\sigma = 1.085$ $\Delta\sigma = 0.148$ kg/cm²
 δ_0 (δ_{ep}) = _____
 C_1 = _____
 $T =$ _____ seg

Fig VII 12



FACULTAD DE INGENIERIA
 DIVISION DE POSGRADO
 LABORATORIO
 DE MECANICA DE SUELOS

GRAFICA
 TIEMPO - DEFORMACION

Proy. 9^a carga
 Sondeo (Pozo) _____
 Muestra _____
 Ensayo _____
 Profundidad 1.50 m.
 $\sigma = 1.24 \delta \quad \Delta\sigma = 0.300 \text{ kg/cm}^2$
 $\delta_D (\delta_{ep}) =$ _____
 $C_1 =$ _____
 $T =$ _____ seg

Fig. VII. 13

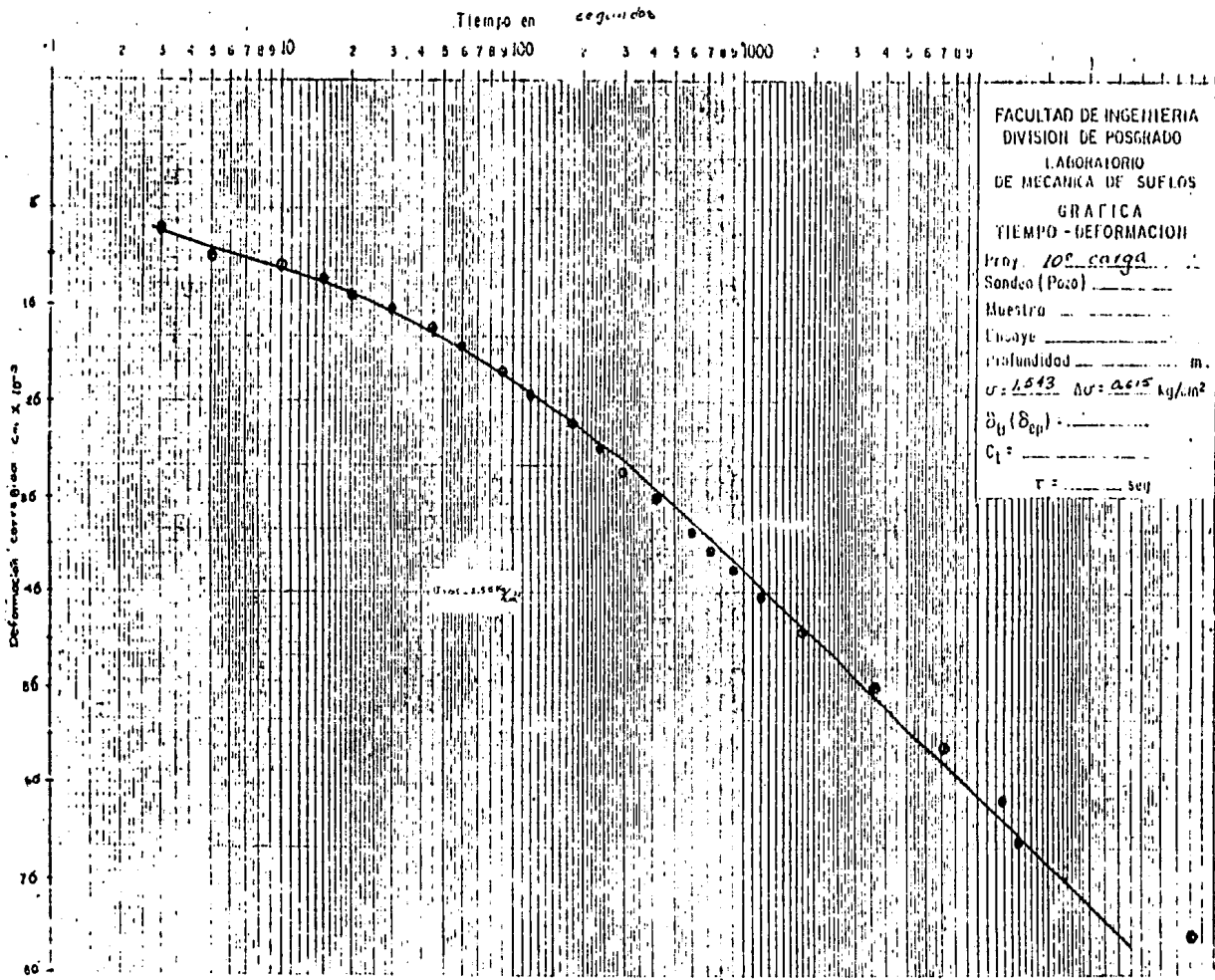


Fig. VII 14

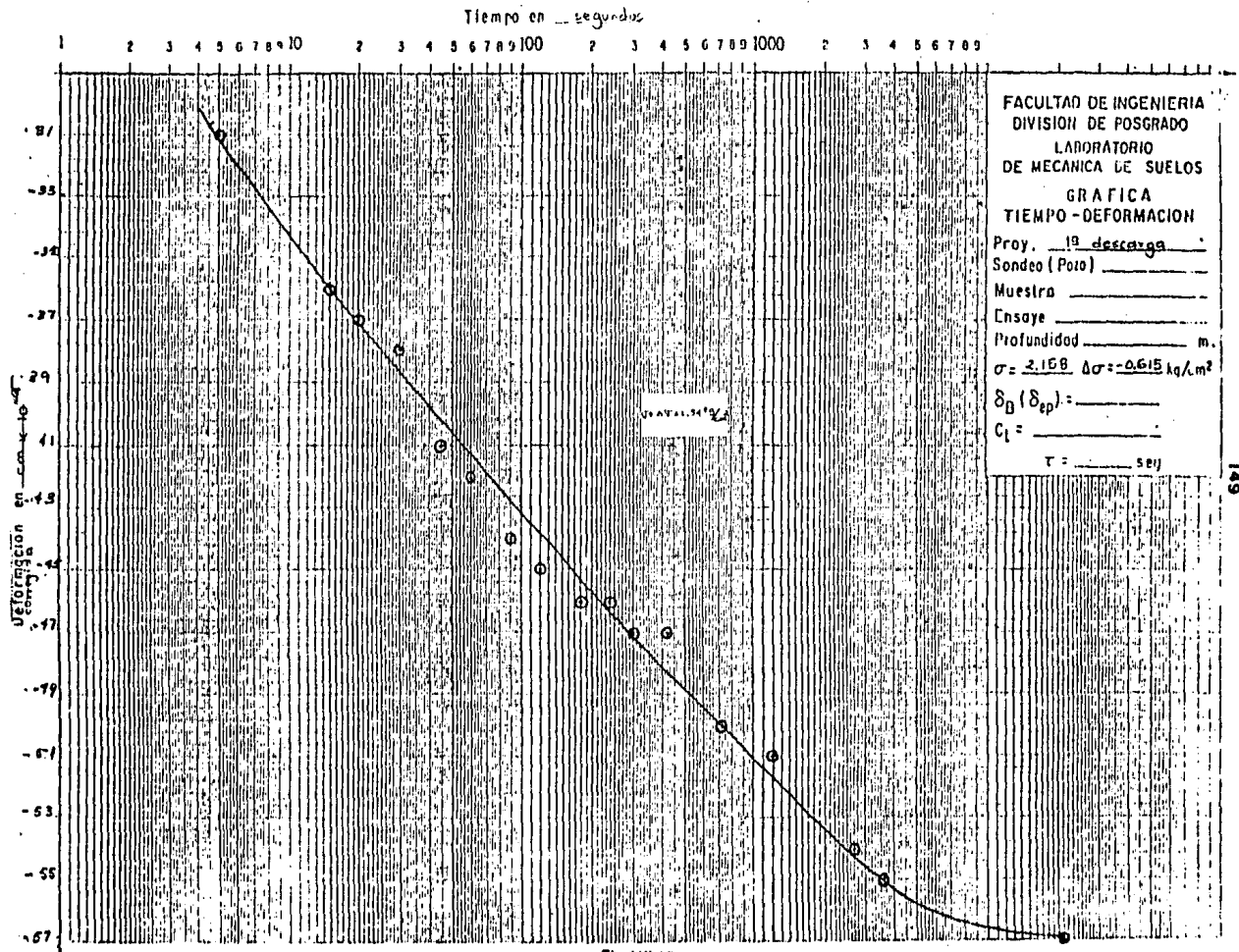


Fig. VII.15

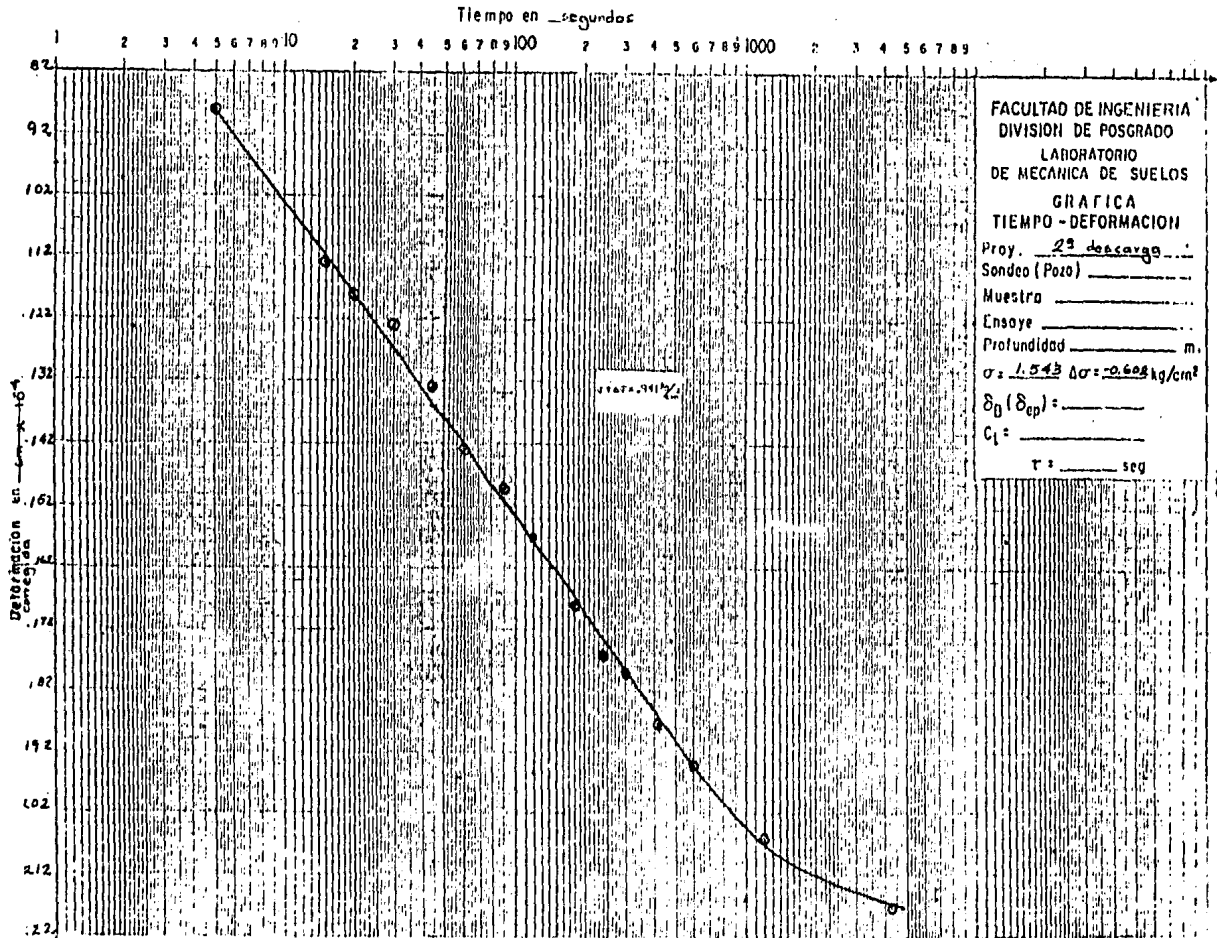


Fig. VII.16

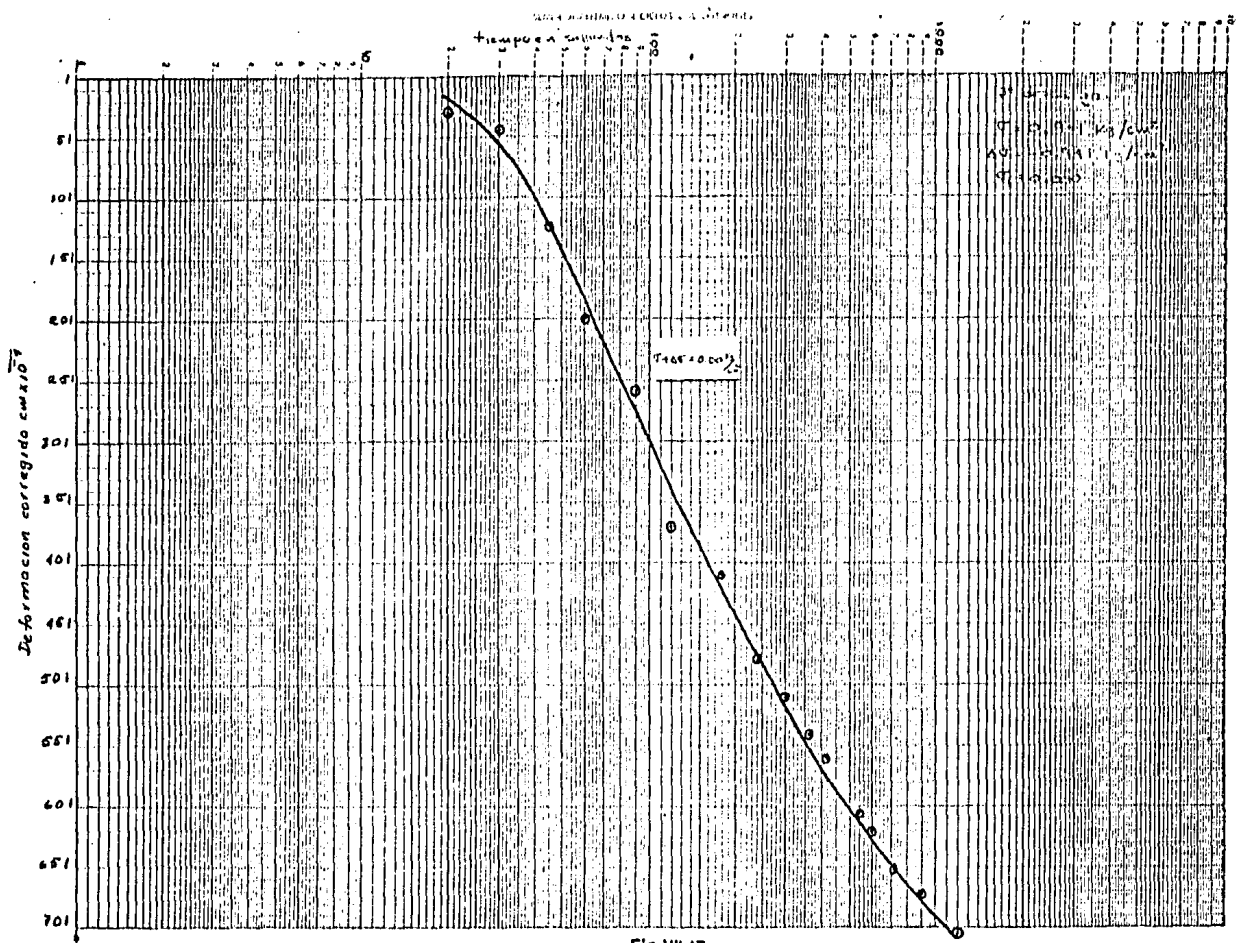


Fig.VII.17

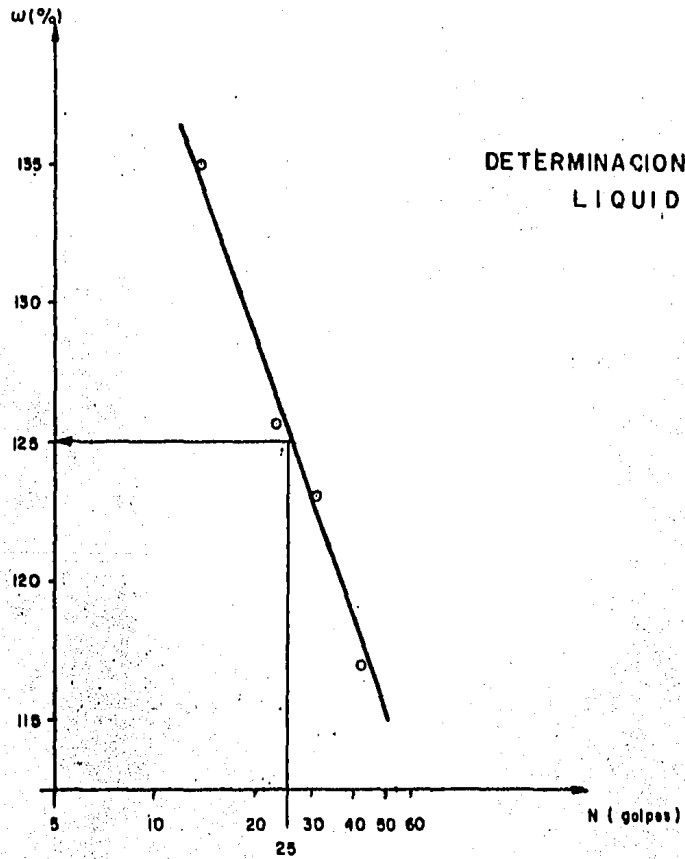
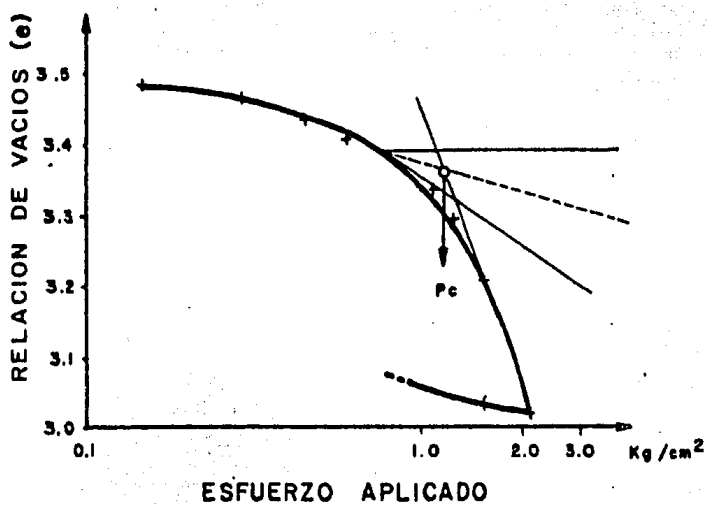


fig. VII.18



ESFUERZO CRITICO (P_c) = 1.1 Kg/cm²
 COEFICIENTE DE COMPRESIBILIDAD
 (D_v) = 0.904 cm²/Kg

Fig.VII. 19. (a)

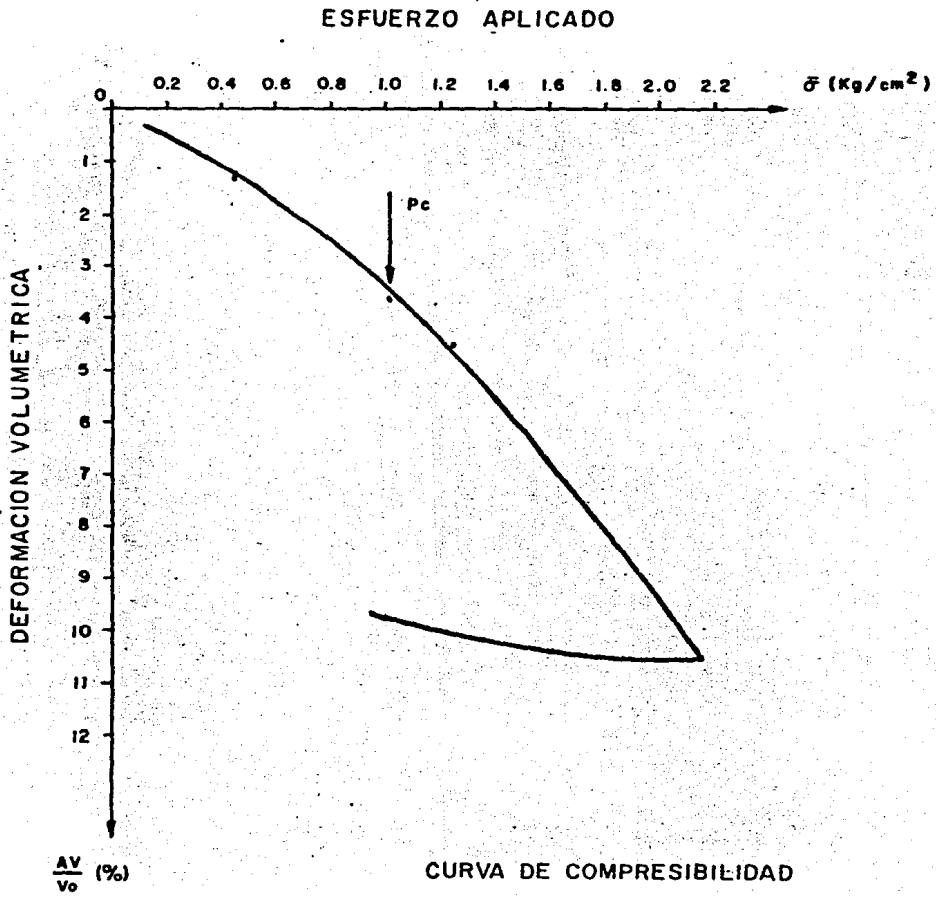


fig. VII. 19 (b).

