



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**“ESTUDIO COMPARATIVO DE LA RESISTENCIA AL
ESFUERZO CORTANTE DE UN SUELO GRANULAR BIEN Y
MAL GRADUADO”**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

SAMPABLO CONTRERAS ALEJANDRO



ASESOR: ING. HÉCTOR A. LEGORRETA CUEVAS

MÉXICO, D.F.

SEPTIEMBRE DEL 2005



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/064/02

Señor
ALEJANDRO SAMPABLO CONTRERAS
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. HÉCTOR A. LEGORRETA CUEVAS**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

"ESTUDIO COMPARATIVO DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE UN SUELO GRANULAR BIEN Y MAL GRADUADO"

- I. INTRODUCCION**
- II. ASPECTOS GENERALES DE LOS SUELOS**
- III. RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE**
- IV. EQUIPO TRIAXIAL UTILIZADO**
- V. CARACTERÍSTICAS DEL SUELO UTILIZADO**
- VI. ENSAYES TRIAXIALES REALIZADOS**
- ANÁLISIS DE RESULTADOS**
- CONCLUSIONES**
- BIBLIOGRAFÍA**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universidad a 10 de abril de 2002.
EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/GMP/mstg.

A mis padres:

Cipriano Sampablo Cervantes

Juana Contreras Ramos (t)

Por su cariñoso apoyo en mi formación profesional y humana.

A mis hermanos:

Fernando Sampablo C.

Verónica G. Sampablo C.

Andrea T. Sampablo C.

Por sus consejos y apoyo incondicional.

A mi esposa y mi hija(o)

Patricia Granados M.

Por brindarme su ayuda y apoyo en todos los aspectos y por su cotidiano ejemplo de amor a la vida.

Quedo infinitamente agradecido al
Ing. Héctor A. Legorreta Cuevas
por su acertada dirección en la consecución
de este trabajo

Al Ing. Enrique Elizalde Romero de
quien recibiera la orientación para
ser posible las
pruebas de laboratorio del presente
trabajo.

Hago patente mi agradecimiento al
Ing. Juan Luis Umaña por sus sabios
consejos dentro y fuera del salón de clases

A todos mis compañeros y amigos
Por compartir conmigo conocimientos,
Experiencias y buenos momentos

A la Facultad de Ingeniería

Agradezco a todo el personal del
Laboratorio de Mecánica de Suelos

ÍNDICE

Introducción	1
I Aspectos generales de los suelos	3
I.I Origen de los suelos	3
I.II Relaciones volumétricas y gravimétricas	7
I.III Análisis granulométricos	11
I.IV Clasificación de suelos	18
II. Resistencia al esfuerzo cortante	22
II.I Introducción	22
II.II Determinación en laboratorio	29
II.III Determinación en campo	37
II.IV Comportamiento mecánico de los suelos gruesos	46
III. Equipo Triaxial utilizado	48
III.I Descripción del equipo	48
III.II Preparación y montaje de la muestra	57
III.III Procedimiento de las pruebas	61
III.IV Proceso de los datos obtenidos	64
IV. Características del suelo utilizado	66
IV.I Descripción de la muestra	66
IV.II Análisis granulométrico	69
IV.III Relación de vacíos mínima y máxima	73
IV.IV Densidad de sólidos	78
V. Ensayes Triaxiales realizados	85
V.I Pruebas triaxiales CU y CD	85
V.II Resultados	88
VI. Análisis de resultados	112
Conclusiones	118
Bibliografía	122

INTRODUCCIÓN

Las pendientes de todas las clases, incluyendo a los bordos de los ríos y las dunas en las costas del mar, las montañas, los cerros, así como los cortes y rellenos hechos por el hombre, se mantienen en su lugar debido a la resistencia al cortante que posee el suelo o la roca de que están formados. Como contraste, el agua no tiene resistencia al esfuerzo cortante estático y, por lo consiguiente, las superficies de todos los cuerpos de agua estarán siempre a nivel

El análisis de estabilidad en la Mecánica de Suelos incluye todos los estudios que tratan de determinar si la resistencia al esfuerzo cortante es, o no es suficiente para evitar el peligro de falla. Básicamente dichos estudios consisten de la comparación entre todas las fuerzas que tratan de causar la falla, tales como sus pesos y la fuerza del agua que se infiltra y las fuerzas producidas por la resistencia al esfuerzo cortante.

Dos de las contribuciones más importantes hechas por la Mecánica de Suelos a la ingeniería son: el desarrollo de un mejor entendimiento básico de la estabilidad de las pendientes o superficies potenciales de falla así como el proporcionar métodos que evolucionan para un mejor análisis de la estabilidad.

Puede decirse que uno de los puntos fundamentales o el factor más importante de toda la Mecánica de Suelos es la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante. Una valoración correcta de este concepto constituye un paso previo imprescindible para intentar con gran éxito, la aplicación de la Mecánica de Suelos al análisis de la seguridad de las obras civiles.

Gracias a Coulomb, la Mecánica de Suelos tradicional había creído resolver el problema en forma satisfactoria; durante años, basándose en ideas sin duda más precisas que otras anteriores, el ingeniero valuó la resistencia al esfuerzo cortante y construyó obras de tierra con una tranquilidad que hoy se antoja exagerada. Una vez que, en épocas modernas y aprovechando desarrollos paralelos de la Teoría de la Plasticidad, se revisaron las ideas tradicionales sobre la resistencia de los suelos, se vio que aquéllas podrían ser muy difícilmente sostenidas; de hecho, se hizo indispensable abandonarlas. Sin embargo, la tecnología o investigación actuales no han sido capaces aún de sustituir el cuerpo de doctrina, sistematizado y completo del que antes se disponía por otro análogo y acorde con la nuevas ideas; en lo que se refiere al problema de la resistencia al esfuerzo cortante, la Mecánica de Suelos está en una etapa de transición: la investigación moderna se ha mostrado iconoclasta con lo antiguo y, por otra parte, aún no le ha sido posible elaborar una doctrina completa y sistemática. Esta es la razón por la que aún hoy en muchos laboratorios de ingeniería de suelos se trabaja en esta área.

La resistencia al esfuerzo cortante se puede obtener por varios procedimientos de laboratorio y de campo. Para campo recurrimos a la excavación de pozos a cielo abierto en donde directamente podemos conocer, con ayuda de equipo, dicha resistencia y en el laboratorio se recurre a la extracción de muestras inalteradas o elaboración de probetas para así proceder a un análisis detallado, procurando reproducir las condiciones del esfuerzo y drenaje del suelo en su estado original y simulando además un estado de esfuerzos provocado por la construcción de una obra civil. En el caso de los suelos gruesos (grava y arena) y finos (limos y arcillas) se realizan comúnmente ensayos triaxiales.

Los ensayos en la compresión triaxial son, en la actualidad, uno de los mejores y más simples procedimientos para determinar las características esfuerzo-deformación y la ley de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos en el laboratorio. Existen dos tipos de ensaye triaxial; el primero es el ensaye mediante el esfuerzo controlado; en el cual se tiene dominio sobre las cargas que se aplican a la muestra de suelo, para así poder conocer siempre el esfuerzo durante toda la prueba, y el segundo tipo de ensaye es el de deformación controlada, que consiste en conocer durante toda la prueba los cambios de altura que va teniendo la muestra de suelo. Para el estudio comparativo de la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo granular bien y mal graduado se utilizaron pruebas triaxiales de esfuerzo controlado, cuyo procedimiento se describe con detalle en el presente trabajo.

I ASPECTOS GENERALES DE LOS SUELOS

I.1 ORIGEN DE LOS SUELOS

Constitución interna del globo terrestre

En un esquema simplista, el globo terrestre está constituido, primeramente, por un núcleo formado predominantemente por compuestos de hierro y níquel. Se considera, al presente, que la densidad media de este núcleo es considerablemente superior al de las capas más superficiales; también puede deducirse, del estudio de transmisión de ondas sísmicas a su través, que el núcleo carece de rigidez y esta característica ha inducido a la mayoría de los investigadores a juzgarlo fluido: existe la opinión, empero no suficiente comprobada, de que una zona entorno al centro del Planeta (sobre unos 1,300 km de diámetro, contra 3,400 km del diámetro de todo el núcleo) posee alta rigidez, por lo que debería ser considerada sólida, en vez de fluida. Un manto fluido (magma) rodea el núcleo.

Envolviendo al manto mencionado se encuentra la *corteza terrestre*, capa de densidad decreciente hacia la superficie, formada sobre todo por silicatos. Esta capa, de espesor medio 10-65 km en las placas continentales, está constituida por grandes masas heterogéneas con depresiones ocupadas por los mares y océanos. Toda esta corteza se encuentra aproximadamente en estado de balance isostático, *flotando* sobre el magma terrestre, más denso. La separación entre la parte fluida y la corteza que envuelve suele considerarse abrupta, antes que gradual (discontinuidad de Mohorovicic)

Suprayaciendo a la corteza terrestre propiamente dicha, existe una pequeña capa, formada por la disgregación y descomposición de sus últimos niveles; esta pequeña pátina del planeta, es el *suelo*, del cual se ocupa la Mecánica de Suelos

Suelo

Es común la creencia de que el suelo es un agregado de partículas orgánicas e inorgánicas, no sujetas a ninguna organización. Pero en realidad se trata de un conjunto con organización definida y propiedades que varían “vectorialmente”. En la dirección vertical generalmente sus propiedades cambian mucho más rápidamente que en la horizontal. El suelo tiene perfil, y éste es un hecho del que se hace abundante aplicación.

“Suelo” es un término del que hacen uso diferentes profesiones. La interpretación varía de acuerdo con sus respectivos intereses. Para el Agrónomo, por ejemplo, la palabra se aplica a la parte superficial de la corteza capaz de sustentar vida vegetal, siendo esta interpretación demasiado restringida para el Ingeniero. Para el Geólogo es todo material intemperizado en el lugar en que ahora se encuentra y con contenido de materia orgánica cerca de la superficie; esta definición peca de parcial en Ingeniería, al no tomar en cuenta los materiales transportados no intemperizados posteriormente a su transporte

Para los fines de esta obra, la palabra Suelo representa todo tipo de material terroso desde un relleno de desperdicio, hasta areniscas parcialmente cementadas o lutitas suaves. Quedan excluidas de la definición las rocas sanas, ígneas o metamórficas y los depósitos sedimentarios altamente cementados, que no se ablanden o se desintegren rápidamente por la acción de la intemperie. El agua contenida juega un papel tan fundamental en el comportamiento mecánico del suelo, que debe considerarse como parte integral del mismo.

Agentes generadores de suelo

La corteza terrestre es atacada principalmente por el aire y las aguas, siendo los medios de acción de estas sustancias sumamente variados. Sin embargo, en últimos análisis todos los mecanismos de ataque pueden incluirse en dos grupos: desintegración mecánica y descomposición química.

El término desintegración mecánica se refiere a la intemperización de las rocas por agentes físicos, tales como cambios periódicos de temperatura, acción de la congelación del agua en las juntas y grietas de las rocas, efectos de organismos, plantas, etc. Por estos fenómenos las rocas llegan a formar arenas, limos y sólo en casos especiales arcillas.

Por descomposición química se entiende la acción de agentes que atacan las rocas modificando su constitución mineralógica o química. El principal agente es, desde luego, el agua y los mecanismos de ataque más importantes son la oxidación, la hidratación y la carbonatación. Los efectos químicos de la vegetación juegan un papel no despreciable. Estos mecanismos generalmente producen arcilla como último producto de descomposición. Todos los efectos anteriores suelen acentuarse con los cambios de temperatura, por lo cual es frecuente encontrar formaciones arcillosas de importancia en zonas húmedas y cálidas, mientras que son típicas de zonas más frías formaciones arenosas o limosas, más gruesas. En los desiertos cálidos, la falta de agua hace que los fenómenos de descomposición no se desarrollen, por lo cual la arena predomina en esas zonas; allí los efectos de ciclos de tensiones y compresiones sobre las rocas, producidos por elevaciones y descensos periódicos y continuados de temperatura, son los mecanismos de ataque determinantes.

No debe creerse, sin embargo, que las reglas anteriores sean inmutables; la naturaleza suele actuar con una complejidad que desafía cualquier regulación. Por ejemplo, en países fríos o secos pueden existir formaciones arcillosas de importancia, cuando el aporte de corrientes de agua quede en condiciones favorables para constituir un depósito.

Los suelos deben, pues, su origen a una tal variedad de causas que excede todo poder de descripción detallada. El resultado de este concurso de causas, es una inmensa diversidad de tipos de suelos resultantes. También debe notarse que su formación ha ocurrido a través de las Eras Geológicas, tal como sigue ocurriendo hoy: en consecuencia, el hombre es completamente ajeno a la génesis del suelo. Sólo le toca manejarlo, tal como la naturaleza se lo presenta.

Suelos residuales y transportados

Los productos del ataque de los agentes de intemperismo pueden quedar en el lugar, directamente sobre la roca de la cual se derivan, dando así origen a suelos llamados *residuales*. Pero esos productos pueden ser removidos del lugar de formación, por los mismos agentes geológicos y depositados en otra zona. Así se generan suelos que sobreyacen sobre otros estratos sin relación directa con ellos; a estos suelos se les denomina *transportados*.

Existen en la naturaleza numerosos agentes de transporte, de los cuales pueden citarse como principales los glaciares, el viento, los ríos y corrientes de agua superficial, los mares y las fuerzas de gravedad; estos factores actúan a menudo combinándose.

La combinación del escurrimiento de aguas en las laderas de colinas y montes y de las fuerzas de campo gravitacional, forma los depósitos de talud, en las faldas de las elevaciones; estos depósitos suelen ser heterogéneos, sueltos y predominantemente formados por materiales gruesos.

El escurrimiento de torrentes produce arrastre de materiales de gran tamaño (mayor a velocidades crecientes en el agua), que se depositan en forma graduada a lo largo de su curso, correspondiendo los materiales más finos a las zonas planas de los valles.

Los ríos acarrear materiales de muy diversas graduaciones, depositándolos a lo largo de su perfil, según varíe la velocidad de su curso; al ir disminuyendo ésta, la capacidad de acarreo de la corriente se hace menor, depositándose los materiales más gruesos. De esta manera el río transporta y deposita suelos según sus tamaños decrecientes, correspondiendo las partículas más finas (limos y arcillas) a depósitos próximos a su desembocadura.

Los depósitos lacustres son generalmente de grano muy fino, a causa de la pequeña velocidad con que las aguas fluyen en los lagos.

Los depósitos marinos (formados por el mar) suelen ser estratificados, reflejando muchas veces las características de las costas que los mares bañen.

Los depósitos glaciares están formados por suelos heterogéneos, que van desde grandes bloques, hasta materiales muy finamente granulados, a causa de las grandes presiones desarrolladas y de la abrasión producida por el movimiento de las masas de hielo.

Los vientos pueden arrastrar partículas cuyo tamaño puede variar desde el del limo hasta el de las arenas gruesas; estos arrastres pueden hacer que las partículas se depositen a muchos kilómetros de su lugar de origen. Dos tipos principales de suelo deben su formación al arrastre del viento: loess y los médanos. El loess puede definirse como un depósito eólico, constituido por una mezcla uniforme de arenas finas cuarzosas, algo feldespáticas y limos, estructurado en forma abierta y algo cohesiva. Esta cohesión suele atribuirse a la presencia de carbonatos de calcio solubles, en los que se ha querido ver un elemento cementante; sin embargo, investigaciones recientes parecen indicar que tales carbonatos están contenidos en grumos aislados, que no pueden proporcionar cementación a la masa y, por lo tanto, parece que esta cementación debe atribuirse a la existencia de películas arcillosas envolviendo granos depositados.

Los médanos son aglomeraciones de arena suelta, que fue arrastrada por el viento a poca altura y que se vio detenida por algún obstáculo natural de la superficie del terreno. Suelen estar formados por arenas cuarzosas uniformes con algo de mica.

En general, un suelo transportado queda descrito por un “perfil estratigráfico”, que resalte la secuencia de colocación y el espesor de sus estratos.

En lo que respecta a los suelos residuales, existen dos conceptos que juegan un papel muy importante. Son éstos el perfil de meteorización y el conjunto de estructuras heredadas. El primero es la secuencia de materiales con diferentes propiedades que se ha formado en el lugar donde se le encuentra y que sobreyace a la roca no meteorizada. Se forma, tanto por ataque mecánico como por descomposición química, y puede variar considerablemente de un punto a otro, sobre todo por variaciones locales en el tipo y estructura de la roca, topografía, condiciones de erosión, régimen de aguas subterráneas y clima.

Las estructuras heredadas consisten en diaclasas, exfoliaciones, juntas, grietas, fallas y otros defectos estructurales que muestra el suelo como herencia de los que tenía la roca original. Su influencia es tal que frecuentemente las propiedades mecánicas de una muestra “intacta” del material no pueden considerarse en absoluto representativas de las propiedades del conjunto. Un suelo residual queda descrito por estos dos conceptos.

I.II RELACIONES VOLUMÉTRICAS Y GRAVIMÉTRICAS

La fig. 1 muestra un elemento de suelo con un volumen V y un peso total W , tal y como existe en estado natural. Para desarrollar las relaciones que existen entre pesos y volúmenes, se han separado las tres fases que componen al elemento de suelo de la fig. 1. 1b, las fases son: la sólida; líquida y gaseosa.

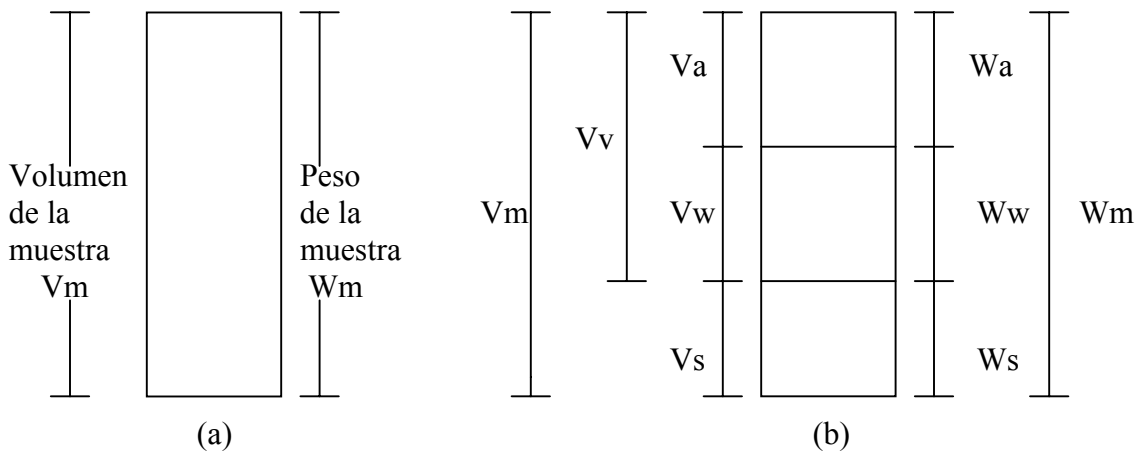


Fig 1.2.1. (a) Elemento de suelo en estado natural; (b) las tres fases de un elemento de suelo

Tomando como base el esquema de la fig 1.2.1b, el volumen total del elemento de suelo puede expresarse de la siguiente forma:

$$V_m = V_s + V_v = V_s + V_w + V_a \quad \dots (2.1)$$

donde :

- V_m = volumen total de la muestra
- V_s = volumen de sólidos del suelo
- V_v = volumen de vacíos
- V_w = volumen de agua en los vacíos
- V_a = volumen de aire en los vacíos

Asumiendo que el peso del aire es prácticamente despreciable, el peso total de la muestra se puede dar como:

$$W_m = W_s + W_w \quad \dots(2.2)$$

donde:

- W_m = peso total de la muestra
- W_s = peso de sólidos del suelo
- W_w = peso de agua
- W_a = peso de aire ≈ 0.0

Debido a que en la naturaleza nos encontramos con diferentes tipos de suelo, donde algunas de las fases antes señaladas son nulas, estos se clasifican en tres grupos:

TIPO DE SUELO	Vs	Vw	Va
SECO (SSe)	≠ 0	= 0	≠ 0
SATURADO (SSa)	≠ 0	≠ 0	= 0
PARCIALMENTE SAT. (SPS)	≠ 0	≠ 0	≠ 0

donde:

SSe – Suelo seco

SSa – Suelo saturado

SPS – Suelo parcialmente saturado

Relaciones de volúmenes

Las relaciones volumétricas más usadas, para las tres fases de un elemento de suelo son; la **relación de vacíos**, **porosidad**, y **grado de saturación**.

* La relación de vacíos esta definida como la relación entre el volumen de vacíos (Vv) y el volumen de sólidos (Vs).

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad \dots(2.3)$$

donde: e = relación de vacíos

* La relación de porosidad es definida como la relación del volumen de vacíos (Vv) entre el volumen total de la muestra (Vm).

$$n (\%) = \frac{V_v}{V_m} \quad \dots(2.4)$$

donde: n = porosidad y se expresa en porcentaje

* El grado de saturación esta definido como la relación entre el volumen de agua entre el volumen de vacíos.

$$G_w (\%) = S (\%) = \frac{V_w}{V_v} \quad \dots(2.5)$$

donde: Gw = S = grado de saturación y se expresa en porcentaje

Relaciones de masas (pesos)

La relación gravimétrica más usada, para las tres fases de un elemento de suelo es; el **contenido de agua**. El contenido de agua o humedad, esta definido como la relación entre el peso del agua y el peso de los sólidos dados en un cierto volumen de suelo.

$$\omega (\%) = \frac{W_w}{W_s} \quad \dots\dots(2.6)$$

Relaciones entre pesos y volúmenes

El peso unitario (γ) es el peso del suelo por unidad de volumen, así:

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad \dots\dots(2.7)$$

* Peso volumétrico o específico del agua

$$\gamma_o = \frac{W_w}{V_w} \quad \dots\dots(2.8)$$

Cuando se aplica la ecuación 2.8 en una muestra de agua destilada a 4°C y a nivel del mar, se tiene que $\gamma_o = 1 \text{ t/m}^3$

$$\gamma_w = \frac{W_w}{V_w} \quad \dots\dots(2.9)$$

Igualando la ecuación 2.8 y 2.9 se tiene que $\gamma_o = \gamma_w$ por lo tanto el $W_w = V_w$

* Peso volumétrico o específico de la muestra

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} \quad \dots\dots(2.10)$$

* Peso volumétrico o específico de los sólidos

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad \dots\dots(2.11)$$

* Peso volumétrico o específico seco de la muestra

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m} \quad \dots\dots(2.12)$$

* Peso volumétrico o específico relativo de la muestra

$$S_m = \frac{\gamma_m}{\gamma_w} = \frac{Wm}{Vm \gamma_w} \quad \dots (2.13)$$

* Peso volumétrico o específico relativo de los sólidos (Densidad de sólidos)

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{Ws}{Vs \gamma_w} \quad \dots (2.14)$$

* Peso volumétrico o específico relativo seco de la muestra

$$S_d = \frac{\gamma_d}{\gamma_w} = \frac{Ws}{Vm \gamma_w} \quad \dots (2.15)$$

I.III ANÁLISIS GRANULOMETRICOS

Introducción

El análisis granulométrico de un suelo consiste en separar y clasificar por tamaños los granos que lo componen. Es de poca utilidad en los suelos finos, pero permite formarse una idea aproximada de algunas de las propiedades de los gruesos.

El análisis por mallas se concreta a segregar el suelo mediante una serie de mallas que definen el tamaño medio de la partícula.

El tamaño de los granos puede también obtenerse aplicando la ley de Stokes, que rige la caída libre de una esfera en un líquido. El método del hidrómetro (densímetro) es el que permite aplicar con más exactitud este principio.

El análisis combinado o total consiste en aplicar el análisis por mallas y el método del hidrómetro, respectivamente, a las porciones gruesas y finas de un mismo material.

Generalmente, se recurre al análisis combinado si el material contiene más del 25 por ciento es retenido o que pasa la malla No. 200. De ser posible, el análisis granulométrico de los suelos arcillosos debe realizarse sobre muestras que no hayan sido secadas al aire o al horno para evitar alterar las partículas finas.

Análisis combinado



Equipo

Juego de mallas. Las dimensiones de las mallas deben adaptarse al material y al objetivo de la prueba. Las más usuales son las siguientes: 76.2 mm (3 pulg), 50.8 mm (2 pulg), 25.4 mm (1 pulg), 12.7 mm (1/2 pulg), 9.52 mm (3/8 pulg), No. 4 (4.76 mm), No. 10 (2.00 mm), No. 20 (0.84 mm), No. 40 (0.420 mm), No. 100 (0.149 mm), No. 200 (0.074 mm), charola y tapa.*

Balanza con capacidad de 2000 g y precisión nominal de 0.01 g

Cápsulas de porcelana

Horno de temperatura constante (110 °C)

Brocha

Piseta.

*Las mallas mencionadas corresponden a las dimensiones recomendadas por el *U.S. Bureau of Standards*, excepción hecha de la malla de 76.2 mm (3 pulg) que corresponde a la clasificación *Tyler*

Figura 1.3.1 Juego de mallas y balanza

Preparación de la muestra

Las muestras alteradas se dividen en dos fracciones, constituidas por el material menor y mayor que la malla No. 4. Toda la fracción mayor se somete al análisis por mallas y debe encontrarse limpia de finos. Sola una parte de la fracción menor se somete al análisis granulométrico:

Suelos arcillosos y limosos	200 a 500 g
Suelos arenosos	500 a 1000 g

Esta porción de muestra debe obtenerse por cuarteo para que sea representativa de la fracción analizada. A menos que el material sea una arena limpia, la porción mencionada debe, a su vez, dividirse en una fracción gruesa y otra fina (partículas mayores o menores que la malla No. 200) antes de ser sometida al análisis combinado. Esta separación puede realizarse por decantación sucesiva o por lavado en la malla No. 200.

Los materiales provenientes de muestras inalteradas pueden someterse a un proceso similar si la fracción gruesa es suficientemente importante para justificar un análisis combinado.

La separación de finos, por el procedimiento de decantación sucesiva, puede realizarse en la forma que se indica a continuación, tratando de utilizar un volumen máximo de agua destilada de 1 000 cm³.

1. Se mezcla la muestra en una cápsula con 150 cm³ de agua destilada hasta formar una suspensión homogénea. Las partículas individuales gruesas se pueden lavar cuidadosamente, colocándolas en una segunda cápsula para su uso posterior.
2. Se deja reposar la suspensión brevemente para que se sedimenten las partículas retenidas en la malla No. 200 (la velocidad de sedimentación de las partículas mayores de las que pasan la malla No. 200 es, aproximadamente, 0.5 cm/seg).
3. Se deja decantar la suspensión no sedimentada en una tercera cápsula.
4. Se repiten los pasos 1 a 3 un número de veces suficiente para asegurar que el sedimento que queda en la primera cápsula ha sido totalmente lavado de finos.
5. Se seca al horno el material lavado, después de agregar las partículas lavadas individualmente, y se deja enfriar en un desecador. Se pesa el material seco.

Para el mismo fin, puede usarse el procedimiento de lavado a través de la malla No. 200, el cual se describe a continuación.

1. Se deja remojar la muestra en una cápsula de 30 cm de diámetro hasta poder formar una suspensión homogénea.
2. Se vacía el contenido de la cápsula sobre la malla No. 200 y, con la ayuda de una piseta, se lava la muestra lo mejor posible para que todos los finos pasen por ella. Se recoge la fracción fina en otra cápsula.

3. El material retenido en la malla No. 200 se coloca en una cápsula, y se lava la malla con agua. Se seca al horno este material y se pesa después de haberlo enfriado en un desecador.

Análisis por mallas

Se aplica, por separado, el análisis por mallas a la fracción retenida y a la que pasa la malla No. 4, lavada de sus finos en la forma indicada anteriormente.

a) Material retenido en la malla No. 4

1. Todo material retenido en la malla No. 4 se pone a secar al horno y se deja enfriar en un desecador. Se limpia un juego de mallas de 76.2 mm (3 pulg), 50.8 mm (2 pulg), 25.4 mm (1 pulg), 12.7 mm (0.5 pulg) y 9.52 mm (3/8 pulg), y se coloca en este orden con la abertura mayor en la parte superior. En la parte inferior se coloca la malla No. 4 y una charola para recoger el material que pasa a través de las otras mallas. Se vacía el material en la parte superior y se agita el juego de mallas con movimientos horizontales y verticales combinados.

2. Después, se pesa, sobre una hoja de papel, la fracción retenida en cada malla y se anotan los resultados.

Se verifica que la suma de los pesos parciales sea igual al peso inicial de toda la fracción mayor, con tolerancia de 1 por ciento.

b) Material que pasa la malla No. 4

1. Se limpian y pesan las mallas siguientes: No. 10, No. 20, No. 40, No. 100 y No. 200.

2. Se transfiere la porción de material, lavada de finos, al juego de mallas colocado en el orden indicado, con la de mayor abertura arriba y una charola en la parte inferior. En seguida se coloca la tapa.

3. Se agita todo el juego de mallas con movimientos horizontales de rotación, y movimientos bruscos verticales intermitentes, durante un tiempo mínimo de 15 minutos.

El tiempo de agitado debe ser mayor si la cantidad de finos es importante o si se trata de un material con granos angulosos. Para esta operación es recomendable el uso de un agitador mecánico.

4. Se pesa cada una de las mallas con el suelo que contenga. Se resta el peso de la malla correspondiente para obtener el material retenido.

5. Se anota, en la hoja de registro, el peso de material retenido en cada una de las mallas. Se deja cada fracción en su respectiva malla hasta verificar que la suma de los pesos parciales es igual al peso inicial de todo el material empleado, con una tolerancia de 1 por ciento por pérdidas de operación.

En los comienzos de la investigación de las propiedades de los suelos se creyó que las propiedades mecánicas dependían directamente de la distribución de las partículas constituyentes según sus tamaños; por ello era preocupación especial de los ingenieros la búsqueda de métodos adecuados para obtener tal distribución. Aún hoy, tal parece que todo técnico interesado en suelo debe pasar a modo de etapa de iniciación, por una época en que se siente obligado a creer que, con suficiente experiencia, es posible deducir las propiedades mecánicas de los suelos a partir de su distribución granulométrica o descripción por tamaños; es común sin embargo, que una no muy dilatada experiencia haga que tal sueño se desvanezca.

Solamente en suelos gruesos, cuya granulometría puede determinarse por mallas, la distribución por tamaños puede revelar algo de lo referente a las propiedades físicas del material; en efecto, la experiencia indica que los suelos gruesos bien graduados, o sea con amplia gama de tamaños, tienen un comportamiento ingenieril más favorable en lo que atañe a sus propiedades importantes, índice y mecánicas, sobre los suelos de granulometría uniforme.

Más aún en esos suelos gruesos, ha de señalarse, según ya se dijo, que el comportamiento mecánico e hidráulico está principalmente definido por la compacidad de los granos y su orientación, características que se destruyen, por la misma manera de realizarse la prueba de granulometría, de modo que en los resultados finales se ha tenido que perder toda huella de aquellas propiedades tan decisivas. De esto se desprende lo muy deseable que sería poder hacer una investigación granulométrica con un método tal que respetara la estructuración inalterada del material; este método, sin embargo, hasta hoy no se ha encontrado y todo parece indicar que no se podrá desarrollar jamás.

Sistemas de clasificación de suelos basados en criterios de granulometría

Los límites de tamaño de las partículas que constituyen un suelo, ofrecen un criterio obvio para una clasificación descriptiva del mismo.