151

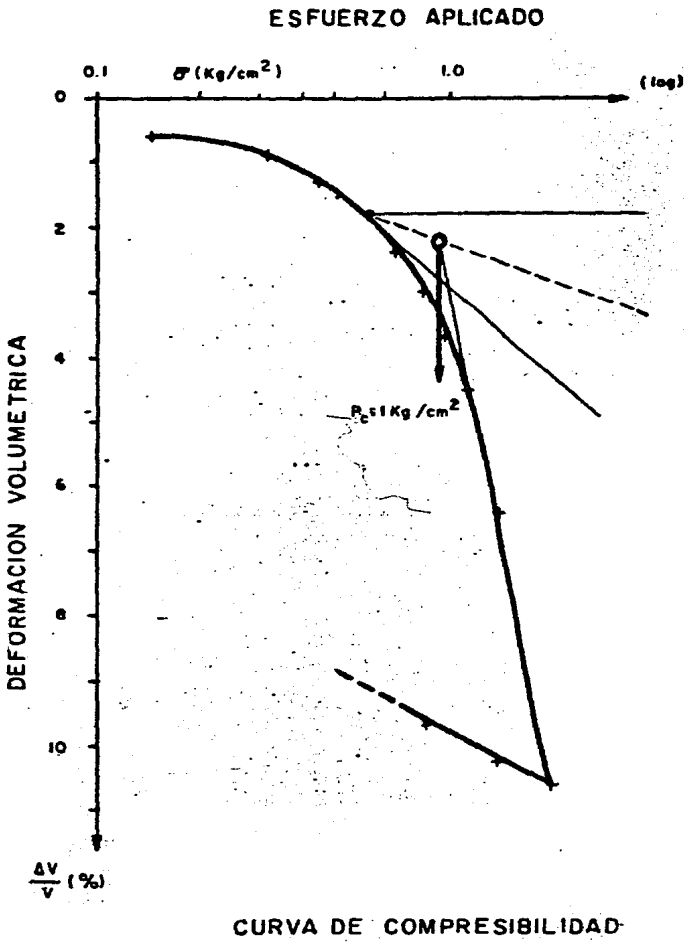
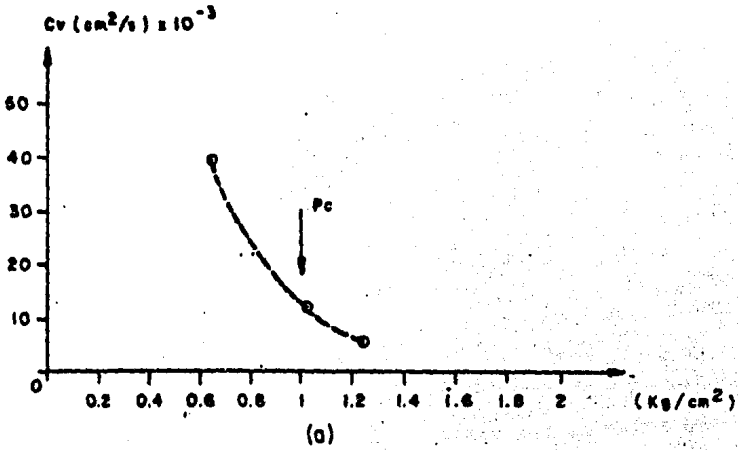
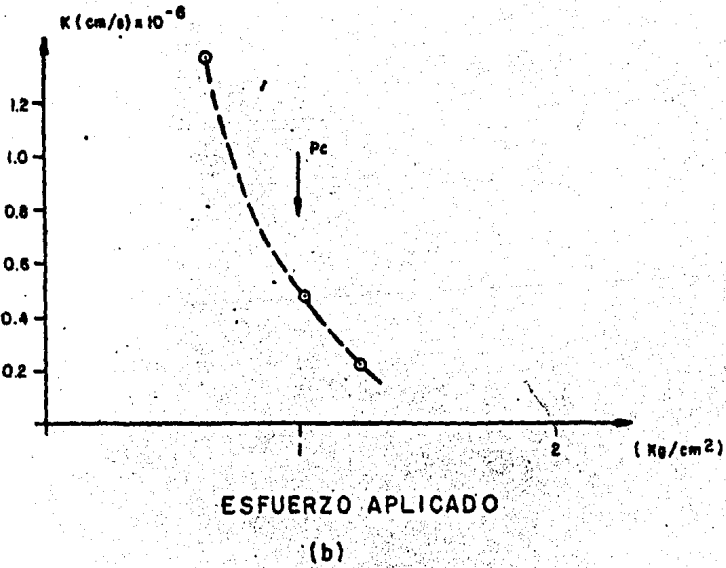


Fig. VII. 20

COEFICIENTE DE CONSOLIDACION



PERMEABILIDAD



ESFUERZO APLICADO

Fig. VII. 21

CAPITULO VIII
COMPACTACION

VIII.1. Introducción

La compactación es el proceso, generalmente mecánico, por medio del cual se aumenta el peso volumétrico del suelo aplicando cargas transitorias de corta duración, en este proceso se obliga a las partículas del suelo a tener un contacto más estrecho entre ellas mediante la expulsión de aire de los poros.

La compactación de las partículas contribuye a producir su deformabilidad, mejorar su estabilidad y disminuir permeabilidad, susceptibilidad de los suelos a la erosión del agua.

La función de las pruebas de compactación en laboratorio es poder realizar una especificación racional y control de los trabajos de campo por medio del estudio de las propiedades mecánicas de los suelos compactados, así como de sus relaciones con algunas propiedades índice fácilmente determinables. Dicha función sólo se puede cumplir en la medida en que las pruebas de laboratorio permitan reproducir o simular las condiciones de campo fundamentalmente al respecto de aplicación de la energía de compactación y la energía disipada. En este sentido se hace una descripción y discusión de las características de deformación-tiempo y permeabilidad de los suelos compactados así como un análisis de los factores que influyen en los resultados de las pruebas de compactación en laboratorio, también se presentan los resultados de un ensayo de compactación y la discusión de los resultados.

VIII.2 Aspectos generales de la compactación en laboratorio.

En cualquier método de compactación los factores que más afectan los resultados son el contenido de agua y la energía de compactación. Este último está determinada por la intensidad de la presión, el espesor de la capa compactada y el área de contacto.

El efecto de estos factores en los resultados de la compactación en laboratorio del ensayo utilizado puede representarse cualitativamente en un diagrama peso volumétrico seco-contenido de agua (Fig. VIII.1) en esta figura se observa que para cada energía de compactación existe un contenido de agua "óptimo" también se observa que mientras mayor es la energía de compactación, se reduce el contenido de agua óptimo.

VIII.3 Propiedades mecánicas de los suelos compactados.

Las propiedades mecánicas de un material fino compactado, son función de la relación de vacíos, del grado de saturación y de la estructura del suelo compactado.

VIII.3.1 Permeabilidad

a) La relación de vacíos y la permeabilidad de un suelo pueden relacionarse de la siguiente forma.

$$k = k_0 (e - e_0)^2$$

donde

k : coeficiente de permeabilidad

e : relación de vacíos

e_0 y k_0 : Constantes experimentales que dependen del tipo de suelo

b) El grado de saturación (GW): Aquí, este parámetro tiene un efecto típico en la permeabilidad, esto es, a cualquier contenido de agua la permeabilidad aumenta con el grado de saturación (Fig. VIII.2). Además en esta figura se puede observar que el lapso comparado entre la fabricación del espécimen y la realización de esta prueba tienen de gran peso del suelo a contenido de agua constante, también ocurre un efecto importante en la permeabilidad.

c) La estructura sin duda es el factor que más afecta la permeabilidad

de un suelo compactado en cualquiera de las dos ramas de la curva.

En la figura VIII.3, puede verse que tanto el contenido de agua como el método de compactación, han influido en la estructura desarrollada por el suelo; se puede advertir que a mayor contenido de agua disminuye la permeabilidad, debido a la mayor orientación de las partículas.

La figura VIII.4 proporciona información sobre el orden de magnitud de las diferencias de permeabilidad de un mismo suelo compactado en campo (con rodillo sobre la obra) y en laboratorio (por secado) a un mismo contenido de agua y peso volumétrico seco.

VIII.3.2 Compresibilidad y expansibilidad

Los cambios de volumen de un material fino son el resultado de dos componentes de deformación a nivel estructural:

a) La variación de la distancia entre partículas bajo grado de orientación constante.

b) Reducción de la distancia media bajo distancia mínima constante entre partículas, con aumento del grado de orientación.

Si se compactan dos muestras de un suelo fino con espesores y grados iguales y a un mismo peso volumétrico seco, pero con contenidos de agua menor en un caso y mayor en otro que el óptimo correspondiente al compactamiento por deformación volumétrica es como el indicado en la figura VIII.5, aquí se pueden apreciar los siguientes aspectos de interés práctico:

- Bajo presiones pequeñas (inferiores a la de la compactación) el coeficiente de compresibilidad del suelo compactado con contenido de agua inferior al óptimo, es menor que el del suelo compactado con contenido de agua mayor que el óptimo.