Tal criterio fue usado en Mecánica de Suelos desde un principio e incluso antes de la etapa moderna de esta ciencia. Originalmente, el suelo se dividía únicamente en tres o cuatro fracciones debido a lo engorroso de los procedimientos disponibles de separación por tamaños. Posteriormente, con el advenimiento de la técnica del cribado, fue posible efectuar el trazo de curvas granulométricas, contando con agrupaciones de las partículas del suelo en mayor número de tamaños diferentes. Actualmente se pueden ampliar notablemente las curvas en los tamaños finos, gracias a la aplicación de técnicas de análisis de suspensiones.

Algunas clasificaciones granulométricas de los suelos según sus tamaños, son las siguientes:

a) *Clasificación Internacional*

Basada en el desarrollo hecho en Suecia.

Tamaño en mm

2.0	0.20	0.02	0.002	0.00020
Arena Gruesa	Arena Fina	Limo	Arcilla	Ultra-Arcilla (coloides)

b) *Clasificación M.I.T*

Fue propuesta por G. Gilboy y adoptada por el Massachusetts Institute of Technology

Tamaño en mm																										
0.6			0.2			0.06			0.02			0.006			0.002			0.0006			0.0002					
Gruesa	Media	Fina	Gruesa	Media	Fina	Gruesa	Media	Fina	Gruesa	Media	Fina	Gruesa	Media	Fina	Gruesa	Media	Fina	Gruesa	Media	Fina						
ARENA									LIMO									ARCILLA								
																		<i>(coloides)</i>								

c) La siguiente clasificación, utilizada a partir de 1936 en Alemania, está basada en una proposición original de Kopecky

Tabla 1.3.1

MATERIAL	CARACTERÍSTICA	TAMAÑO mm
Piedra		Mayor de 70 mm
Grava	Gruesa	30 a 70
	Media	5 a 30
	Fina	2 a 5
Arena	Gruesa	1 a 2
	Media	0.2 a 1
	Fina	0.1 a 0.2
Polvo	Grueso	0.05 a 0.1
	Fino	0.02 a 0.05
Limo	Grueso	0.006 a 0.02
	Fino	0.002 a 0.006
Arcilla	Gruesa	0.0006 a 0.002
	Fina	0.0002 a 0.0006
Ultra-Arcilla		0.00002 a 0.0002

Abajo de 0.00002 mm las partículas constituyen disoluciones verdaderas y ya no se depositan.

Con frecuencia se han usado otros tipos de clasificación, destacando el método gráfico del Public Roads Administration de los E.U.A., pero su interés es hoy menor cada vez, por lo cual se considera que las clasificaciones señaladas son suficientes para dar idea del mecanismo utilizado en su elaboración

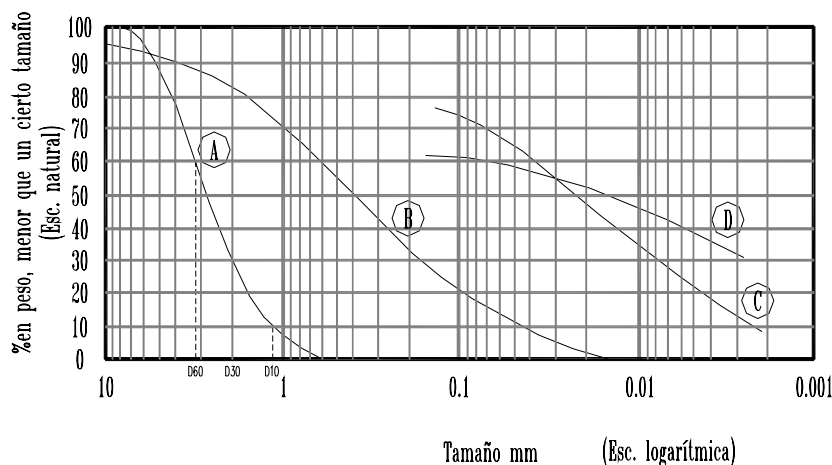
Puede notarse que las clasificaciones anteriores y otras existentes se contradicen en ocasiones, y a un intervalo que se nombra de una manera en una clasificación, le corresponde otra palabra en otro sistema. Pero sin duda, la objeción más importante que puede hacerse a estos sistemas es el uso que hacen de las palabras limo y arcilla para designar fracciones de suelo definidas exclusivamente por tamaños. Estos términos se han usado en ingeniería como nombres para designar tipos de suelos con propiedades físicas definidas; la razón por la que estos nombres se introdujeron para ciertas fracciones de tamaños fue la idea errónea de que tales tamaños eran las causas de aquellas características típicas. Sin embargo, hoy se sabe que las características de una arcilla típica se deben en forma muy preponderante a las propiedades de su fracción más fina.

Un suelo formado por partículas de cuarzo del tamaño de las arcillas o un depósito natural de harina de roca de la misma graduación, tendría que clasificarse como 100% de arcilla, a pesar de que el conjunto no presenta ninguna de las propiedades que definen el comportamiento de ese material. Por otra parte, un suelo de comportamiento típicamente arcilloso, dentro de límites apropiados de humedad, posiblemente no contenga más de un 20% de arcilla, según el criterio granulométrico. En lo sucesivo, los términos limo y arcilla se emplearán únicamente para designar tipos de suelo, recurriendo a la mención específica de un tamaño de partícula cuando se requiera designar cierta fracción granulométrica.

Representación de la distribución granulométrica

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

La gráfica granulométrica suele dibujarse con porcentajes como ordenadas y tamaños de las partículas como abscisas. Las ordenadas se refieren a porcentaje, en peso, de las partículas menores que el tamaño correspondiente. La representación en escala semilogarítmica (eje de abscisas en escala logarítmica) resulta preferible a la simple representación natural, pues en la primera se dispone de mayor amplitud en los tamaños finos y muy finos, que en escala natural resultan muy comprimidos, usando un módulo práctico de escala.



Curvas granulométricas reales de algunos suelos

A) Arena muy uniforme, de Ciudad Cuauhtémoc, México

B) Suelo bien graduado, Puebla, México

C) Arcilla del Valle de México (curva obtenida con hidrómetro)

D) Arcilla del Valle de México (curva obtenida con hidrómetro)

Figura 1.3.2 Curvas granulométricas de algunos suelos

La forma de la curva da inmediata idea de la distribución granulométrica del suelo; un suelo constituido por partículas de un solo tamaño, estará representando por una línea vertical (pues el 100% de sus partículas, en peso, es de menor tamaño que cualquiera mayor que el que el suelos posea y 60% de partículas tienen tamaño menor); una curva muy tendida indica gran variedad de tamaños (suelo bien graduado). En la figura 1.3.2, se muestran algunas curvas granulométricas reales.

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

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (3-1)$$

En donde:

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

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

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

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

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

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

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

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

p es el porcentaje, en peso, de las partículas menores que un cierto tamaño y D el tamaño correspondiente; la curva anterior, que se dibuja en escala semilogarítmica, suele denominarse el histograma del suelo y representa la frecuencia con que se presentan en ese suelo partículas entre ciertos tamaños. El área bajo el histograma es 100, por representar la totalidad de las partículas del suelo, en la figura 1.3.3, aparece un histograma de un suelo en el que predominan partículas de tamaño próximo a 1 mm.

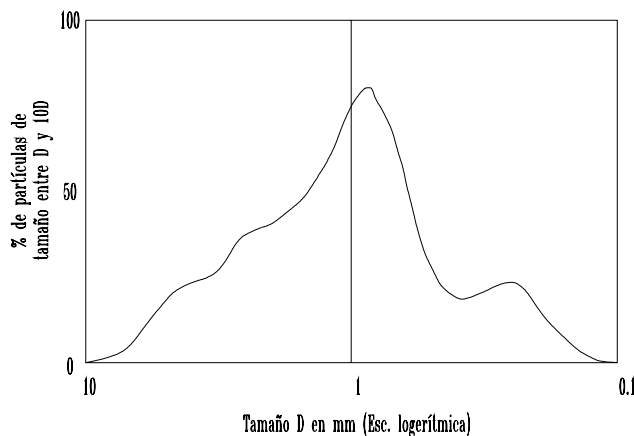


Figura 1.3.3. Histograma de un suelo D

Los valores más altos del histograma corresponden a zonas muy verticales de la curva acumulativa primeramente vista y los valores más bajos a zonas con tendencia a la horizontalidad.

Actualmente el uso de los histogramas no está muy extendido en los laboratorios.

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

I.IV CLASIFICACIÓN DE SUELOS

Generalidades

Dada la complejidad y prácticamente la infinita variedad con que los suelos se presentan en la naturaleza, cualquier intento de sistematización científica, debe de ir precedido por otro de clasificación completa

Es evidente que un sistema de clasificación que pretenda cubrir hoy las necesidades correspondientes, debe estar basado en las propiedades mecánicas de los suelos, por ser éstas lo fundamental para las aplicaciones ingenieriles. A la vez esta base debe ser preponderantemente cualitativa, puesto que un sistema que incluye relaciones cuantitativas y de detalle respecto a las propiedades mecánicas resultaría, sin duda excesivamente complicado y de engorrosa aplicación práctica; además, un sistema útil de la clasificación debe de servir para normar el criterio del técnico respecto al suelo que se trate, previamente a un conocimiento más profundo y extenso de las propiedades del mismo; de hecho, una de las más importantes funciones de un sistema sería proporcionar la máxima información normativa, a partir de la cual el técnico sepa en que dirección profundizar su investigación.

Entre los diversos estudios tendientes a encontrar un sistema de clasificación que satisfaga los distintos campos de la aplicación a Mecánica de Suelos, destacan los efectuados por el Dr. A. Casagrande en la Universidad de Harvard, los cuales cristalizaron en el conocido Sistema de Clasificación de Aeropuertos, así originalmente llamado debido a que estaba orientado para uso en aquel tipo de obras.

Este sistema reconoce que las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos constituidos por partículas menores que la malla No. 200, pueden deducirse cualitativamente a partir de sus características de plasticidad. En cuanto a los suelos formados por partículas mayores que la malla mencionada, el criterio básico de la clasificación es aún granulométrico que, aunque no es lo determinante para el comportamiento de un material, sí puede usarse como base de clasificación en los materiales granulares.

Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

Según se dijo, este sistema está basado en el de Aeropuertos, hasta el grado que puede decirse que es el mismo con ligeras modificaciones.

El sistema cubre los suelos gruesos y los finos, distinguiendo ambos por el cribado a través de la malla No. 200; las partículas gruesas son mayores que dicha malla y las finas, menores. Un suelo se considera grueso si más del 50% de sus partículas son gruesas, y fino, si la mitad o más de sus partículas, en peso, son finas.

Suelos gruesos

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

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

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

Las gravas y las arenas se subdividen en cuatro tipos:

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

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

Grupos GW y SW

Según se dijo, estos suelos son bien graduados y con pocos finos o limpios por completo. La presencia de los finos que puedan contener estos grupos no debe producir cambios apreciables en las características de resistencia de la fracción gruesa, ni inferir con su capacidad de drenaje. Los anteriores requisitos se garantizan en la práctica, especificando que en estos grupos el contenido de partículas finas no sea mayor de un 5%, en peso. La graduación se juzga, en el laboratorio por medio de los coeficientes de uniformidad y curvatura. Para considerar una grava bien graduada se exige que su coeficiente de uniformidad sea mayor que 4, mientras el de curvatura debe estar comprendido entre 1 y 3. En el caso de las arenas bien graduadas, el coeficiente de uniformidad será mayor que 6, en tanto el de curvatura debe estar entre los mismos límites anteriores.

Grupos GP y SP

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

Grupos GM y SM

En estos grupos el contenido de finos afecta las características de resistencia y esfuerzo-deformación y la capacidad de drenaje libre de la fracción gruesa; en la práctica se ha visto que esto ocurre para porcentajes de finos superiores a 12%, en peso, por lo que esa cantidad se toma como frontera inferior de dicho contenido de partículas finas. La plasticidad de los finos en estos grupos varía entre “nula” y “media” ; es decir, es requisito que los límites de plasticidad localicen a la fracción que pase la malla No. 40 debajo de la *Línea A* o bien que su índice de plasticidad sea menor que 4.

Grupos GC y SC

Como antes, el contenido de finos de estos grupos de suelos debe ser mayor que 12%, en peso y por las mismas razones expuestas para los grupos GM y SM. Sin embargo, en estos casos los finos son de media a alta plasticidad, es ahora requisito que los límites de plasticidad sitúen a la fracción que pase la malla No. 40 sobre la *Línea A*, teniéndose, además la condición de que el índice plástico sea mayor que 7.

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

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

Identificación de suelos

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

En el Sistema Unificado hay criterios para la clasificación de los suelos en el laboratorio; estos criterios de tipo granulométrico y de investigación. Además, y ésta es una de las ventajas del Sistema, se ofrecen criterios para la identificación en el campo, es decir, en aquellos casos en que no se disponga de equipo de laboratorio para efectuar las pruebas necesarias para una identificación estricta. Estos criterios, simples y expeditos, se detallan a continuación.

Identificación de campo de suelos gruesos

Los materiales constituidos por partículas gruesas se identifican en el campo sobre una base prácticamente visual. Extendiendo una muestra seca de suelo sobre una superficie plana puede juzgarse, en forma aproximada, de su graduación, tamaño de partículas, forma y composición mineralógica. Para distinguir las gravas de las arenas puede usarse el tamaño $\frac{1}{2}$ cm como equivalente a la malla No. 4, y para la estimación del contenido de finos basta considerar que las partículas de tamaño correspondiente a la malla No. 200 son aproximadamente las más pequeñas que pueden distinguirse a simple vista.

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

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

II RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

II.1 INTRODUCCIÓN

Resistencia al corte y el modelo de fricción

Se define a la resistencia al corte, o resistencia al esfuerzo cortante de un suelo como el valor máximo, o límite, de la resistencia al corte que se puede inducir dentro de su masa antes de que ceda. Bajo ciertas condiciones, la movilidad de las partículas conducirá a la formación de una superficie de deslizamiento por corte, sobre la cual puede tener lugar una cantidad apreciable de movimiento de deslizamiento, por ejemplo, avalanchas, rotación de taludes, o fallas en excavaciones. La evaluación de los parámetros de la resistencia al corte es parte necesaria de los procedimientos analíticos y de diseños relacionados con cimientos, muros de retención y pendientes de terreno. En esencia, la resistencia al corte en el seno de una masa sólida se debe al desarrollo de la resistencia a la fricción entre partículas adyacentes, de modo que los análisis se basan principalmente en el modelo de fricción.

La fuerza transmitida por dos cuerpos en contacto estático puede resolverse en dos componentes: la componente normal N , perpendicular a la superficie de deslizamiento y la componente tangencial T , paralela a la misma. En el momento en el que se inicia el deslizamiento, la relación T/N habrá llegado a un valor límite (máximo), que recibe el nombre de coeficiente de fricción (μ):

$$T_{\text{límite}} = \mu N$$

Si se supone que el valor promedio de T/N permanece constante para un material dado, se puede escribir el valor límite de T como sigue:

$$T_{\text{límite}} = N \tan \phi'$$

donde ϕ' = ángulo de fricción interna o simplemente ángulo de fricción.

Una de las causas sugeridas (Bowden y Tabor, 1950 y 1964) de la resistencia a la fricción es que en los puntos verdaderos de contacto, las partículas quedan trabadas o entrelazadas entre sí. Para que se presente el deslizamiento es necesario que el material ceda localmente en los puntos de contacto. Una forma para determinar el esfuerzo mediante el cual las partículas ceden es de forma aproximada midiendo la dureza a la indentación.

El modelo de fricción da una base útil para desarrollar descripciones matemáticas del comportamiento del suelo al cortante. Sin embargo, se debe ampliar para incluir varios factores importantes peculiares de los suelos. Por ejemplo, cualquier aplicación de carga a un suelo inducirá cambios apreciables en su volumen y en un suelo saturado se presentarán cambios en el contenido de humedad a una tasa determinada por la permeabilidad. El intervalo de permeabilidad, desde la de gravas, arenas y hasta la de arcillas abarca unos diez órdenes de magnitud o más, de modo que las velocidades correspondientes del cambio de volumen varían mucho. El valor límite del esfuerzo cortante está influido tanto por la magnitud como por la velocidad de deformación, así como por la historia de esfuerzos del suelo.