- Bajo presiones muy altas, ambos suelos tienden a la misma relación de vacíos; esto se debe a que bajo tales presiones la estructura de ambas muestras resulta similar.

- La expansión libre con hidratación es mucho mayor en la muestra compactada en la rama seca; esto se debe a que la distancia mínima entre partículas es inicialmente menor en dicha muestra y por lo tanto la expulsión de agua es mayor.

Considerando lo anterior, no es posible predecir el comportamiento de un suelo si este compactado en la rama seca o en la húmeda. En cada caso la decisión deberá basarse principalmente en las características del proyecto.

VIII.3.3. Resistencia al corte y relaciones esfuerzo-deformación.

La resistencia al desplazamiento tangencial relativo de las partículas de un suelo arcilloso depende del esfuerzo normal efectivo en el plano de desplazamiento y del valor medio de la distancia mínima entre partículas (a menor distancia mayor resistencia).

La distancia mínima entre partículas está determinada por la relación de vacíos y el grado de saturación de estos; el esfuerzo normal efectivo bajo cierto estado de cargas exteriores depende de la presión de poro, que a su vez es función de la relación de vacíos, el grado de saturación y la estructura. En consecuencia, estos tres últimos parámetros gobiernan las propiedades esfuerzo-deformación-resistencia de los materiales arcillosos compactados.

VIII.3.4. Resistencia a la erosión interna

La resistencia de un suelo a la erosión interna depende de la trabazón de sus partículas, la cual está determinada por las características geométricas de su estructura y de las fuerzas electromagnéticas que se desarrollan entre sus partículas. En un suelo arcilloso desarrollada existen partículas suficientemente finas para penetrar a través de los poros del suelo cuando los rasos aparecen en suspensión; por lo tanto, para

la misma permeabilidad; en suela sería tanto más susceptible a la erosión interna cuanto menores fueran las fuerzas de repulsión entre sus partículas.

VIII.4. Factores que influyen en las Pruebas de compactación de laboratorio

Los factores que afectan las pruebas de compactación han sido estudiados ampliamente por diversos investigadores. A continuación se mencionan los más importantes (Ref. 1).

VIII.4.1 Tamaño y forma del molde

En la referencia 1 se señala que con un molde de mayor volumen, la curva de compactación se desliza hacia abajo y sensiblemente hacia la izquierda de la de menor volumen. La influencia del diámetro del molde en el peso volumétrico seco máximo varía con el tipo y tamaño de las partículas del suelo. Se puede decir que si el efecto de compactación por unidad de volumen es constante, el tamaño del molde dentro de un rango de tamaños tiene poca influencia sobre las curvas de compactación, pero si el diámetro del martillo es la mitad del diámetro del molde y la relación de diámetro y profundidad del molde no varía mucho, el tamaño del molde no tiene influencia significativa en las pruebas de compactación.

VIII.4.2 Tipos de suelos

Principalmente se han estudiado cuatro tipos de suelos:

(a) Siso de concreto directamente

(b) Tablero de madera sobre siso de concreto

(c) Placa de acero de 63 lbs. de peso en tablero de madera

(d) Placa de acero de 213 lbs. de peso en tablero de madera

De este estudio se concluye que los suelos (c) y (d) son equivalentes a las las menores diferencias en el valor del peso volumétrico seco de compactación para el suelo tipo (b). Estas diferencias se atribuyen a las arcillas que en arenas y son mayores en la prueba (c) que en la (d) que en la prueba (b), debido a que en la primera la cantidad de compactación es mayor.

Es recomendable que los suelos sean lisos, uniformes y rígidos como los tipos (c) y (d). Actualmente se encuentra estandarizado el tipo (d) para la compactación (Ref. 2).

VIII.4.3 Métodos de preparación de muestras

Las muestras secan al aire y al horno. Las curvas de compactación se deslizan hacia abajo y a la derecha cuando los materiales son secados al aire con respecto a los materiales secados al horno. Las curvas se deslizan hacia arriba y a la izquierda cuando los materiales se secan en menor número de veces al horno.

(a) Recompactación: Si un suelo es recompactado, la curva de compactación se desliza hacia arriba y a la izquierda de la gráfica de compactación del mismo material compactado una sola vez. Para preparar las condiciones de campo en el laboratorio, los materiales no deben ser recompactados en el laboratorio.

(b) Efecto de la humedad inicial del suelo: El contenido de agua óptimo varía directamente con el contenido de agua inicial; en cambio, el peso volumétrico seco máximo varía inversamente con este parámetro.

(c) Efecto del tiempo de reposo: Para uniformizar el contenido de agua después de hidratar un material, debe dejarse reposar un cierto tiempo en reposo. Las arcillas plásticas requieren mayor tiempo de reposo que las arcillas limosas. Las diferentes condiciones de distribución de humedad influyen considerablemente en los resultados obtenidos de ensayos en suelos finos, ya que mientras más uniforme se encuentra el contenido de agua en un suelo se obtienen mayores pesos volumétricos en la prueba

8003.

VIII.4.4 Efecto de los estados de compactación

a) Prueba de compactación por impactos: Los factores que más influyen en esta prueba son el tipo y dimensiones del martillo, el peso la velocidad y la energía del mismo, porcentaje de arena aplicada en cada impacto, el diámetro del anillo, energía total aplicada al suelo.

b) Prueba de compactación por asado: Aquí la relación tiempo-energía puede influir en los resultados de las pruebas. Algunas investigaciones indican poca relación en la relación presión-energía para esta prueba; no existe todavía una forma normalizada de realizar este ensayo para especificar esa relación.

c) Prueba de compactación por cargas estáticas: Los factores que afectan esta prueba son el tipo de suelo, el asador de la probeta, la distribución del suelo en el molde y las cargas de compactación.

El tiempo de aplicación afecta considerablemente los resultados de esta prueba, pues una aplicación prolongada provoca que el agua se frene o estancie en consecuencia mayores pesos volumétricos.

VIII.4.5 Efecto de la temperatura del suelo:

Al aumentar la temperatura del suelo tiende a aumentar el peso volumétrico seco máximo y a disminuir el contenido de agua óptimo.

VIII.4.6 Efecto de los fines en la compactación de un material predominantemente grueso

a) Influencia de la arcilla en la mezcla de suelos: Al aumentar el porcentaje de fines, el peso volumétrico seco máximo puede aumentar o disminuir dependiendo del tipo de material por compactar, si el material no es muy grueso, generalmente al mezclarse arcillas hace aumentar su peso volumétrico seco máximo.

b) Efecto de la fracción fina de arena en materiales granulares: Al colocar arena fina en materiales granulares, aumenta el peso volumétrico seco.

c) Efecto de la fracción gruesa: El peso volumétrico seco máximo cambia notablemente si se cambia el porcentaje de la fracción gruesa, por lo tanto no es adecuado substituir el peso de la fracción gruesa por el mismo peso de fracción fina, ya que aumentará el peso volumétrico.

VIII.4.7 Efectos de la energía de compactación

a) En el peso volumétrico seco: Al aumentar la energía de compactación sus gráficos se desplazan hacia la izquierda o hacia arriba (aumenta el peso volumétrico seco máximo y disminuye el contenido de agua óptimo).

El incremento del peso volumétrico seco máximo puede lograrse al aumentar la energía únicamente cuando el contenido de agua es menor que el óptimo para la energía que se desea emplear, ya que esta se gasta más en deformaciones angulares conforme el contenido de agua es mayor que el óptimo.

b) En el grado de saturación: El aumento de energía produce una disminución de la relación de vacíos y por lo tanto un aumento en el grado de saturación siempre y cuando el contenido de agua sea constante y menor que el óptimo.

c) En la estructura: Toda energía que se aplica al suelo se gasta en reducir su volumen y producir deformaciones angulares, por lo tanto, el grado de orientación adicional de las partículas de suelos finos inducidos por el incremento en la energía de compactación es función del contenido de agua.

VIII.5 Conclusiones

a) Los métodos usuales para la compactación dependen del tipo de suelo, de las características de la obra en que se usará, así como del equipo disponible para ello.

b) Se han desarrollado diversos métodos de compactación en laboratorio, con el fin de estudiar los diversos variables que afectan esta prueba, buscando la verificación de la compactación en campo a la producción de especímenes del mismo peso volumétrico y mismo contenido de agua que los del tipo que permiten determinar las propiedades mecánicas de los suelos compactados.

c) Los pruebas de compactación de laboratorio solo se justifican en términos de su representatividad en las condiciones que se encuentran en campo. Los principios que de la prueba de compactación hecha en laboratorio son obtener curvas características por el grado de compactación de tierra, esta información se refiere a resistencia, deformabilidad, permeabilidad y susceptibilidad al segregamiento. En este caso, la representatividad de la prueba es esencial al punto de que se produzca en laboratorio un suelo con las mismas propiedades mecánicas que después se obtiene al compactar los materiales en campo.

Para control de calidad, la prueba funciona como un índice representativo del peso volumétrico de laboratorio con el de campo.

d) Al realizar una prueba de laboratorio deben considerarse todos los factores que afectan el proceso de compactación pero quizá lo más importante es la simulación de las condiciones de compactación de campo en el laboratorio.

VIII.6 Ensayo de compactación

VIII.6.1 Objetivos

- Aplicar el procedimiento de compactación de la prueba Proctor estándar de la prueba Harvard miniatura en un material dado.
- Determinar el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima del material proporcionado por medio de la prueba Proctor estándar y la Harvard miniatura.
- Analizar y discutir los resultados obtenidos.

VIII.6.2 Equipo

- Equipo de compactación para la prueba Proctor estándar ASTM D-998: volumen del molde 941 cm³ y peso neto de 2.499 Kg.
- Equipo de compactación para la prueba Harvard miniatura con molde de volumen usual 61.937 cm³; compactador de resorte calibrado para aplicar una fuerza de 10 Kg.
- Balanza con precisión de 20 Kg y sensibilidad de 1g.
- Balanza con precisión de 200 g y sensibilidad de 0.01 g.
- Horno convencional de secado.
- Materiales: Resorte, escala metálica, valla #4, círculos metálicos, boquillas de nivel, compactador, cucharón y nivel.