Cuando se somete un elemento a esfuerzo normal constante (σ_n), el esfuerzo cortante antes que nada aumenta rápidamente mientras que la deformación unitaria aumenta con lentitud. Cuando cede el suelo, la deformación aumenta en forma considerable mientras que el esfuerzo cortante se nivela y a continuación comienza a decrecer. El valor máximo del esfuerzo cortante en el punto de flexibilidad se llama esfuerzo máximo y representa el valor límite que corresponde al valor del esfuerzo normal. El esfuerzo cortante continúa decreciendo hasta que se nivela de nuevo a un valor menor, que se llama esfuerzo último. El esfuerzo último representa la resistencia al cortante del material en su volumen crítico. En la mayor parte de los casos, se alcanzará el valor último a deformaciones unitarias de entre 10 y 20 por ciento.

A deformaciones unitarias mucho mayores, por ejemplo, en las superficies activas de deslizamiento en suelos arcillosos, el esfuerzo cortante límite decrece aún más, y cuando los deslizamientos son mayores que un metro, se puede reducir a un valor tan bajo como el 10 por ciento del esfuerzo máximo. A ese valor muy bajo del esfuerzo con deformación grande se le llama esfuerzo residual. Los valores del esfuerzo residual se relacionan con el con el reordenamiento gradual de las partículas de arcilla en las superficies largas de deslizamientos, y quizá también con los efectos de pulimiento o espejo de falla (efecto de creep).

El problema de la determinación al esfuerzo cortante de los suelos puede decirse que constituye uno de los puntos fundamentales de toda la Mecánica de Suelos. En efecto, una valoración correcta de ese concepto constituye paso previo imprescindible para intentar, con esperanzas de éxito, cualquier aplicación de la Mecánica de Suelos al análisis de estabilidad de las obras civiles.

Gracias sobre todo a Coulomb, la Mecánica de Suelos tradicional había creído resolver el trascendental problema en forma satisfactoria; durante años, basándose en ideas sin duda más precisas que otras anteriores, el ingeniero valuó la resistencia al esfuerzo cortante y construyó obras de tierra con una tranquilidad que ahora se antoja exagerada. Una vez que, en épocas modernas y aprovechando desarrollos paralelos de la Teoría de la plasticidad, se revisaron las ideas tradicionales sobre la resistencia de los suelos, se vio que aquéllas podrían ser muy difícilmente sostenidas; de hecho, se hizo indispensable abandonarlas. Sin embargo, la tecnología o investigación actuales no han sido capaces aún de sustituir el cuerpo de doctrina, sistematizado y completo del que antes se disponía, por otro análogo y acorde con las nuevas ideas, en lo que se refiere al problema de la resistencia al esfuerzo cortante, la Mecánica de Suelos está en una etapa de transición: la investigación moderna se mostrado iconoclasta con lo antiguo y, por otra parte, aún no le ha sido posible elaborar una doctrina completa y sistemática. Esta es la razón por la que aún hoy en muchos laboratorios de ingeniería de suelos se trabaja en estos terrenos, como si los últimos años ni hubiesen transcurrido

Teorías de falla

La Mecánica de Suelos tradicionalmente ha estudiado las condiciones de esfuerzo límite que causan la falla de los suelos por fractura o por flujo plástico a través de la teoría de Mohr-Coulomb, que consiste en considerar que la resistencia de un material puede medirse por el esfuerzo cortante máximo que puede soportar ese material que, a su vez, es función del esfuerzo normal actuante en el plano en que ocurre la falla.

Esta hipótesis de falla ha dado, en general, buenos resultados prácticos en los suelos, siempre y cuando los esfuerzos que se consideren sean los efectivos.

La anterior hipótesis de falla, tan generalizada en la Mecánica de Suelos, es la causa de que prácticamente todos los problemas en que se involucra la resistencia de los suelos, en que se refieran a la resistencia, al esfuerzo cortante de éstos.

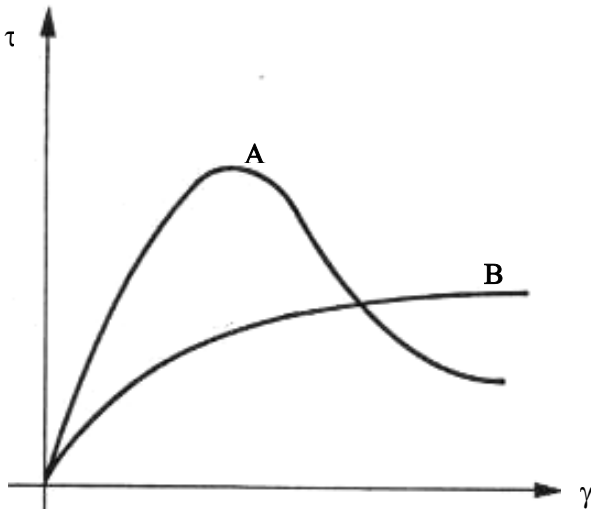


Figura 2.1.1 Curvas esfuerzos cortantes vs deformaciones angulares

Para establecer una teoría de falla cualquiera, es condición definir claramente lo que se entiende por falla, dentro de tal teoría. En términos generales no existe aún una definición general del concepto falla; puede significar el principio del comportamiento inelástico del material o el momento de la ruptura del mismo, por solo citar dos interpretaciones muy comunes entre los especialistas.

Aceptando una teoría en la que la resistencia del material esté expresada en términos del esfuerzo cortante máximo que resiste dicho material puede establecerse el momento en que ocurre la falla estudiando la curva de esfuerzos cortantes vs. deformaciones angulares, como se ve en la figura 2.1.1.

En el caso de la curva A la posición del punto de falla podría definirse con claridad, en el punto de máximo esfuerzo cortante (falla frágil), mientras en la curva B (falla plástica) resulta confuso fijar cualquier punto como límite, y la condición de falla ha de establecerse arbitrariamente.

Los criterios de falla que se han presentado en el pasado podrían clasificarse primeramente en dos grupos:

- a) El que utiliza criterios dinámicos; es decir, que refiere la condición de falla a esfuerzos cortantes.
- b) El que utiliza criterios cinemáticos, en los que la falla se define en términos de las deformaciones producidas.

Actualmente las Teorías de Falla más usadas siguen criterios dinámicos, y las correspondientes al segundo grupo no gozan de gran predicamento. En el análisis que sigue, se trata una sola teoría de falla de tipo cinemático y es precisamente la mencionada en primer lugar entre las que siguen:

a) *Teoría de la deformación unitaria máxima (Saint-Venant)*

Esta teoría supone que la falla está determinada por la máxima deformación unitaria elástica, en tensión o compresión, que experimenta el material sujeto a esfuerzos.

Dentro de las teorías de tipo dinámico, las que han alcanzado mayor notoriedad son las siguientes:

b) Teoría del máximo esfuerzo normal (Rankine)

Supone que la ruptura o flujo plástico del material está determinado por el mayor esfuerzo principal y no depende de los otros esfuerzos principales. Experimentos de Bridgman hacen ver a esta teoría como inadecuada, pues cuando los tres esfuerzos principales son iguales, el material puede soportar muy grandes presiones, sin que se presente una condición de falla.

c) Teorías de máximo esfuerzo cortante

Con el criterio de atribuir la falla al esfuerzo cortante actuante máximo existen varias teorías, que podría decirse son las de más amplio uso, porque son las que experimentalmente han rendido los mejores resultados.

1.- Teoría de Guest:

Según esta teoría, la falla está determinada por el máximo esfuerzo cortante o la máxima diferencia entre los esfuerzos principales. Guest supuso que el esfuerzo cortante límite es una constante del material. La experiencia, sin embargo, ha demostrado que las ideas anteriores no representan al comportamiento de materiales frágiles, tales como rocas, concreto, etc.; tampoco es aplicable en arenas ni arcillas, pues la resistencia al esfuerzo cortante representada por el esfuerzo cortante de falla, dista de ser constante en unos materiales.

2.- Teoría de Coulomb:

En 1733 Coulomb estableció una teoría la cual un material falla cuando el esfuerzo cortante actuante en un plano alcanza un valor límite máximo. Dentro de la teoría, que también es atribuida a Navier se acepta que dicho esfuerzo cortante límite depende del esfuerzo normal actuante en el plano de falla y que existe una ley de variación lineal entre ambos tipos de esfuerzos.

3.- Teoría de Mohr:

Esta teoría, debida a Otto Mohr establece que, en general, la falla por deslizamiento ocurre a lo largo de la superficie particular en la que la relación del esfuerzo tangencial al normal (oblicuidad) alcance un cierto valor máximo. Dicho máximo fue postulado por Mohr como una función tanto del acomodo y forma de las partículas del suelo, como del coeficiente de fricción entre ellas. La teoría de Mohr no fija la hipótesis de variación lineal entre el esfuerzo normal y el cortante que definen la oblicuidad límite en la superficie crítica; según esta teoría, dicha ley de variación queda representada general por una curva. Esta teoría explica satisfactoriamente varios fenómenos de importancia en los materiales frágiles, como rocas, concreto y suelos.

La Mecánica de Suelos actual utiliza generalmente como criterio de falla lo que suele llamarse el criterio de Mohr-Coulomb, con líneas de falla curvas. Se atribuye la falla al esfuerzo cortante y se acepta que éste depende del esfuerzo normal actuante en el plano de falla, pero se acepta también que la relación entre ambos esfuerzos no es constante. La teoría de Coulomb, que resulta ahora un caso particular de la generalizada de Mohr-Coulomb, puede ser suficientemente satisfactoria en muchos problemas, tales como los que se refieren a los suelos arenosos sujetos a niveles de esfuerzos bajos y a los suelos plásticos saturados y normalmente consolidados. En los suelos plásticos no saturados o preconsolidados, la generalización que presenta el criterio de Mohr es conveniente.

Modernamente se han desarrollado otras teorías que toman en cuenta el esfuerzo principal intermedio. Estas teorías usan de los conceptos de esfuerzo normal octaédrico y esfuerzo tangencial octaédrico, que corresponden respectivamente al promedio de los tres esfuerzos normales principales y al esfuerzo tangencial que actúa en un plano igualmente inclinado respecto a los tres planos principales.

Reseña histórica

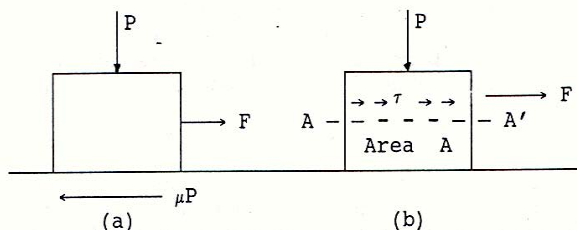


Figura 2.1.2 Mecanismos de los fenómenos de fricción

El problema de la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos puede decirse que constituye uno de los puntos fundamentales de toda la Mecánica de Suelos. El primer trabajo en que seriamente trató de explicarse la génesis de la resistencia de los suelos es debido al ingeniero francés C.A. Coulomb (1766).

La primera idea de Coulomb consistió en atribuir a la fricción entre partículas del suelo la resistencia al corte del mismo y en extender a este orden de fenómenos las leyes que sigue la fricción entre cuerpos.

Es sabido que si un cuerpo figura 2.1.2a sobre el que actúa una fuerza normal P ha de deslizarse sobre una superficie rugosa, se encuentra que la fuerza F, necesaria para ello, resulta ser proporcional a P, teniéndose:

$$F = \mu P$$

Donde μ recibe el nombre de coeficiente de fricción entre las superficies de contacto.

Coulomb admitió que, en primer lugar, los suelos fallan por esfuerzo cortante a lo largo de planos de deslizamientos y que, esencialmente, el mismo mecanismo de fricción arriba mencionado rige la resistencia al esfuerzo cortante de, por lo menos, ciertos tipos de suelo y un plano potencial de falla de la misma AA', figura 2.1.2b, el esfuerzo cortante máximo susceptible de equilibrio y, por lo tanto, la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, por unidad de área en ese plano, es proporcional al valor de s, presión normal en el plano AA', teniéndose:

$$\frac{F}{A} = s = \tau_{\max} = \sigma \text{ Tan } \phi$$

Nace así una ley de resistencia, según la cual la falla se produce cuando el esfuerzo cortante actuante, τ , alcanza un valor, s , tal que:

$$s = \sigma \text{ Tan } \phi \quad (\text{I.1})$$

La constante de proporcionalidad entre s y σ , $\text{Tan } \phi$, fue definida por Coulomb en términos de un ángulo al cual él llamó “ángulo de fricción interna” y definió como una constante del material.

De la ecuación anterior se deduce que la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos que la obedezcan debe ser nula para $\sigma = 0$. Un ejemplo es la arena seca y suelta en donde $\sigma = 0$, y por lo tanto $s = 0$. Por otra parte, Coulomb pudo observar que, en otros materiales, tales como un fragmento de arcilla, el experimento anterior conduce a nuevas conclusiones; en efecto, es un hecho que la arcilla no deslizaría entre los dedos, de modo que ese material exhibe resistencia al esfuerzo cortante aun en condiciones en que el esfuerzo normal exterior es nulo. A los materiales de este tipo se les asignó arbitrariamente, una segunda fuente de resistencia al corte, la cual se llama “cohesión” y se consideró también una constante de los materiales. Coulomb observó que en arcillas francas, la resistencia parecía ser independiente de cualquier presión normal exterior actuante sobre ellas y, por lo tanto, en dichos materiales parecía existir sólo cohesión, comportándose en definitiva como si en ellos $\phi = 0$ y la ley de resistencia de estos suelos sería:

$$s = c \quad (\text{I.2})$$

En general, según Coulomb, los suelos presentan características mixtas entre las antes enumeradas; es decir, presentan, a la vez “cohesión y fricción interna”, por lo que puede asignárseles una ley de resistencia que sea una combinación de las ecuaciones (I.1 y I.2). Esta ecuación conocida en Mecánica de Suelos con el nombre de la ley de Coulomb, podría escribirse:

$$s = c + \sigma \text{ Tan } \phi \quad (\text{I.3})$$

Así las ecuaciones (I.1) y (I.2) pueden verse como casos particulares de una ley más general.

Un suelo cuya resistencia al esfuerzo cortante pueda representarse por una ecuación del tipo (I.1) se ha llamado tradicionalmente “**suelo puramente friccionante**”, así como un suelo que satisfaga la ley (I.2) ha recibido el nombre de “**puramente cohesivo**” y en el caso más general se ha hablado de suelos “**cohesivos-friccionantes**” o suelos “**intermedios**”, ecuación (I.3)

La ecuación (I.3) fue usada por más de un siglo y sirvió de base para la elaboración de teorías de presión de tierra, capacidad de carga y métodos de análisis de estabilidad de terraplenes y presas de tierra. Con el paso de los años se empezaron a notar las fuertes discrepancias que existían entre la realidad y lo planteado en la teoría. Fue hasta 1920 cuando Terzaghi estableció, que en las ecuaciones (I.1) y (I.3) la presión normal total debería sustituirse por la presión intergranular, de modo que la presión que se admite controla los fenómenos de resistencia al esfuerzo cortante es la presión efectiva o intergranular. La ecuación (I.3) se modificó así para tomar la forma:

$$s = \tau = c + (\sigma - u_n) \text{ Tan } \phi \quad (\text{I.4})$$

En donde, es usual, u_n representa la presión neutral en el agua. La modificación de Terzaghi tomó en cuenta, por primera vez, la importante influencia del agua contenida en el suelo. Pronto se descubrió que el valor de u_n depende no sólo de las condiciones de la carga, sino también, de la velocidad de aplicación de ella, lo que condujo a distinguir el valor de la resistencia “lenta” de la “rápida”

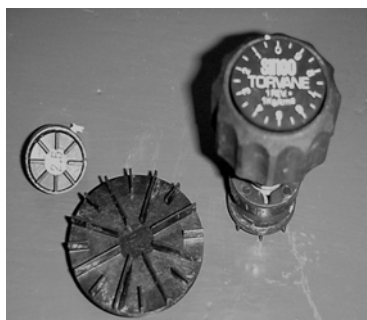
Hvorslev hizo notar que el valor de la “cohesión” de las arcillas saturadas no era una constante, sino que resultaba ser función de su contenido de agua, por lo tanto se destruyó de una vez por todas, la idea, en sí insostenible, de que c (cohesión) fuese una constante.