VIII.6.3 Descripción del material

Color café obscuro a café claro, grueso, homogéneo, dilatancia rápida, tenacidad alta, se aplica un resistencia en estado seco, nota: con anterior se cree que el material sea un limo arenoso de baja elasticidad. Se observó también materia orgánica.

VIII.6.4 Procedimiento de prueba

VIII.6.4.1 Tratamiento previo

Tomando en consideración que la humedad óptima de la prueba Proctor estándar difiere en unas pocas 2% del límite plástico, se determinó este con el objeto de tener una aproximación de los contenidos de agua que debían tener cada uno de los materiales de la prueba. Los resultados de esta etapa se muestran en la tabla VIII.1.

Se determinó el contenido inicial de agua del material con el fin de

incorporarla o disminuirla humedad según fuera el caso, los resultados de esta etapa se presentan en la tabla VIII.3.

Con los resultados obtenidos, se procedió a secar aquellos materiales que lo requirieron, a incorporar agua a los otros; el peso del agua agregada se calculó con la siguiente expresión:

$$W_w = W_m - (W_s - \frac{W_a W_r}{100})$$

en la que

$$W_s = \frac{W_m \cdot U_m}{1 + \frac{W_o}{100}}$$

donde

- W_m : peso del agua por agregar
- W_m : peso del material al que se incorporara agua
- W_s : peso de los sólidos de la muestra
- W_r : contenido de agua requerido (%)
- W_o : contenido de agua inicial

Considerando que el contenido de agua óptimo era de 48% se depositaron en bolitas de plástico materiales con humedades aproximadas de 42, 45, 49, 51, 54, y 57%. Los resultados del cálculo del peso húmedo de los materiales así preparados se muestran en la tabla VIII.3; esto se realizó de acuerdo con el contenido de agua 24% con el fin de homogeneizar su humedad.

VIII.4.4.2 Prueba Proctor estándar

El procedimiento de prueba para la Proctor estándar se siguió de la referencia 7.

VIII.4.4.3 Prueba Harvard Miniatura

Para esta prueba se siguió el procedimiento descrito en la referencia 7. Se compactó el material en 10 capas, aplicando 20 pisconadas por capa a 10 N de fuerza en cada pisconada.

VIII.4.5 Resultados obtenidos

Contenido de agua inicial W_o=59%
Límite elástico L_e=50%

a) Prueba Proctor estándar

* Ensayo *	* Contenido de agua estimado (%) *	* Contenido de agua real (%) *
* 1 *	* 42 *	* 42 *
* 2 *	* 45 *	* 44 *
* 3 *	* 48 *	* 45 *
* 4 *	* 51 *	* 54 *
* 5 *	* 54 *	* 50 *

Peso específico seco máximo en la prueba
Proctor estándar $\gamma_d \text{ máx} = 1.075 \text{ T/M}^3$

Contenido de agua óptimo para la prueba
Proctor estándar $W_{opt} = 45 \%$

b) Prueba Harvard Miniatura

γ	γ_d	W	γ	γ_d	W
*	1	*	42	*	42
*	2	*	47	*	44
*	3	*	48	*	47
*	4	*	51	*	50
*	5	*	54	*	52

Peso específico seco máximo para la prueba
Harvard Miniatura: Como se puede observar
de la figura VIII.5 no se determinó con
precisión el peso específico seco máximo,
sin embargo se aprecia un intervalo en
donde probablemente se encuentre, este es:

$$1.077 \leq \gamma_{d \text{ máx}} \leq 1.081 \text{ T/M}^3$$

Contenido de agua óptimo para esta prueba

$$W_{opt} = 49 \%$$

Las dimensiones y peso del equipo utilizado se muestran en el dibujo
VIII.6.

VIII.6.6 Comentarios

Como puede observarse de las figuras VIII.2-10, la curva de compactación de la prueba Harvard resultó ligeramente a la derecha de las obtenidas con la prueba Proctor estándar, siendo el contenido de agua óptimo menor para este con respecto a la Harvard, sin embargo el $\gamma_d \text{ máx}$ en la prueba de ensayo resulta mayor que el obtenido por la prueba Proctor, lo que implica una mayor aplicación de energía en la prueba Harvard.

El hecho de resultar la curva de compactación obtenida con el ensayo ensayado a la derecha, implica haber utilizado contenidos de agua mayores en cada una de las pruebas, esto se explica porque se tomaron las muestras de los mismos materiales ensayados en la Proctor, los cuales habían perdido agua por almacenamiento.

Se puede observar de los resultados de la Harvard a su curva de compactación, que se obtuvieron de materiales con menor contenido de agua en la rama húmeda con respecto a la Proctor, esto se debió al hecho de que con contenidos de agua menores a 56% el material no se podía moldear en el molde.

En vista de que el contenido de agua inicial era de 59% el $\gamma_d \text{ máx}$ teórico de 50% fue necesario secar el material al aire para obtener los puntos de la rama seca en la curva de compactación; cuando se empezó a hidratar el material, la incorporación de agua se realizó con el estándar. El control de contenido de agua se realizó utilizando una

balanza de 20 Mg y sensibilidad de 1 μ , este residuo se colocó el material en una bolsa de plástico y se dejó reposar durante 24 h.

El peso de cada cosa que se colocó en el molde Proctor se obtuvo por aproximaciones de la siguiente forma: Se tomó una cierta cantidad sujeta a un 3% de error calculado, dado el volumen y el contenido de agua, el peso total en el molde, finalmente se dividía en tres partes para obtener el peso determinado por agua, en seguida se colocó una muestra para poder observar si su espesor era aproximadamente igual a un tercio de la altura del molde, en caso de ser menor se añadió más material, al contrario se redujo la cantidad de agua por agua. En el caso de la prueba Harvard mientras el procedimiento fue similar.

El molde de compactación para las diez pruebas se colocó sobre una base rígida de concreto, esto con el fin de evitar pérdidas de energía por deformación (Ref. 2).

En el ensayo Proctor se procuró salivar los impactos con cierta frecuencia, evitando el rebote y limpiando la base del martillo después de conectar cada cosa, lo propio se realizó para la prueba Harvard.

Los contenidos reales de agua respecto a los estándares difieren en promedio 2% al la prueba de impactos, en la prueba de ensayo: esta diferencia es aproximadamente de 1%, esto se puede explicar considerando los aspectos siguientes: La forma de determinar esta humedad fue por medio de terrilla eléctrica, se considera que la humedad que tenía el recipiente en que se pesó el material es la misma que tenía el suelo, hecho que no siempre es cierto, esto afecta en menor medida aproximando las paredes interiores del recipiente se presentan pérdidas por evaporación entre el cemento que se puso el material y el momento en que se determina el contenido de agua del material compactado; La cantidad de material y la sensibilidad de la balanza pueden inducir errores en la determinación del contenido de agua; Otro factor que induce errores es la pérdida de agua por defecto de sellado entre el molde y su base, por lo que se deba asegurar un sellado hermético colocando una capa de grasa en la base y sujetando firmemente las tuercas de mariposa del molde.

VIII.7 Referencias bibliográficas

1. HIGHWAY RESEARCH BOARD, Factors influencing compaction test results. Bull. 319, 1962.
2. S.R.H. Manual de mecánica de suelos. 5a Edición. México. 1970.
3. RESENDIZ N. D. MARGAL J. R. Fundamentos de diseño y construcción de obras de tierra y enrocamientos. Edit. Limusa. México. 1975.
4. RICO R. A. DEL CASTILLO H. La ingeniería de suelos en las vías terrestres. Vol. I. Edit. Limusa. México, 1982.
5. JUAREZ B. E. RICO R. W. Mecánica de suelos. Vol. I. Edit. Limusa. México, 1970.
6. INSTITUTO DE INGENIERIA. Compactación de suelos arcillosos. Propiedades mecánicas de los suelos arcillosos compactados. UNAM. México, 1958.
7. DEFFI. Manual de laboratorio de mecánica de suelos. UNAM. México, 1976.
8. LAMBE T. W. Soil testing for engineers. John Wiley and sons. New York, 1951.

Tablas

Tabla VIII.1
Determinación del límite plástico.

Embase	Cápsula	W _{cap}	W _{cap+h}	W _{cap+s}	W _w	W _{ss}	W
No	No	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(%)
1	12	2.9093	10.7238	10.4974	0.2962	0.5083	50.35
2	125	10.4364	12.8350	11.8924	0.7364	1.4630	50.33

límite plástico= 50%

Tabla VIII.2
Determinación del contenido de agua inicial

1	116	10.4840	21.6285	17.5893	4.0392	7.1054	57.62
2	142	10.6116	20.7400	17.1416	3.5984	6.5980	50.12

Contenido de agua inicial=50%

donde

- W_{cap} : peso de la cápsula
- W_{cap+h} : peso de cápsula mas suelo húmedo
- W_{cap+s} : peso de cápsula mas suelo seco
- W_w : peso del agua
- W_{ss} : peso del suelo seco
- W : contenido de agua

Tabla VIII.3
Determinación del peso húmedo del material para distintos contenidos de agua

Material	Wt	U	W _h	W _s
No	(Kg)	(%)	(Kg)	(Kg)
1	4.030	42	6.714	2.684
2	4.575	45	7.310	2.735
3	3.990	42	6.782	2.792
4	4.225	51	7.072	2.847
5	2.947	54	5.202	2.255
6	2.940	57	5.917	2.977

Tabla VIII.4

Determinación de los contenidos de agua para cinco ensayos de la prueba Proctor estándar

Ensayo No 1

Cápsula	Mois *	Mois-10 *	Mois-20 *	Wu *	Ws *	W *
* No *	(%) *	(%) *	(%) *	(%) *	(%) *	(%) *
* 32 *	* 10.70 *	* 50.10 *	* 45.16 *	* 14.50 *	* 34.37 *	* 42.13 *
* 34 *	* 9.40 *	* 51.13 *	* 47.08 *	* 16.18 *	* 33.22 *	* 41.17 *
* 39 *	* 9.50 *	* 51.74 *	* 46.22 *	* 15.52 *	* 34.72 *	* 42.04 *

Ensayo No 2

* 0 *	* 22.05 *	* 79.20 *	* 61.64 *	* 17.84 *	* 30.61 *	* 41.27 *
* 208 *	* 24.54 *	* 101.27 *	* 77.71 *	* 23.56 *	* 51.17 *	* 44.32 *
* 219 *	* 25.07 *	* 93.25 *	* 74.63 *	* 21.42 *	* 49.93 *	* 47.31 *

Ensayo No 3

* 125 *	* 25.22 *	* 90.17 *	* 76.00 *	* 22.90 *	* 51.04 *	* 41.92 *
* 170 *	* 24.16 *	* 99.33 *	* 75.17 *	* 23.16 *	* 51.01 *	* 45.41 *
* 219 *	* 25.07 *	* 93.74 *	* 74.65 *	* 22.09 *	* 49.59 *	* 44.56 *

Ensayo No 4

* 1 *	* 9.13 *	* 64.59 *	* 45.12 *	* 19.47 *	* 35.70 *	* 54.10 *
* 77 *	* 9.25 *	* 71.33 *	* 44.69 *	* 21.64 *	* 40.44 *	* 53.51 *
* 91 *	* 9.20 *	* 75.30 *	* 52.13 *	* 23.17 *	* 42.97 *	* 53.27 *

Ensayo No 5

* 114 *	* 10.40 *	* 34.42 *	* 19.30 *	* 5.12 *	* 9.82 *	* 50.65 *
* 142 *	* 10.41 *	* 34.92 *	* 19.65 *	* 5.27 *	* 9.04 *	* 59.27 *
* 143 *	* 9.67 *	* 22.65 *	* 19.10 *	* 4.76 *	* 2.33 *	* 57.82 *

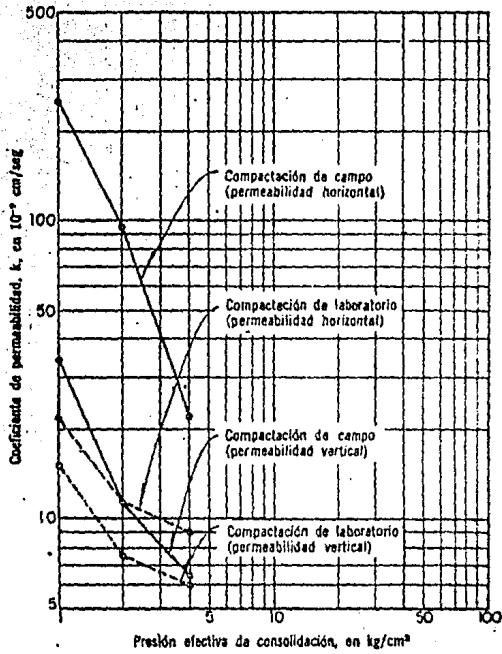
Tabla VIII.5

Determinación de la densidad de sólidos

* Uplida *	* Temperatura [°C] *	Wu *
(g) *	de la * med. * inf. *	(g) *
* 700.61 *	* 19.3 * 19.2 * 19.4 *	* 679.93 *

* W tara *	* Wliq *	Wss *
(g) *	(g) *	(g) *
* 756.59 *	* 791.00 *	* 34.49 *

Densidad de sólidos=2.52



Diferencias de permeabilidad vertical y horizontal en muestras compactadas en el campo y en laboratorio. (Casagrande, Hirschfeld y Poulos, 1963)

Fig. VIII Ret. 3

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

FACULTAD DE INGENIERIA
 DIVISION DEL DOCTORADO
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
COMPACTACION

Tipo de prueba: Proctor estandar

Molde N° : 1 vol. : 942.2 cm³ peso : 4210 gr %W FECHA : _____

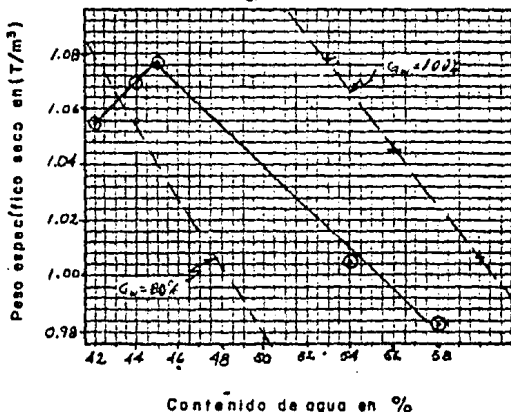
peso mortillo : 2515 gr Altura cañon : 29.8 cm OPERADOR : _____

N° de capas : 3 N° de golpes por capa : 25 CALCULO : _____

Determinación N°	1	2	3	4	5
Peso molde + suelo húmedo (gr)	5621.8	5622.0	5619.1	5668.0	5672.1
Peso molde (gr)	4210	4210	4210	4210	4210
Peso suelo húmedo (gr)	1411.5	1452.0	1469.0	1458.0	1462.0
Peso específico húmedo (T/m ³)	1.4981	1.5411	1.5597	1.5474	1.5516
Cápsula N°					
Peso cápsula + suelo húmedo (gr)					
Peso cápsula + suelo seco (gr)	ver tabla VIII.9				
Peso del agua (gr)					
Peso cápsula (gr)					
Peso suelo seco (gr)					
Contenido de agua (%)	42	44	45	54	58
Peso específico seco (T/m ³)	1.055	1.0702	1.0756	1.0048	0.9822
Relación de vacíos : e	1.388	1.355	1.343	1.508	1.566

Peso específico seco = $\frac{\text{Peso específico húmedo}}{1 + \text{Contenido de agua}}$

Figura 3



Datos sobre saturación

$$G_w = 100\% \quad \frac{W}{56} = \frac{1.678}{1.045} \Rightarrow \frac{W}{60} = \frac{1.006}{1.006}$$

$$G_w = 80\% \quad \frac{18}{44} = \frac{1.003}{1.056} \Rightarrow \frac{18}{50} = \frac{0.978}{0.978}$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s \cdot \gamma_o}{1 + e} \Rightarrow e = \frac{\gamma_s \cdot \gamma_o}{\gamma_d} - 1$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s \cdot \gamma_o}{1 + \frac{\gamma_s \cdot \gamma_o}{\gamma_d} - 1}$$

OBSERVACIONES : s_s = 2.52 γ_{d, max} = 1.075 T/m³ ; W_{opt} = 45%

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

FACULTAD DE INGENIERIA
 DIVISION DEL DOCTORADO
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
COMPACTACION

Tipo de prueba: Harvard miniatura

Molde N° : _____ vol.: 51.967 cm³ peso: 961.0 gr base FECHA : _____

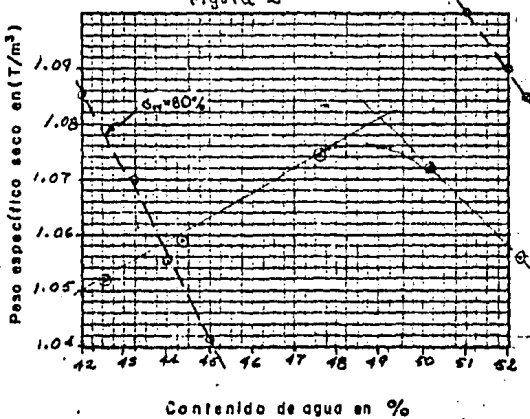
ruerasmartillo : 10,000 gr Altura caída : _____ cm OPERADOR : _____

N° de capas : 10 N° de golpes por capa : 20 CALCULO : _____

Determinación N°	1	2	3	4	5
Peso molde + suelo húmedo (gr)	1053.8	1060.6	1055.7	1060.8	1059.3
Peso molde (gr)					
Peso suelo húmedo (gr)	92.86	99.62	94.72	99.77	98.28
Peso específico húmedo (T/m ³)	1.498	1.608	1.529	1.610	1.586
Capítulo N°	91	218	0	208	91
Peso cápsula + suelo húmedo (gr)	102.60	114.47	118.40	125.18	108.21
Peso cápsula + suelo seco (gr)	74.74	83.80	88.80	91.55	76.22
Peso del agua (gr)	27.86	30.67	29.60	33.63	31.99
Peso cápsula (gr)	9.10	25.10	22.05	24.53	9.11
Peso suelo seco (gr)	65.64	58.70	66.75	67.00	67.11
Contenido de agua (%)	42.44	52.25	44.34	50.19	47.67
Peso específico seco (T/m ³)	1.052	1.056	1.059	1.072	1.074
Relación de vacíos : e					

Peso específico seco = $\frac{\text{Peso específico húmedo}}{1 + \text{Contenido de agua}}$

figura 2



Datos sobre saturación

	W	γ_d
	51%	1.103
G _w = 100%	52%	1.091
	52.5%	1.085
	42%	1.085
G _w = 80%	43%	1.070
	45%	1.042

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

OBSERVACIONES : S_s = 2.52

CAPITULO IX

DETERMINACION DE PESOS VOLUMETRICOS
EN CAMPO

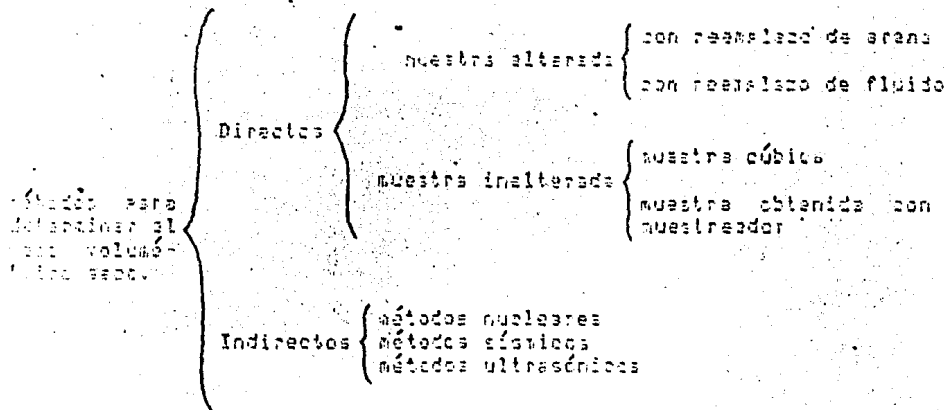
IV.1 Introducción

En la actualidad, una de las pruebas más importantes para el control de compactación de una estructura de tierra, es la que se realiza con base en la determinación del peso volumétrico seco del suelo, colocado en arena, también es necesario para determinar la compactación relativa de estructuras de tierra. En un momento en la obtención de los volúmenes totales de la masa del suelo cúbicos y seco arena.