II.II DETERMINACIÓN EN LABORATORIO

Las muestras del suelo inalteradas, obtenidas a través de un proceso de exploración, nos servirán para en ellos realizar; la identificación del tipo de suelo, la determinación de las propiedades índice y mecánicas. Para la obtención de estas últimas se utilizan diversos equipos que se encuentran en un laboratorio de mecánica de suelos. Enfocado principalmente para la obtención de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos; los equipos más utilizados son:

- 1) Torcómetro
- 2) Penetrómetro
- 3) Aparato de corte directo
- 4) Aparato de corte simple
- 5) Equipo triaxial

- 1) Torcómetro



El torcómetro figura 2.2.1 es un dispositivo provisto de un juego de navajas, que por el momento torcionante aplicado manualmente provocan la falla del suelo en la superficie que generan las orillas de las navajas. El torcómetro está equipado de un resorte calibrado y una manecilla, con la que se mide y señala directamente la resistencia no drenada del suelo; El intervalo de medición es de 0 a 2.5 kg/cm².



En el laboratorio se usa frecuentemente para medir la resistencia del suelo en los extremos de los segmentos de tubos Shelby.

Para hacer una medición del esfuerzo cortante, primeramente se deberá enrasar la superficie de la muestra, teniendo cuidado de no inducir perturbación por el corte y el enrase; siempre será deseable producir la superficie plana por corte con alambre tenso (arco).

Figura 2.2.1 Torcómetro manual

A continuación se hinca cuidadosamente el torcómetro, de tal forma que éste quede perpendicular a la superficie de suelo, enseguida se ejerce una presión normal y uniforme y se gira lentamente a su maneral con una velocidad constante. La velocidad de rotación recomendada para alcanzar la falla del suelo es de 360°/min.

Al ocurrir la falla del suelo y disiparse el par torcionante aplicado, la manecilla indicadora conserva la lectura máxima, la que corresponde directamente a la resistencia no drenada del suelo ($s = c_u$) en kg/cm².

Parece haber evidencia de la similitud de resultados con torcómetro y con ensayos triaxiales no drenados; sin embargo la medición con torcómetro generalmente subestima la resistencia al corte por los siguientes factores:

*Se trata de una medición muy cercana a la superficie, en la que por la acción del corte y enrase se tiene material remoldeado

*Al problema de la perturbación anterior se agrega que el torcómetro disponible en el mercado posee navajas de espesor excesivo y sin filo en sus orillas. (Mala calibración).

La velocidad aplicada de deformación y la orientación de los planos de falla son factores adicionales a los señalados, que llevan a concluir que esta medición proporciona un valor aproximado de la resistencia, y que es deseable comparar los resultados con los de otros ensayos en campo o en laboratorio, a fin de seleccionar los valores de C_u más apropiados a considerar en un análisis geotécnico.

2) Penetrómetro



El penetrómetro es un equipo que es introducido directamente dentro del suelo. La resistencia a la compresión no confinada (compresión simple, q_u) es medida en la carátula y se debe al resorte calibrado que lleva en su interior figura 2.2.2

Se debe hacer notar, que al ir introduciendo la punta del penetrómetro en el suelo, debe hacerse a una velocidad tal, que no se produzca una expulsión de agua (efecto de esponja).

Figura 2.2.2 Penetrómetro

3) Aparato de corte directo

La prueba de corte directo, es una de las más viejas y simples que hay en pruebas de corte. Un diagrama del aparato de corte directo se muestra en la figura 2.2.3.

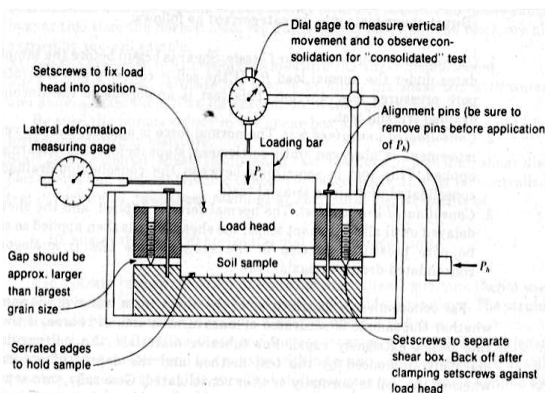


Figura 2.2.3 Esquema del aparato de corte directo, corte longitudinal

El equipo utilizado para esta prueba consiste de una caja metálica en la cual una muestra de suelo es colocada. Las muestras de suelo vista en planta pueden ser cuadradas o circulares. El tamaño de las muestras que generalmente se utilizan es aproximadamente de 3 ó 4 in² (1935.48 ó 2580.64 mm²) de sección con una altura de 1 in (25.4 mm). La caja esta partida horizontalmente por la mitad

A esta muestra se le aplica un esfuerzo normal (s) constante por medio de un portapesas, que descansa en un balín, sobre la parte superior de la caja partida, después se aplica el esfuerzo tangencial en la placa superior produciendo corte, incrementándolo gradualmente hasta la falla de la muestra de suelo. Dependiendo del equipo, la prueba de corte se puede realizar bajo condiciones de esfuerzo controlado o deformación controlada.

En pruebas de esfuerzo controlado, la fuerza cortante es aplicada por medio de pesas en incrementos iguales hasta que la muestra falle. La falla se lleva a cabo a lo largo del plano que coincide con el plano de corte de la caja. Después de la aplicación de cada incremento de carga, el desplazamiento horizontal relativo de la parte superior de la caja es medida por un cuadrante de desplazamientos horizontales (micrómetro de carátula)

El cambio de la altura de la muestra (cambio de volumen) durante la prueba puede ser obtenido de lecturas a través de otro cuadrante de desplazamientos verticales (micrómetro de carátula) que mide los movimientos verticales del plato superior de carga.

En pruebas de deformación controlada, una velocidad constante de deformación se aplica a la parte superior de la caja por medio de un motor a través de engranes. La velocidad de deformación en el sentido horizontal puede ser observada por medio de un micrómetro de carátula y la resistencia a la fuerza cortante del suelo correspondiente a cualquiera de los desplazamientos se mide por medio de un anillo de carga. El cambio de volumen de la muestra durante la prueba es obtenida de manera similar que en una prueba de esfuerzo controlado. Este equipo de deformación controlada se muestra en la figura 2.2.4.



Figura 2.2.4 Aparato de corte directo

La ventaja de la prueba de deformación controlada es que, en el caso de una arena densa, la resistencia pico (en la falla) y puntos de resistencia al corte menores (resistencia residual) pueden ser observados y dibujados. En pruebas de fuerza controlada, solamente la resistencia pico puede ser observada y dibujada. Nótese que la resistencia pico en una prueba de esfuerzo controlado puede ser únicamente aproximada. Esto se debe a que la falla ocurre en un nivel de esfuerzos ubicado entre el incremento de prefalla y el incremento de falla. Para obtener una buena aproximación en la ley resistencia del suelo que se este ensayando se deben

realizar varias pruebas, en el caso de arenas, estas muestras deben formarse con el mismo procedimiento para tener una compactación relativa constante, y en el caso de suelos cohesivos se deben utilizar muestras lo más homogéneas posibles. En las pruebas de corte directo el esfuerzo normal será diferente para cada prueba.

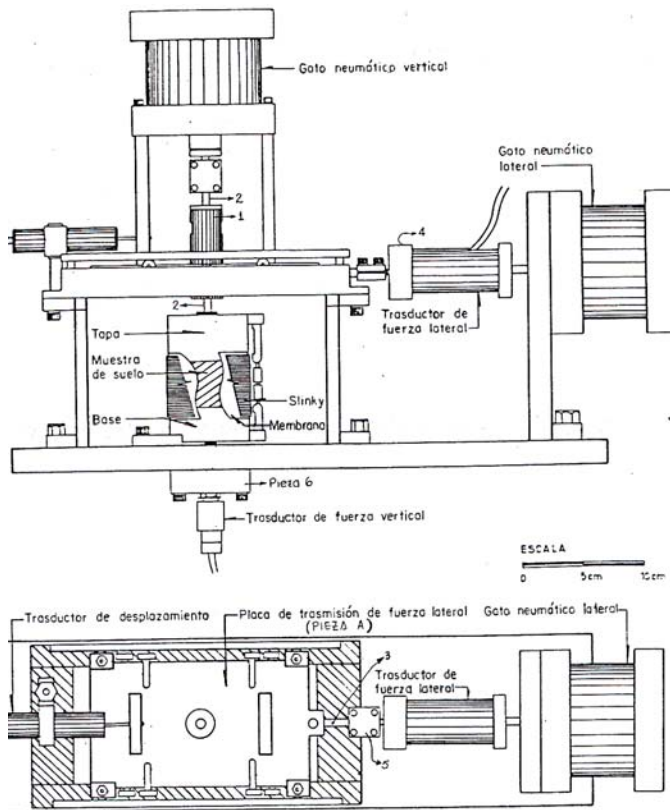
Los puntos obtenidos (σ_n , τ_f) de cada prueba para un mismo suelo son graficados, y se unen con una recta, pero como en toda prueba existen errores y además la no uniformidad de los especímenes habrá pequeñas desviaciones, lo que es lo mismo que la relación entre el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante será una línea curva. Se puede entonces, determinar el ángulo de fricción interna y la cohesión, según el tipo de suelo ensayado.

Existen algunas desventajas de este equipo que son:

- a) No se puede controlar el flujo de agua
- b) El área de falla efectiva está disminuyendo
- c) El suelo es forzado a romperse en un plano determinado, el cual no necesariamente es el plano de mayor debilidad
- d) No hay distribución igual de los esfuerzos sobre la superficie de corte
- e) Los esfuerzos son mayores en los extremos que en el centro

4) Aparato de corte simple

Esta prueba es una manera apropiada de reproducir en el laboratorio el estado de esfuerzos experimentado por un elemento de suelo bajo la acción de un sismo o bien en la velocidad de un pilote.



El estado de corte puro puede inducirse de dos maneras, ya sea por aplicación de esfuerzos de corte puro o bien por medio de tensiones o compresiones. El ensaye de corte simple, estático o cíclico, consiste en aplicar una fuerza cortante a una muestra de suelo, cilíndrica o de sección rectangular, envuelta con una membrana que a su vez es confinada por un resorte plano o un recipiente de paredes móviles. (anillos metálicos).

Además este aparato elimina el rozamiento en las paredes al aplicar el esfuerzo vertical, pues la membrana es muy de formable y los anillos, que quedan separados entre sí, no oponen resistencia a las deformaciones verticales de la muestra.

Figura 2.2.5 Esquema del aparato de corte simple cíclico

Un inconveniente del ensaye es que no se desarrollan totalmente los esfuerzos cortantes complementarios en las paredes de la probeta. Esto provoca, por condición de equilibrio, una redistribución de esfuerzos normales en los extremos de la probeta por lo que el estado de esfuerzos desarrollado en su interior no es totalmente de corte simple, sino que se ha encontrado que a cierta distancia del exterior se empieza a generar la condición de corte puro, que en el suelo sólo se presenta en la superficie, figura 2.2.5

El equipo de corte cíclico se encuentra formado por seis sistemas:

- a) De confinamiento para la probeta de suelo.
- b) De carga vertical.
- c) De carga lateral.
- d) De control para el gato neumático vertical y horizontal.
- e) De medición de cambios volumétricos.
- f) De instrumentación y adquisición de gatos

5) Equipo triaxial

Las pruebas de compresión triaxial son mucho más refinadas que las de corte directo y en la actualidad son, con mucho, las más usadas en cualquier laboratorio para determinar las características esfuerzo-deformación y de resistencia al corte de los suelos. Teóricamente son pruebas que se podrían variar a voluntad las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre un espécimen de suelo, efectuando mediciones sobre sus características mecánicas en forma completa. En realidad y buscando sencillez en su realización, en las pruebas que hoy se efectúan, los esfuerzos en dos direcciones son iguales. Los especímenes son usualmente cilíndricos (diámetro = 3.6 cm y altura = 8.5 cm) aproximadamente y están sujetos a presiones laterales de un líquido generalmente agua, de la cual se protegen con una membrana impermeable. Para lograr el debido confinamiento, la muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica y hermética, de lucita, con bases metálicas figura 2.2.6.

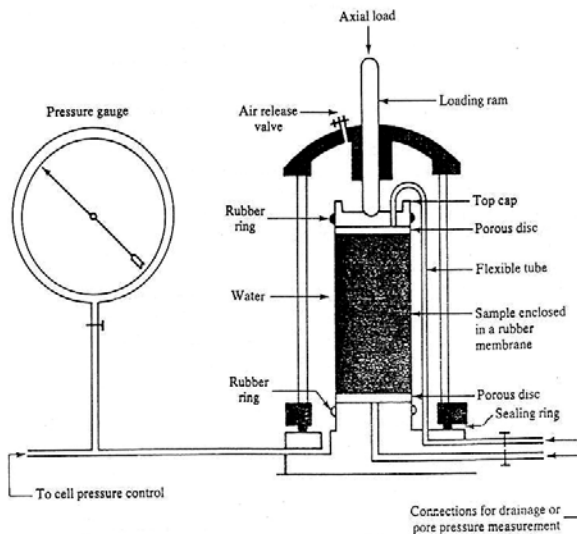


Figura 2.2.6 Diagrama básico de la cámara triaxial

En las bases de la muestra se colocan piedras porosas, cuya comunicación con una bureta exterior nos permiten medir los cambios volumétricos durante un ensayo drenado, en caso contrario, y si contamos con un transductor de presión de poro, podemos medir ésta y poder manejar los esfuerzos totales y efectivos. El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara.