El peso volumétrico seco se define como el peso de las partículas sólidas a parte de un unidad de volumen. En este capítulo se hace una descripción y descripción de los métodos aplicados para la determinación del peso volumétrico húmedo y seco de la suelo en arena, también se exponen los resultados de la prueba de determinación de peso volumétrico y seco volumétrico.

IV.2 Procedimientos para la determinación de pesos volumétricos en arena

En continuación se muestra un esquema de los procedimientos:



IV.2.1 Método con sustitución de arena

Para aplicar este procedimiento se utiliza un aparato llamado "cono de arena" el método consiste básicamente en determinar el volumen de una cola vertida en arena, sustituyendo del peso volumétrico de la arena utilizada para llenarla (previamente determinado en laboratorio) y cuando el peso aparente de arena para llenar dicha cola. La compactación de la arena debe hacerse en las mismas condiciones en las cuales se determinó el peso volumétrico de la arena; al dividir el peso aparente para llenar la cola entre el peso volumétrico de la arena, se obtiene el volumen, y con el peso del material a través se determina el peso volumétrico del suelo en el lugar, determinando el contenido de agua del material es posible conocer su peso volumétrico seco. Este método se encuentra descrito con detalle en la referencia 1.

IV.2.2 Método con reemplazo de un fluido

Este procedimiento tiene el mismo principio que el anterior, pero en este caso el volumen de la cola se reemplaza con un fluido (p. ej. agua, aceite o mercurio) del cual se conoce el peso volumétrico. Es necesario colocar una red de hule plástico o cualquier otro material impermeable e resistente, que se ajuste bien al contorno de la cola. Es recomendable utilizar un dispositivo especial llamado Volumétrico que contiene una bomba manual la cual hace penetrar el fluido en el alito

material inaccessibles, permitiendo de esta forma conocer el volumen requerido para llenar la celda por medio de una escala graduada. Una vez determinado el volumen, se procede igual que en el método anterior para determinar el peso volumétrico seco del suelo.

IV.2.3 Método de la muestra cúbica

La determinación del peso volumétrico seco con este método es relativamente sencilla cada vez que es necesario obtener la muestra cúbica se determinan con cuidado sus dimensiones para obtener su volumen una vez obtenido se procede en la forma indicada para los métodos anteriores.

IV.2.4 Muestreador de pared delgada.

Se puede utilizar muestreadores de pared fina, con camisa interior muy delgada, en su interior cada que se conoce su diámetro y por lo tanto su volumen para una altura dada, es posible calcular, conociendo el peso de la muestra, el peso volumétrico seco del material en estudio.

IV.2.5 Método sónico

Para aplicar el procedimiento se hace uso de un aparato equipado con una fuente emisora radiactiva, generalmente de rayos gamma (radio cobalto 60 Co grado 17) que al penetrar en el suelo u chocar contra las partículas atómicas de los átomos del material por emisión, rebota con una energía menor que la de llegada; estos rayos chocados en un detector, así un suelo con mayor peso volumétrico, recibe más choques de rayos que un suelo menos denso, lo que permite correlacionar las lecturas del detector y las del peso volumétrico del suelo.

IV.2.6 Métodos sísmicos y ultrasonicos

Estos procedimientos se encuentran todavía en etapa de investigación y básicamente consisten en transmitir al terreno señales producidas por una fuente; después de haber realizado un cierto recorrido por el suelo, son captadas por un receptor. Estos procedimientos están en etapa de perfeccionamiento pues proporcionan resultados con una dispersión inaceptable para una aplicación práctica general.

IX.3 Comentarios sobre los procedimientos

Dentro de los inconvenientes que tiene el método con sustitución de agua se encuentran los siguientes: Se requiere tomar muestras del terreno para determinar el peso volumétrico seco; el tiempo requerido para esta operación es corto sin embargo las calibraciones requeridas son lentas.

En cuanto al método con remplazo de fluido, se necesita considerar la variación del peso volumétrico del fluido con la temperatura; si las paredes de la celda son demasiado irregulares la membrana no puede adaptarse bien a la configuración del contorno; si además el material tiene partículas angulosas, se corre el riesgo de perforar la membrana. En este método es recomendable aumentar el tamaño de la celda conforme aumenta el tamaño máximo de partículas del suelo, en la referencia 2 se da la siguiente recomendación:

Tamaño máximo de partícula de arena #1	Volumen mínimo de celda (cm ³).
75	700
100	1400
200	2100
400	3800
600	3900

En el método de la muestra cúbica, si la muestra es de tamaño tal que no influyen significativamente los errores de medición, se recomienda utilizar el método siempre que sea posible. Debe tenerse precaución en el control del contenido de agua. Este procedimiento proporciona resultados más exactos que los obtenidos con materiales con partículas gruesas.

El método del cono de arena se utiliza en suelos finos; debe verificarse que el depósito donde se recibe la muestra este totalmente liso.

En el procedimiento nuclear, éste debe calibrarse con algún procedimiento directo, además debe considerarse que el contenido de hierro del suelo afecta los resultados. La gran ventaja de este método consiste en el poco tiempo requerido para proporcionar resultados del peso volumétrico del suelo y su contenido de agua.

IX.4 Aplicaciones

- En el control de la compactación durante la construcción de una estructura de tierra, permite verificar la homogeneidad de la compactación con el fin de garantizar, en lo posible, un comportamiento adecuado.

- En la distribución de esfuerzos en el suelo por peso propio; una vez obtenido el peso volumétrico se pueden calcular los esfuerzos totales o efectivos, los cuales sirven para el análisis de cimentaciones y estabilidad de taludes.

- La compactación relativa en suelos granulares; En estos materiales existen correlaciones entre la resistencia y compactabilidad de una muestra de suelo y su compactación relativa, por lo que conociendo el peso volumétrico del suelo seco, podemos tener idea de su compactación relativa utilizando la expresión:

$$Cr(X) = \frac{\gamma_d \max(\gamma_d - \gamma_d \min)}{\gamma_s(\gamma_d \max - \gamma_d \min)}$$

donde

$\gamma_d \max$: Peso volumétrico seco máximo (g/cm^3)

$\gamma_d \min$: Peso volumétrico seco mínimo (g/cm^3)

γ_s : Peso volumétrico del suelo.

La referencia 3 proporciona un procedimiento para obtener $\gamma_d \max$ y $\gamma_d \min$.

IX.5 Conclusiones

a) Los métodos directos son los más utilizados y confiables en la actualidad, a pesar de ser procedimientos destructivos.

b) Los procedimientos indirectos tienen la ventaja de no requerir muestras del terreno, además de la rapidez con que se realiza el ensayo, hecho favorable en estos estudios; lamentablemente los resultados obtenidos con estos métodos no son del todo confiables.

IX.6 Ensayo de determinación de pesos volumétricos en campo por el método de cono de arena.

IX.6.1 Objetivo

Aplicar el procedimiento del cono de arena y determinar el peso volumétrico húmedo y seco de campo. Analizar y discutir los resultados obtenidos.

IX.6.2 Equipo

Recipiente con dispositivo para la determinación del volumen por sustitución de arena; de 4 litros de capacidad.

- . Placa base perforada
- . Envase de 4 litros de capacidad con tapa hermética para almacenar muestras.
- . Balanza con capacidad de 20 kg y sensibilidad de 1g.
- . Balanza con capacidad de 300 g y sensibilidad de 0.01g.
- . Horno convencional
- . Varicos (desecador), regla metálica, cincel, martillo, cuchillo, varilla de aluminio, cuchara, nivel, bolsas de plástico)

IX.3.3 Materiales

a) Arena de Ottawa que pasa la malla #20 y es retenida en la #30

b) Descripción y ubicación del sitio y material muestreado.

IX.3.3.1 Ubicación

Esta ensaya se realizó en una zona de relleno ubicada a 30 m del laboratorio de vías terrestres del instituto de ingeniería de la UNAM, en ciudad universitaria.

IX.3.3.2 Descripción del material

Se trata de un suelo no homogéneo color café obscuro, con apreciable cantidad de arena y pocas piedras, el material presenta aspecto áspero y poca elasticidad, por lo que se infiere la posibilidad de ser una arena limosa. Presenta trozos de tabique.

IX.3.4 El procedimiento empleado en la prueba se presenta en la referencia 1.

IX.3.5 Cálculos y resultados

La tabla IX.1 presenta los resultados de 7 ensayos determinaciones más similares entre sí para la obtención del peso de la arena colocada en el cono y la placa base. En la determinación del volumen del cono para la determinación del peso volumétrico de la arena se utilizaron dos métodos, proporcionando una diferencia relativa de 0.015 litros. Los resultados de esta parte de la prueba se presentan en la tabla IX.2.

La tabla IX.3 muestra los resultados obtenidos para la determinación del peso volumétrico húmedo en campo finalmente la tabla IX.4 proporciona los resultados para el peso volumétrico seco e húmedo del material analizado.

IX.3.6 Conclusiones, observaciones y recomendaciones.

a) En cuanto a los resultados

Como puede observarse, el valor del peso volumétrico seco obtenido (1.122 t/m³) concuerda con el reportado por la literatura para este tipo de suelos, por lo que se deberían realizar otras pruebas con el mismo material para confirmar resultados.

El peso volumétrico húmedo si concuerda con otros resultados obtenidos para este tipo de suelos, con el contenido de agua obtenido de 13%.

Se esperaba un contenido de agua semejante al obtenido, pues a pesar de ser temporada lluviosa, el material muestreado es superficial y se encuentra en la superficie del terreno.

b) En cuanto a la prueba

- Resultó laborioso nivelar el terreno muestreado, debido a que algunas trozas de tabique obstaculizaron la nivelación.

- Se procuró realizar las pruebas en las mismas condiciones en que se realizó la calibración, sin embargo, el transporte del recipiente al sitio pudo haber modificado substancialmente la composición de la arena y alterar los resultados, por este motivo se recomienda evitar todas las alteraciones.

En vista de que el molde presentado usado al día se colóral impen-
diblemente con una bolsa de plástico para evitar cambios en el contenido
del molde.

Se recomendó que la cantidad realizada sea aproximadamente del 10-15%
del peso del molde utilizado para la calibración, mientras se
realicen las pruebas de compactación e influencia más en la deter-
minación del peso del molde.

Se debe evaluar estos procedimientos para obtener resultados y por-
centajes de humedad al más adecuado para un tipo de material dado.