La presión que se ejerce con el agua que llena la cámara es hidrostática y produce por lo tanto, esfuerzos principales sobre el espécimen, iguales en todas

direcciones, tanto como lateral como axialmente. En las bases del espécimen actuará, además de la presión del agua, el efecto transmitido por el vástago de la cámara desde el exterior. ($\Delta\sigma$)

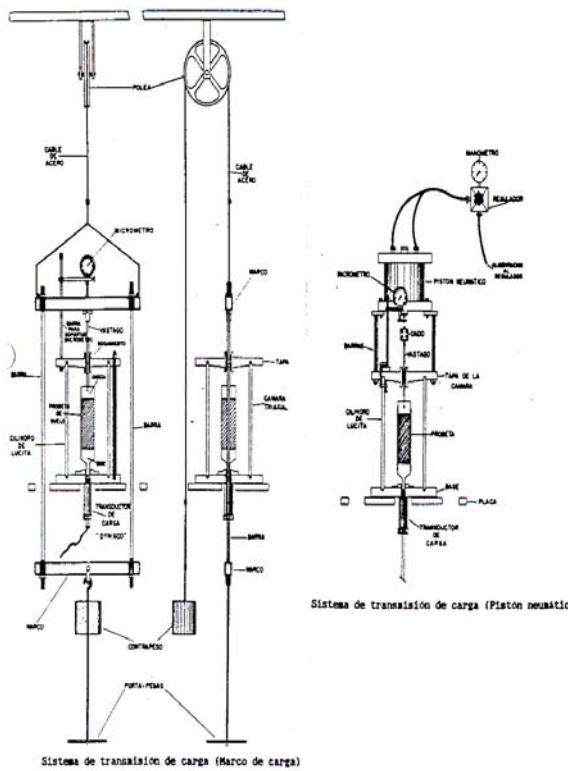


Figura 2.2.7 Sistema de transmisión de carga

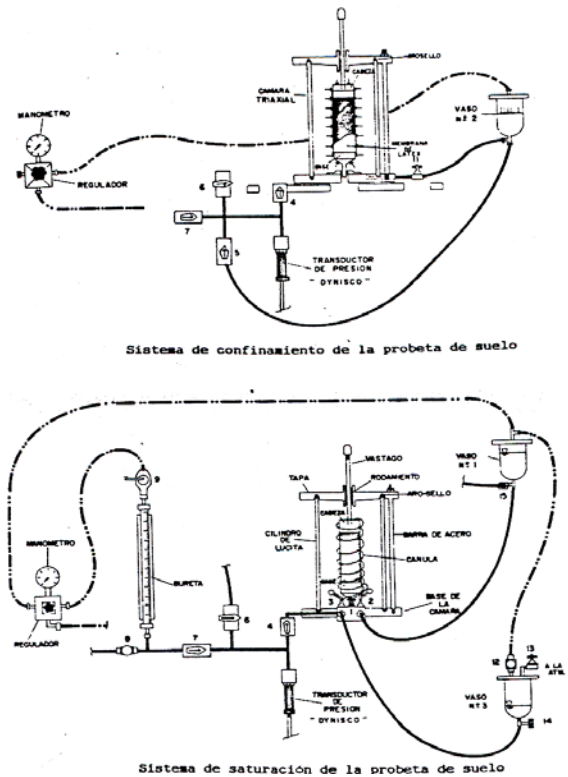


Figura 2.2.8 Sistema de confinamiento y saturación

En las figuras 2.2.7 y 2.2.8 se muestran algunos sistemas que forman parte del equipo triaxial, marco de carga o pistón de carga, sistema de confinamiento, sistema de saturación etc. La prueba triaxial con mayor uso es aquella en donde la carga transmitida al espécimen de suelo es por medio del vástago; el valor de esta presión ($\Delta\sigma_a$; incremento del esfuerzo axial) sumada a la del agua (σ_c ; esfuerzo confinante), dará el esfuerzo axial actuante sobre la muestra. (σ_a).

$$\sigma_a = \sigma_c + \Delta\sigma_a \quad \dots \text{(II.1)}$$

Las pruebas triaxiales pueden clasificarse en dos grandes grupos: pruebas de compresión y pruebas de extensión.

La diferencia que existe entre ambas es que en la primera el esfuerzo axial se incrementa, y en la segunda el esfuerzo radial es el que se incrementa.

Esta resistencia al esfuerzo cortante está dada por la ecuación de Coulomb

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \dots \text{(II.2)}$$

en la que

τ = resistencia al esfuerzo cortante kg/cm^2

c = cohesión del suelo kg/cm^2

σ = esfuerzos actuantes donde se puede trabajar con esfuerzos totales y esfuerzos efectivos (σ) según el problema de que se trate.

ϕ = ángulo de fricción interna

En general los suelos poseen al mismo tiempo cohesión y fricción interna, sin embargo existen dos casos límite:

- a) Arenas lavadas y secas. Material friccionante, donde ϕ es diferente de cero, $\tau = \sigma \tan \phi$.
- b) Arcillas blandas, las cuales se comportan como si ϕ sea igual a cero, resultando la carga de ruptura constante e igual a la cohesión del suelo, $\tau = c$.

Sin embargo en la naturaleza tenemos en general un material que contempla ambos casos límite:

Podemos definir la cohesión como la adherencia entre las partículas del suelo debida a la atracción entre ellas, ocasionada por las fuerzas moleculares. Y que es la ordenada al origen de las figuras anteriores.

El ángulo de fricción depende de la uniformidad de las partículas del suelo, tamaño, forma de los granos y de presión normal. (pendiente de la ley de resistencia)

Las pruebas de compresión triaxial se pueden ejecutar de tres diferentes formas que son:

- 1.- Prueba rápida (sin consolidación y sin drenaje) "UU"
- 2.- Prueba rápida consolidada (con consolidación y sin drenaje) "CU"
- 3.- Prueba lenta (con consolidación y con drenaje) "CD"

La única diferencia que existe en estos tipos de prueba es el drenaje o sea si se permite el flujo de agua o no dependiendo de las necesidades de proyecto a realizar.

En el laboratorio se puede aplicar un estado principal de esfuerzos y se acepta que simula el estado de esfuerzos in situ. Esta hipótesis se hace por la dificultad mecánica de aplicar las condiciones reales de esfuerzo.

En las pruebas de compresión triaxial en los suelos friccionantes tales como arenas limpias se enfrenta el ingeniero a un inconveniente pues este material es imposible de ser labrado por métodos convencionales, para ello se recurre a la formación de la probeta al vacío, la cual nos ayudará para que dicha probeta no se derrumbe. La prueba consiste en aplicar un esfuerzo lateral σ_c por medio de un vacío que se comunica a una muestra de arena, previamente envuelta en una membrana de hule, cumpliendo la misión de soporte de la probeta.

En lo que respecta a suelos cohesivos el problema de inestabilidad no se presenta puesto que el término cohesivo significa atracción entre partículas lo cual nos ayudará para que se pueda trabajar más fácilmente.

Los factores que influyen en la resistencia al esfuerzo cortante son:

- * historia previa de carga de suelo.
- * condiciones de drenaje del mismo.
- * velocidad de aplicación de las cargas a que se le sujete y sensibilidad de su estructura.

Además de las características anteriores existen dos factores circunstanciales, dependientes de cómo se hace llegar el material a la falla, que ejercen gran influencia en la resistencia. Estos son los niveles de esfuerzo y el tipo de prueba que se realice en el laboratorio.

II.III DETERMINACIÓN EN CAMPO

Los equipos más utilizados son seis y son los siguientes:

1) Prueba de veleta

La prueba de la veleta, figura 2.3.1, es una técnica para obtener la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos cohesivos. La prueba presenta una ventaja considerable; la de realizarse sobre los suelos "in situ", es decir, sobre los materiales en el lugar en que se depositaron, sobre muestras extraídas con mayor o menor grado de alterabilidad, figura 2.3.2. La prueba de la veleta consiste en hacer fallar un cilindro de revolución de suelo, con una veleta que consta de cuatro placas de acero colocadas en forma vertical, montadas en una varilla del mismo material.

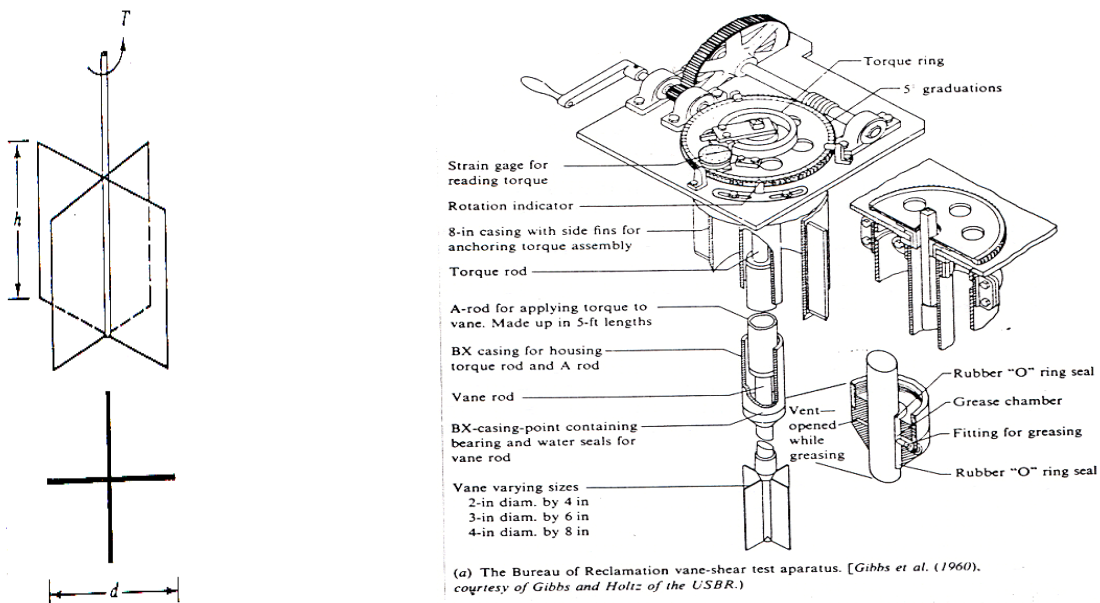


Figura 2.3.1 Diagrama del equipo de corte veleta



Figura 2.3.2 Determinación de la resistencia al corte no-drenada utilizando una veleta

La veleta se hinca en el suelo, girándose posteriormente para generar la superficie de falla cilíndrica. El momento de torsión se provoca desde la superficie con un mecanismo manual que mide el ángulo de giro, el momento se transmite mediante una columna de barras de acero.

Procedimiento de operación

- Se realiza una perforación deseada.
- Se hinca la veleta en una zona no alterada de suelo, a 30 cm aproximadamente.

- Se gira hasta alcanzar la falla con una velocidad de rotación de 4 a 6 grados por minuto, la falla se alcanza generalmente entre 3 – 10 minutos.
- Con los datos de la prueba se hace una gráfica tiempo (t) contra esfuerzo cortante (τ), y de ella se determina la resistencia máxima y la resistencia remoldeada.

La prueba de la veleta se aplica a suelos cohesivos plásticos donde uno obtiene la cohesión no-drenada, C_u o S_u ($\phi=0$). En las arenas sueltas, la veleta modifica la compacidad de los mantos al ser introducida y además produce un cambio en el estado de esfuerzos general dentro de la masa, por lo cual los resultados que pudieran obtenerse son de interpretación imposible

2) Penetrómetros

Para la exploración de un sitio los penetrómetros son de gran utilidad y además tienen tres criterios:

- a) Como instrumento de exploración para definir la estratigrafía y facilitar con ello la selección de los muestreadores de suelo que deberán emplearse.
- b) Para disminuir el costo de realización de sondeos complementarios para cubrir un área grande.
- c) Como técnica única de exploración en proyectos de bajo costo que no pueden justificar sondeos de muestreo o en casos en que la información obtenida sea suficiente.

En seguida se presentan detalles sobre del cono holandés tipo eléctrico y el Penetrómetro estándar, por que son los de mayor utilidad a causa de las correlaciones que pueden establecerse con las propiedades de los suelos.

3) Prueba del cono eléctrico

El cono eléctrico determina las variaciones con la profundidad de las resistencias a la penetración de punta y fricción del cono; la interpretación de estos parámetros permite definir con precisión cambios en las condiciones estratigráficas del sitio y estimar la resistencia al corte de los suelos mediante correlaciones empíricas.

El cono es una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con deformómetros eléctricos (strain-gages), usualmente tienen dos toneladas de capacidad de carga y resolución de +/- 1 kg. En el caso de los suelos duros podrá alcanzar una capacidad de cinco toneladas y resolución de +/- 2 kg; en la figura 2.3.3 se muestra esquemáticamente dicho instrumento. El cono eléctrico tiene 3.6 cm de diámetro exterior, aunque para suelos blandos se han utilizado hasta 7 cm.

Como se observa en la figura 2.3.3, la fuerza que se desarrolla en la punta cónica (1) se mide en la celda inferior (11) y la que se desarrolla en la funda de fricción (2) se mide en la celda superior (10).

La señal de salida del cono se transmite con cables a la superficie, las señales las recibe un aparato receptor y las transforma en señal digital, impresión numérica o directamente en una gráfica figura 2.3.4.

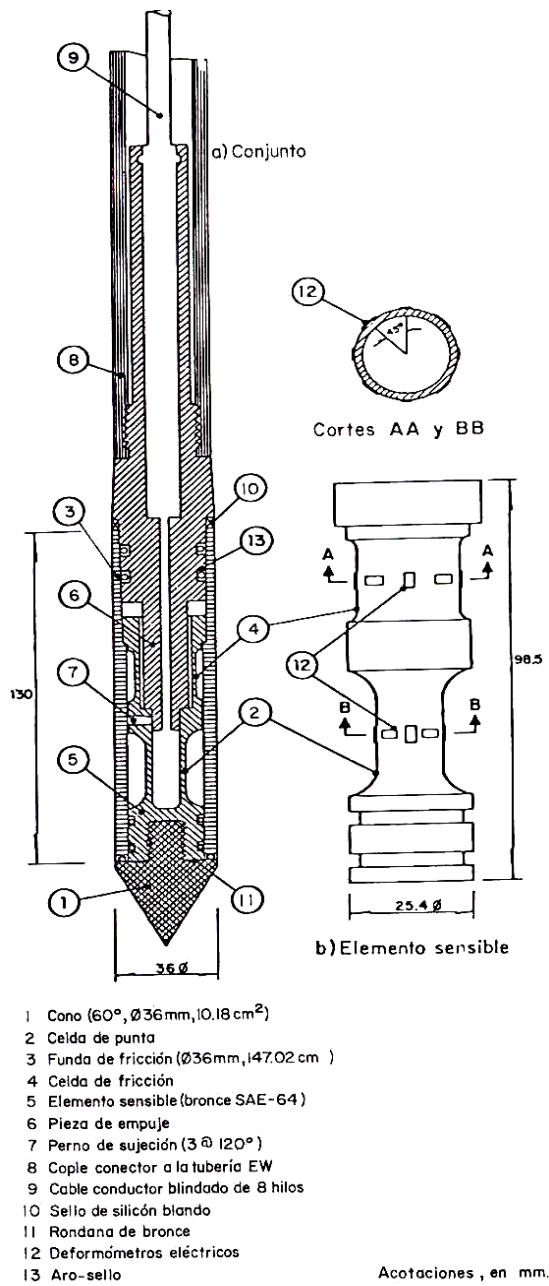


Figura 2.3.3 Corte transversal del penetrómetro eléctrico

El cono se hince en el suelo empujándolo con una columna de barras de acero, usualmente de 3.6 cm de diámetro exterior, por cuyo interior sale el cable que lleva la señal a la superficie, figura 2.3.5. La fuerza necesaria para el hincado se genera con un sistema hidráulico con una velocidad de penetración controlada.

La velocidad de hincado del cono es usualmente 2 cm/s. Para las arcillas de la Ciudad de México se ha adoptado 1 cm/s, porque así se controla mejor la prueba; sin embargo, es admisible operar con 2 cm/s sabiendo que se obtienen valores ligeramente más altos; es muy importante que durante la prueba la velocidad de penetración se mantenga constante ya que es inevitable que en las capas duras el cono pierda velocidad de penetración y que al pasarlas se acelere.

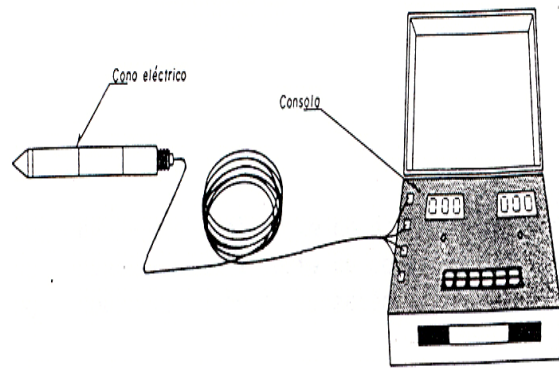


Figura 2.3.4 Cono eléctrico y consola de lecturas

Los parámetros de resistencia de los suelos son:

a) Suelos cohesivos. La resistencia al corte de los suelos cohesivos en condiciones no drenadas se pueden obtener aproximadamente con la expresión;

$$C_{uu} = \frac{q_c}{N_k}$$

donde;

C_{uu} – Resistencia al corte no drenada, en t/m^2

q_c – Resistencia de punta de cono, en kg/cm^2

N_k – Coeficiente de correlación

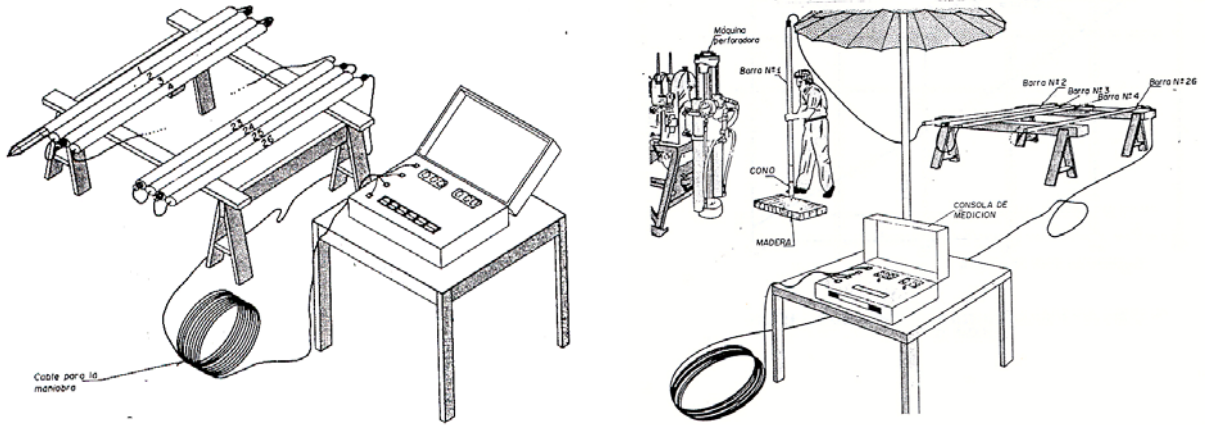
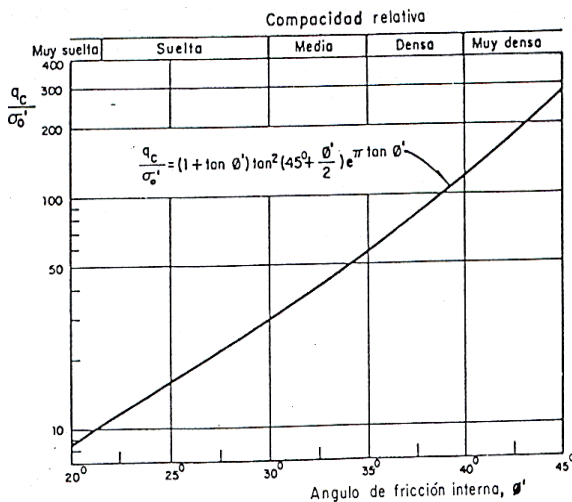


Figura 2.3.5. Preparación de barras, cable y revisión del funcionamiento del cono

Los valores del coeficiente N_k , determinados para los suelos de la Ciudad de México, aparecen en la siguiente tabla:

Tabla 2.3.1

Tipo de suelo	q_c	Prueba	
		Triaxial UU	Compresión simple
Costra seca	$5 < q_c < 10$	$q_c/14$	$q_c/20$
Arcillas blandas	$q_c > 5$	$q_c/13$	$q_c/16$
Limos arcillosos duros	$q_c > 10$	$q_c/24$	$q_c/54$



b) Suelos friccionantes. La correlación entre la resistencia de la punta de cono y la compacidad relativa de arenas finas se muestra en la figura 2.3.6., en la cual se presenta una solución gráfica para determinar el valor de ϕ en función de q_c y de σ'_v : donde σ'_v es el esfuerzo vertical efectivo.

Figura 2.3.6 Correlación de la resistencia de punta y el ángulo ϕ' de arenas

4) Prueba de penetración estándar.

La prueba de penetración estándar (SPT) figura 2.3.7., permite estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, mediante el número de golpes necesario para hincar en penetrómetro 45 cm y obtener muestras alteradas para identificar los suelos del sitio.

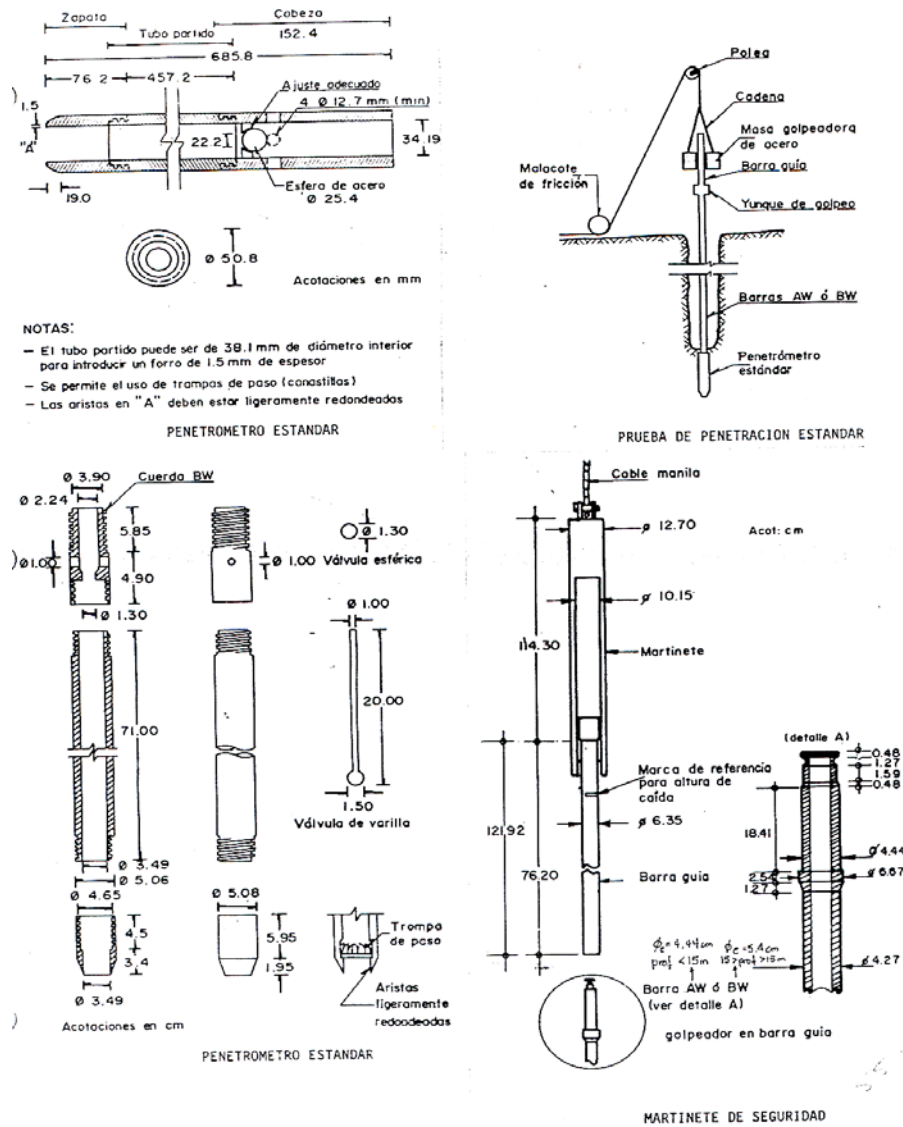


Figura 2.3.7 Prueba de penetración estándar

Con estas pruebas se pueden conocer las condiciones estratigráficas del sitio, aprovechando las muestras alteradas para determinar las propiedades índice; usualmente el contenido natural de agua y los límites de consistencia y estimando la consistencia al corte mediante correlaciones empíricas con el número de golpes.

Esta técnica de exploración es útil en suelos granulares, en los que el muestreo inalterado es casi imposible; en los suelos cohesivos, como los de la Ciudad de México no es recomendable, porque las correlaciones con el número de golpes son poco confiables.

La prueba de penetración estándar consiste en hincar el penetrómetro 45 cm con la masa de 64 kg, dejada caer desde 65 cm de altura; durante el hincado se cuenta el número de golpes que corresponden a cada uno de los 3 avances de 15 cm. La resistencia a la penetración estándar se define como el número de golpes, N , para penetrar los últimos 30 cm (de 15 a 45 cm); los golpes en los primeros 15 cm se desprecian porque se consideran no significativos por la alteración inducida a causa de la perforación. En caso de que el número de golpes llegue a 50 y el muestreador ya no penetre se suspenderá la prueba.

Los resultados más comunes de esta prueba son;

- a) muestras alteradas
- b) perfil estratigráfico
- c) resistencia a la penetración.

La interpretación de la prueba de penetración estándar se hace siempre a partir de las relaciones empíricas; es conveniente aclarar que ninguna de ellas ha sido comprobada para los suelos de la Ciudad de México y que para los suelos más blandos del lago, en los que el penetrómetro se hinca únicamente por el peso propio de las barras y el martillo, no podrá establecerse ninguna correlación confiable debido a la falta de sensibilidad de esta prueba ante la baja resistencia al corte de la arcilla.

Por lo anterior, las correlaciones que se describen a continuación deben explicarse con las debidas reservas ya que se desconocen su orden de precisión y tampoco se sabe la tendencia del signo de cada correlación, por ejemplo podría subestimarse sistemáticamente la resistencia.

Tabla 2.3.2 Correlación entre N , q_c y consistencia relativa de suelos cohesivos

Consistencia	Muy blanda	Blanda	Media	Dura	Muy dura	Durísima
N	< 2	2 - 4	4 - 8	8 - 15	15 - 30	> 30
q_c	< 0.25	0.25 - 0.50	0.50 - 1.00	1.00 - 2.00	2.00 - 4.00	> 4.00

N número de golpes en la prueba de penetración estándar
 q_c resistencia a la compresión simple, en kg/cm^2

Correlación entre compacidad relativa de arenas y número de golpes obtenido en pruebas de penetración estándar

Tabla 2.3.3. Correlación de N en suelos granulares

Número de golpes	Compacidad relativa	Angulo de fricción ϕ
0 - 4	Muy suelta	$25^\circ - 30^\circ$
4 - 10	Suelta	$27^\circ - 32^\circ$
10 - 30	Media	$30^\circ - 35^\circ$
30 - 50	Densa	$35^\circ - 40^\circ$
> 50	Muy densa	$38^\circ - 43^\circ$

5) Prueba del presiómetro

La prueba del presiómetro (PMT) tuvo su desarrollo en 1956 por Menard, en donde una perforación es preparada cuidadosamente la cual puede presentar errores en el diámetro menores de 10 por ciento. La sonda del presiómetro consiste de tres partes (superior, celda y inferior) como se muestra en la figura 2.3.8, entonces es introducida en la perforación y expandido dentro del suelo, a la profundidad deseada.

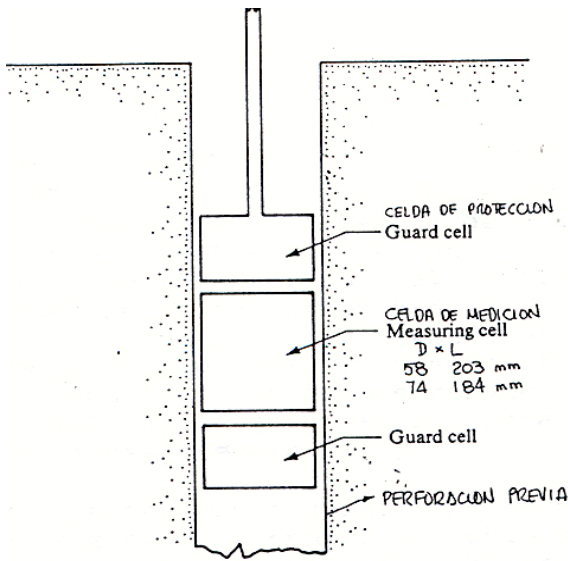


Figura 2.3.8 Diagrama del presiómetro de Menard

Las celdas de protección superior e inferior son expandidas, para asegurar la posición del equipo y reducir los efectos ya en la condición final de la parte intermedia (celda) la cual es usada para obtener la relación entre el volumen y presión en la celda.

Una prueba con presiómetro no es una tarea trivial ya que regularmente se utilizan altas presiones y las calibraciones para presiones y volúmenes muertos deben hacerse dando curvas como la de la figura 2.3.9a. Estos datos son usados para corregir los datos presión-volumen tomados durante una prueba, dando por resultado una curva como la que se muestra en la figura 2.3.9b.

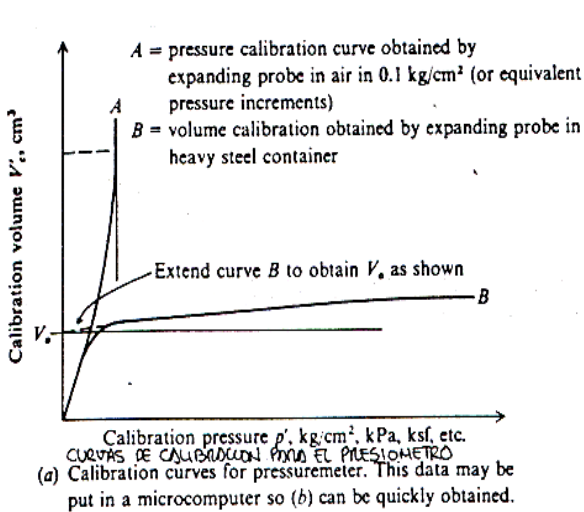


Figura 2.3.9a Curvas de calibración

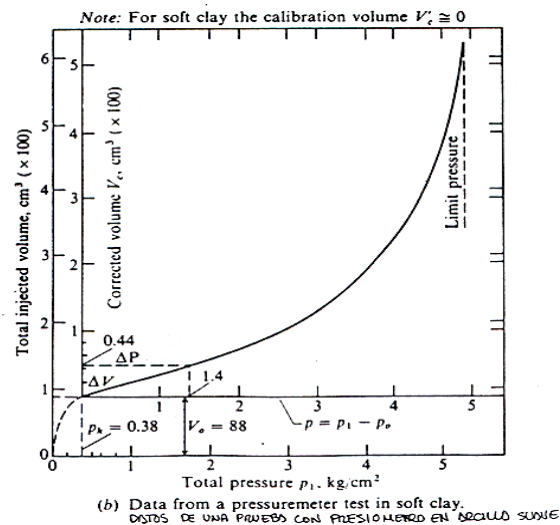


Figura 2.3.9b Datos de una prueba

Es evidente que la (PMT) puede ser hecha únicamente en los suelos donde la perforación puede ser formada y estar abierta hasta que la sonda sea insertada. Mientras el uso del lodo de perforación sea constante, la calidad de la perforación no puede ser inspeccionada, y existe la posibilidad de que una capa de lodo quede atrapado entre la membrana de la celda y el suelo.

Otro factor que se debe considerar es que el suelo tienda a expandirse hacia la cavidad donde la perforación ha sido hecha, esto hace que la prueba tenga algunos efectos considerables por dicha perturbación.

Con una adecuada interpretación de los datos mostrados en la figura 2.3.9b y graficando estos correctamente uno puede estimar la resistencia al corte no drenada para las arcillas y el ángulo de fricción ϕ para suelos friccionantes. Los valores de la resistencia determinados con este equipo son consistentemente mayores a los obtenidos por otros equipos.