El procedimiento usado proporciona resultados confiables en este
tipo de materiales mencionados, así se trata de un suelo arenoso-limoso
de arena.

IV.3 Referencias Bibliográficas

1. SEPPEL, Manual de laboratorio de mecánica de suelos
UNAM, México, 1976.
2. ASTM, Norma D2117-66
Espec. de ASTM, 1968
3. S.A.M. Manual de mecánica de suelos
Colectivo de Recursos Hidráulicos 5a Ed. México, 1979.
4. RICO R. A. DEL CASTILLO H. La ingeniería de suelos en las vías
terrestres. U-II Edit. Limón, México, 1972.
5. HERRERA D. E. RICO R. A. MECANICA DE SUELOS
U-II Edit. Limón, México, 1984.

Tablas

Calibración de la arena de Ottawa

Tabla IX.1

Determinación de la arena alojada en el cono y la placa-base

	1er En.	2o En.	3er En.
W:recia.arena antes del llenado (g)*	7227	7227	7227
W:recia.arena después del llenado (g) *	5293	5293	5293
W:arena alojada en cono y placa base (g)*	1944	1944	1944

Tabla IX.2

Determinación del peso volumétrica de la arena seca

	1er En.	2o En.	3er En.
W:recia.arena antes del llenado (g)	8090	8090	8090
W:recia.arena después del llenado (g) *	2475	2475	2475
W:arena contenida en cono placa y molde*	5605	5604	5604
W:arena contenida en el molde (g)	3611	3610	3610

Peso promedio de la arena contenida en el bote = 3.51 kg

Dimensiones del molde	Determinación del volumen del molde
Diámetro = 16.527 cm	utilizando agua:
Altura = 10.324 cm	W: botellagua = 4674.9 g
Volumen = 2.199 litros	M: bota saturada = superficialmente
	... seco = 4395.0g
	Peso volumétrico del agua a 20 C.
	w = 0.999 g/cm ³
	Volumen = 2.224 litros

Peso volumétrico de la arena seca = 1.602 kg/lt

Tabla IX.3

Determinación del peso volumétrico en campo

* Peso del recipiente arena antes de la prueba (g)	* 8060
* Peso del recipiente arena después de la prueba (g)	* 4635
* Peso de la arena contenida en la cavidad (cono) (g)	* 3445
* Peso de la arena eluida en la cavidad (g)	* 1701
* Volumen de la cavidad (litros)	* 0.937
* Peso del suelo húmedo excavado (g)	* 1.382

Peso volumétrico húmedo del material = 1.475 kg/lt

Tabla IX.4

Contenido de agua del material excavado

* Prueba *	Car. *	Wcar *	Wcarsh *	Wcarss *	Ws *	Ww *	W *
Na *	Nor *	(g) *	(g) *	(g) *	(g) *	(g) *	(%) *
* 1 *	* 77 *	* 7.14 *	* 63.99 *	* 50.34 *	* 41.2 *	* 13.64 *	* 33.1 *
* 2 *	* 89 *	* 2.40 *	* 63.90 *	* 49.90 *	* 40.5 *	* 13.70 *	* 33.8 *

Tabla IX.5

Resumen de resultados obtenidos

* Peso del suelo húmedo excavado (kg)	* 1.382
* Peso del suelo seco excavado (kg)	* 1.039
* Peso volumétrico húmedo (kg/lt)	* 1.475
* Peso volumétrico seco (kg/lt)	* 1.109

CONCLUSIONES

DENTRO DE LOS ASPECTOS QUE DESTACAN EN LO EXPLESTO EN EL CUERPO DE ESTE TRABAJO, ES NECESARIO MENCIONAR LOS SIGUIENTES:

ES DE FUNDAMENTAL IMPORTANCIA QUE LOS MATERIALES POR ANALIZAR EN LA BORATORIO, NO SUFRAN DAÑOS EN EL TRANSPORTE, ALMACENAMIENTO Y EN LA PREPARACION PARA LOS ENSAYES NECESARIOS; EN SEGUIDA, EL CONTROL QUE SE TENGA DE LOS PARAMETROS DE HUMEDAD, TEMPERATURA, ETC, DETERMINAN EN GRAN MEDIDA, EL GRADO DE ALTERACION QUE TENDRA LA MUESTRA ANTES, DURANTE Y AL FINAL DE LA PRUEBA EFECTUADA Y AFECTARA DIRECTAMENTE LOS RESULTADOS OBTENIDOS. POR OTRA PARTE, UNA IDENTIFICACION ADECUADA DEL SUELO EN ESTUDIO, REDUNDARA EN UNA MEJOR PLANEAION DE LOS ENSAYES Y FACILITARA LA INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS.

SE DEBE TENER SIEMPRE PRESENTE EL OBJETIVO DE CADA ENSAYE, Y CON EL LA PRECISION CON QUE SE REALICEN LOS REGISTROS DE PESO, VOLUMEN Y TEMPERATURA, PUES SIN DUDA ALGUNA SON LAS VARIABLES QUE PUEDEN JUGAR UN PAPEL DETERMINANTE EN LOS RESULTADOS DE LAS PRUEBAS COMO LA DE DENSIDAD DE SOLIDOS O GRANULOMETRIA, POR CITAR ALGUNAS.

POR ULTIMO, EN EL CAMPO DE LA MECANICA DE SUELOS, NO EXISTEN PROCEDIMIENTOS NI MATERIALES PERENEMENTE ESTANDARIZADOS, HECHO QUE OBLIGA AL ESPECIALISTA DE ESTA RAMA DE LA CIENCIA A ESTAR CONSTANTEMENTE ACTUALIZADO Y MAS AUN, A PROPONER PRUEBAS Y PROCEDIMIENTOS QUE MEJOREN LOS ESTABLECIDOS, EN ARAS DE OBTENER PARAMETROS Y VALORES DE ELLOS MAS REPRESENTATIVOS DEL COMPORTAMIENTO DEL SUELO.

B I B L I O G R A F I A

1. HVORSLEV, J.M. Subsurface exploration and sampling of soils. Cap. 16. Published by Engineering Foundation. New York, 1962.
2. C.F.E. Manual de diseño de obras civiles. Geotecnia B.2.1. México, 1972.
3. JUAREZ B. E. RICO R. A. Mecánica de suelos. Tomos I & II. Edit. Limusa, México, 1974.
4. LANDE W. T. Soil testing for engineering. Cap. 5. John Wiley and sons, 1951.
5. PECK, HANSON, THORBURN. Foundation engineering. Cap. 5. John Wiley and sons, 1974.
6. TOMLINSON M. J. Foundation design and construction. Sir Isaac Pitman and sons Ltd, Londres, 1963.
7. SOWERS, B. SOWERS, F. Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones. Edit Limusa, México, 1983.
8. ZERNERT, L. Apuntes de mecánica de suelos sobre tecnología y problemas de ingeniería civil de los materiales del subsuelo. Fac. Ing. UNAM, México, 1948.
11. RICO R. A. DEL CASTILLO, H. La ingeniería de suelos en las vías terrestres. Tomo I. Edit. Limusa. México, 1981.
12. C.F.E. Manual de diseño de obras civiles. (B.2.2) Geotecnia. México, 1975.
13. DEFI Manual de laboratorio de mecánica de suelos. UNAM, México, 1976.
14. AKROYD T. N. A. Laboratory testing in soil Engineering. Soil Mechanics Limited. Londres, 1964.
15. BOWLES, J. Manual de laboratorio de mecánica de suelos en la ingeniería civil. Mc Graw Hill, 1978.
16. TERZAGHI, K. PECK, R. B. Mecánica de suelos en la ingeniería práctica. Edit. Ateneo, 2a Edición, 1976.
17. ASTM. Simposio sobre los límites de Atterberg. STP No. 254, 1957.
18. ASCE. Aspectos fundamentales de los límites de Atterberg. J. Soil Mechanics and Found., 1964.
19. KARLSSON R. Consistency limits. Laboratory comity of Swedish Geotechnical Society, 1981.
20. AKROYD T. N. Laboratory testing in soil Engineering. Soil Mechanics Limited. Londres, 1964.
21. WINTERKORN, FANG. Foundation Engineering Handbook. Van Nostrand Reinhold, New York, 1975.

12. RICO R/A, DEL CASTILLO E. La ingeniería de suelos en las vías terrestres. V-II. Edit. Limusa, México, 1982.
13. HOLZ, GIBBS. Engineering properties of expansive clays. Trans. ASCE V. 121- 1957.
14. MEYNING P, B. JUDD W, R. Principios de geología y geotecnia para ingenieros. Edit. Omega, España, 1961.
15. ZEEVAERT L. U. Foundation engineering for difficult subsoil conditions. Van Nostrand Reinhol. New York, 1973.
16. JIMENEZ S, JUSTO A. Geotecnia y cimientos. Tomo I. Edit. Suedo, España, 1975.
17. DEPARTMENT OF SCIENTIFIC AND INDUSTRIAL RESEARCH LABORATORY. Mecánica del suelo para ingenieros de carreteras y aeropuertos. Trad. de Luis Valero Alonso. Centro de estudios y capacitación de obras públicas. Madrid, 1973.
18. MOUD T. L. Factors controlling maximum and minimum densities of sands. Evaluation of relative density and its role in geotechnical aspects involving cohesionless soils. ASTM STP 523. 1973.
19. G. M. M. S. Uso de medios filtrantes en ingeniería sanitaria y geotecnia. Sep. Mexicana de Mecánica de Suelos, México, 1982.
20. ATKINS H. V. Highway materials, soils and concretes. Griffin Publishing Co. Inc. 1982.
21. POWLES J, E. Foundation analysis and design. 4a. edición. McGraw-Hill. 1982.
22. VON ZELST T. W. An investigation of the factors affecting laboratory consolidation of clays. Proceedings second international conference on soil mechanics, Vol. VII, 1954.
23. HIGHWAY RESEARCH BOARD. Factors influencing compaction test results. Bull. 319, 1962.
24. RESENDIZ N, B. MARCAL J, R. Fundamentos de diseño y construcción de presas de tierra y enrocamientos. Edit. Limusa, México, 1975.
25. INSTITUTO DE INGENIERIA. Compactación de suelos arcillosos. Propiedades mecánicas de los suelos arcillosos compactados. UNAM, México, 1968.
26. ASTM. Norma D2167-66 Book of ASTM. 1968