6) Prueba de corte Iowa

Esta prueba consiste en realizar cuidadosamente una perforación de 76mm de diámetro (usualmente vertical pero puede ser inclinada u horizontal) a una profundidad algo mayor que el punto donde se efectuará la prueba. A continuación el equipo de corte es cuidadosamente insertado dentro de la perforación al punto donde la resistencia al corte será medida

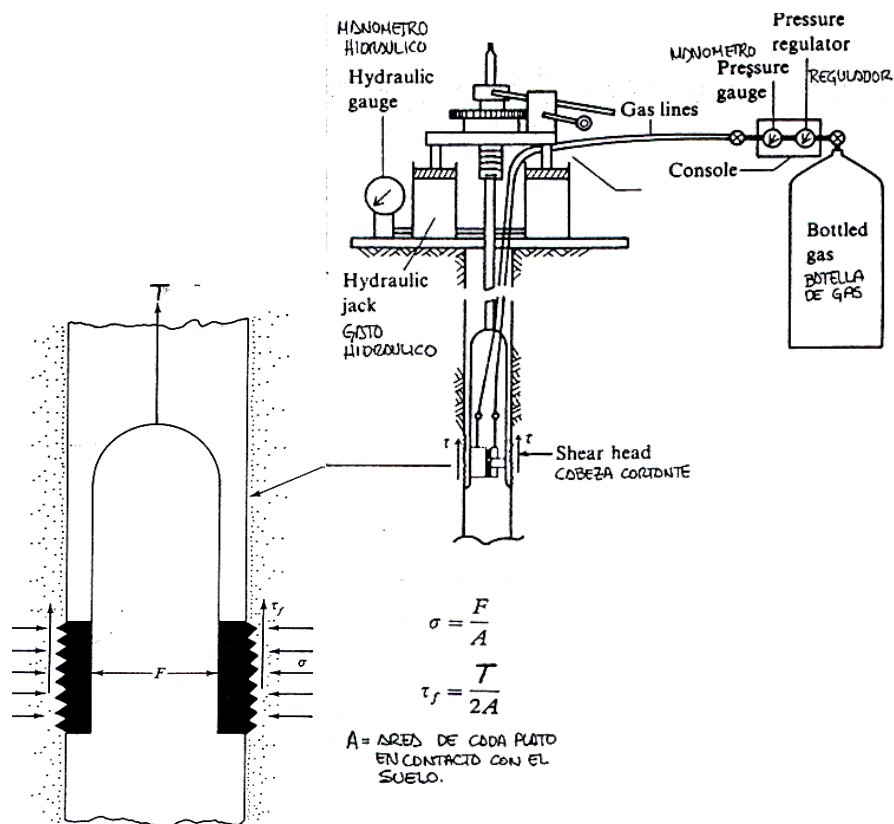


Figura 2.3.10 Esquema del equipo Iowa

El procedimiento de la prueba consiste en expandir el cilindro dentado dividido en dos partes iguales dentro del suelo por medio de la aplicación de una presión, regulada en la superficie, a través de un sistema de tuberías. A continuación, se le aplica, al cilindro, una fuerza de tensión por medio de gatos hidráulicos, que se transmite a través de las barras y los desplazamientos producidos así como la carga son medidos. La presión de expansión es σ_n y la fuerza de tensión aplicada es convertida a un esfuerzo de corte y así poderlos graficar para obtener del sitio los parámetros de resistencia ϕ y c .

La figura 2.3.10 muestra un esquema del equipo Iowa. La prueba indudablemente es una prueba de corte drenada donde el suelo esta “relativamente” libre para drenar debido a que las zapatas de contacto son pequeñas y la ruta de drenaje, que sigue el agua, es corta: además de que la prueba se desarrolla en rangos de velocidad de deformación de 0.5 mm/min o menos. Con la inclusión de un transductor de presión de poro en sus cabezas es posible hacer mediciones de está y así conocer los parámetros de resistencia, en términos de esfuerzos totales y efectivos, del suelo ensayado; esto se aplicaría sobre todo para los suelos cohesivos, donde la permeabilidad es muy baja.

II.IV COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LOS SUELOS GRUESOS

Para una mejor comprensión de las características de resistencia de los suelos gruesos, los cuales se consideran puramente friccionantes; como, las arenas limpias, gravas limpias y las combinaciones de tales materiales. Los criterios que se describen a continuación están basados en pruebas hechas con equipo de corte directo y triaxial.

La explicación de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos friccionantes parte de los mecanismos de la fricción mecánica, presentados en la figura 2.4.1, pero para una aplicación más estricta de esta ley a una masa de partículas discretas, hay que considerarlos actuando en los puntos de contacto. Cuanto mayores sean las partículas menos serán los puntos de contacto, si todas las demás circunstancias prevalecen y, por lo tanto, mayores serán las concentraciones de presión en ellos. Análogamente, los puntos de contacto aumentan con la mejor distribución granulométrica. Las presiones en los puntos de contacto cobran importancia si se relacionan con la resistencia individual de los granos del material, pues bajo aquellas, éstos pueden llegar a deformarse y/o romperse.

La resistencia al esfuerzo cortante de una masa de suelo friccionante depende de las siguientes características del propio material:

- Compacidad
- Forma de los granos
- Distribución granulométrica
- Resistencia individual de los granos
- Tamaño de las partículas

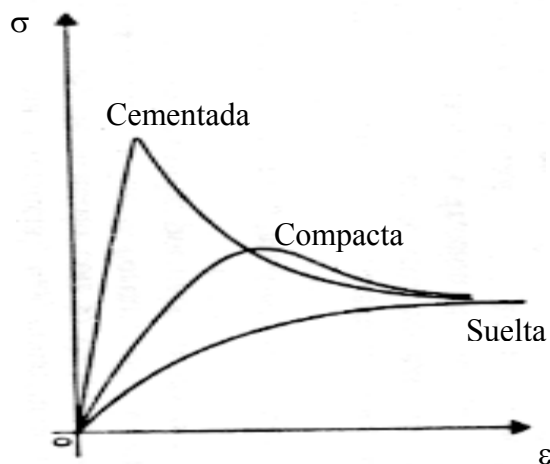


Figura 2.4.1 Gráficas esfuerzo deformación para una arena en estado suelta, compacto y cementado, bajo la misma presión normal.

Además de las características anteriores existen dos factores circunstanciales, dependientes de cómo se hace llegar el material a la falla, que ejercen también gran influencia en la resistencia. Estos son los niveles de esfuerzo y el tipo de prueba que se haga en el laboratorio.

La figura 2.4.1 muestra las gráficas de esfuerzo-deformación obtenidas para tres muestras de la misma arena, una supuesta suelta, una compacta y una cementada (con un cementante natural obrando entre sus granos).

Las características de las pruebas para cada tipo de muestra son: suelta-falla plástica, compacta-falla frágil disminución suave, cementada-falla frágil, disminución rápida (las pruebas tienden a un valor de esfuerzo constante al crecer la deformación). La deformabilidad es menor en la arena compacta que en la suelta y en la cementada es la menor de las tres.

En la arena suelta, puede afirmarse en términos sencillos, que cuando tiende a ocurrir un desplazamiento a lo largo de un plano interno en la masa, las partículas no se traban entre sí, ni se bloquean, por lo que la resistencia que se opone a la deformación es sólo la fricción. En cambio, en una arena compacta, la resistencia que se opone a la deformación no sólo corresponde a la fricción, sino también a todo un conjunto de efectos debidos a la trabazón de los granos entre sí, que se opone y bloquea toda tendencia al movimiento relativo entre ellos.

Relación de vacíos crítica

Según ha quedado establecido, existe el hecho, revelado por el experimento, de que, en deformación bajo esfuerzo cortante, las arenas sueltas disminuyen su volumen y, por lo tanto, su relación de vacíos, en tanto que en las arenas compactas ambos aumentan. De lo anterior se puede intuir la existencia de un valor intermedio de la relación de vacíos tal que, teóricamente, la arena que lo tuviese no variaría su volumen al deformarse bajo esfuerzo cortante. Este valor ha sido llamado por A. Casagrande como “relación de vacíos crítica”.

La importancia de la relación de vacíos crítica aparece cuando se considera la resistencia al esfuerzo cortante de las arenas finas saturadas, sometidas a deformaciones tangenciales rápidas. La resistencia al esfuerzo cortante de tales arena queda expresada por la ley, ya mencionada:

$$\tau = (\sigma - u_n) \text{ Tan } \phi = \sigma' \text{ Tan } \phi$$

En arenas finas, de permeabilidad relativamente baja, el agua no alcanza a moverse dentro de la masa con la misma velocidad con que las deformaciones volumétricas pueden llegar a tener lugar, en casos de sollicitación muy rápida como un sismo. En resumen, una arena compacta que se trate de deformar aplicándole las cargas con velocidad alta, aumenta su resistencia al esfuerzo cortante. Si la arena es suelta, naturalmente debe producirse el efecto contrario, al deformarse tiende a compactarse, lo que aumenta la presión en el agua y si ésta no se drena con suficiente rapidez, el aumento de la presión neutral rebaja la presión efectiva y por lo tanto la resistencia al esfuerzo cortante. En principio parecería no haber límite al crecimiento de u_n , hasta que la diferencia $\sigma - u_n$ llegue a anularse, reduciendo a cero la resistencia al esfuerzo cortante, fenómeno conocido como licuación de las arenas.

III. EQUIPO TRIAXIAL UTILIZADO

III.I DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO

El marco triaxial, hecho de ángulo de acero de 1.66 x 2.18 m posee diferentes partes que constituyen los sistemas que se utilizan en una prueba triaxial. A continuación se enlistan las partes más importantes del marco triaxial, figura 3.1.1

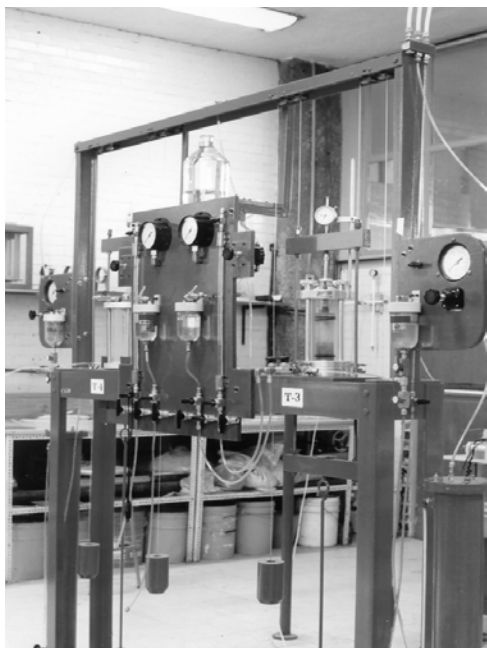


Figura 3.1.1 Marco triaxial del laboratorio de Mecánica de Suelos de la F.I.

Una estructura metálica.

Portapesas, marco de carga, contrapeso y poleas.

Bureta para medir deformaciones volumétricas.

Vaso de policarbonato donde se aplica la presión confinante que se transmite a la cámara.

Tanque con agua para abastecer a las cámaras de fluido confinante, introduciendo presión al tanque para que el agua pueda subir.

Manómetro que mide la presión en el tanque con agua.

Transductores de presión para medir la presión confinante y la contrapresión

Manómetro que mide la presión confinante con su regulador de presión

Sistema de válvulas para mandar el agua del tanque al vaso y a la cámara triaxial para posteriormente comunicar únicamente el vaso y la cámara triaxial.

Manómetro y regulador que mide y controla respectivamente la contrapresión que se introduce en la bureta.

Todas las conexiones están hechas con tubo de plástico que soportan una presión de 10 kg/cm².

INSTALACIONES

- Instalación hidráulica.
- Instalación de aire a presión.

El marco triaxial de esfuerzo controlado consta de los siguientes sistemas:

- Sistema de drenaje y contrapresión.
- Sistema de aplicación de cargas.
- Sistema de aplicación de esfuerzo confinante.

SISTEMA DE DRENAJE Y CONTRAPRESIÓN

El sistema de drenaje consta de dos válvulas y una bureta. A través de las válvulas y la bureta se hace llegar agua a la muestra de suelo y saturarla por capilaridad y por contrapresión ($\sigma_{cp} < \sigma_c$) así mismo este sistema sirve posteriormente para captar el agua expulsada por el fenómeno de consolidación.

En lo que respecta al sistema de contrapresión, éste consta de un regulador con su manómetro que registra la presión que se le aplica al agua de la bureta que esta en contacto con el agua de la muestra de suelo, esta presión está en función de la profundidad a la que se encuentra el suelo, a la ubicación del NAF y debe ser menor al esfuerzo confinante.

SISTEMA DE APLICACIÓN DE LA CARGA

El sistema consta de un portapesas, marco de carga, contrapeso y poleas, como se muestra en la parte inferior de la figura 3.1.2. El sistema se encuentra en equilibrio, por lo tanto, al no colocar peso alguno en el portapesas, a cualquier altura el marco de carga permanecerá en esa posición sin moverse.

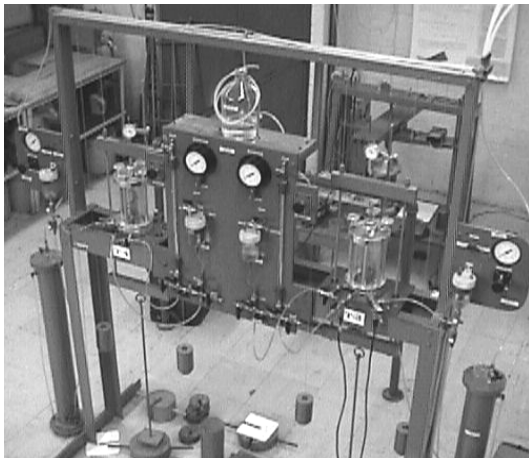


Figura 3.1.2 En la parte inferior se observa el portapesas, marco de carga, poleas y pesas

El vástago que transmite la carga hacia la muestra de suelo, también se encuentra en equilibrio, puede ser considerado o no dentro de este sistema ya que transmite la carga a la muestra de suelo, pero se encuentra dentro de los elementos de la cámara triaxial.

La deformación que sufre el espécimen debido al peso que se le va proporcionando, se mide colocando un micrómetro sobre el marco de carga.

SISTEMA DE APLICACIÓN DE ESFUERZO CONFINANTE

A este sistema lo forman; un vaso de policarbonato y dos válvulas de paso hacia la cámara, además de un regulador con su manómetro que permite medir la presión que se aplica a las cámaras. El sistema funciona de la siguiente manera; se mantienen cerradas las válvulas del vaso de policarbonato y la del llenado de la cámara triaxial, se aplica una presión de 2 kg/cm² al tanque de agua, se abre la válvula (1) que se encuentra entre el tanque y el vaso, posteriormente se abre la válvula (2) que está en la parte inferior del vaso para que se llene a un nivel tal que coincida con el punto medio de la altura de la probeta, se cierra la válvula (2) y se abre la válvula (3) que corresponde al llenado de la cámara triaxial, una vez llena se cierran las válvulas (3) y (1) y se coloca el pivote de la cámara. Se busca ajustar la presión con el regulador al ir observando el manómetro y se aplica el esfuerzo confinante a la probeta con su respectivo peso en el portapesas, abriendo las válvulas (2) y (3), figura 3.1.3

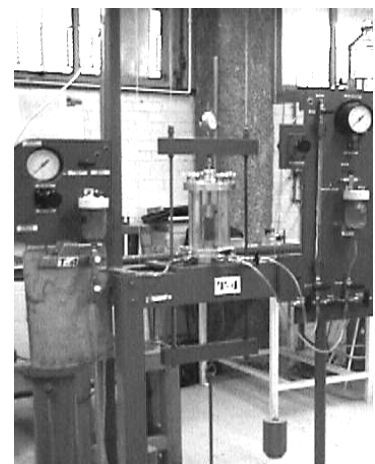


Figura 3.1.3 Sistema de aplicación de esfuerzo confinante

INSTALACIONES DE AGUA, AIRE A PRESIÓN Y VACÍO ANTES DE LLEGAR AL MARCO TRIAXIAL

La instalación hidráulica, de aire a presión y de vacío la conforman tubos de cobre, válvulas, codos, abrazaderas, conectores y tuercas unión; todos ellos de $\frac{1}{2}$ " de diámetro. Cada una de las instalaciones se identifica por el color; azul para agua, verde para aire a presión y blanco para vacío estas se ubican en la parte de arriba del marco para después hacer llegar los fluidos al marco por medio de mangueras

TABLERO CENTRAL DONDE SE CONTROLA EL DRENAJE DE LA MUESTRA Y LA CONTRAPRESIÓN

El tablero es de madera, en éste se encuentra el sistema de cambios volumétricos y contrapresión.

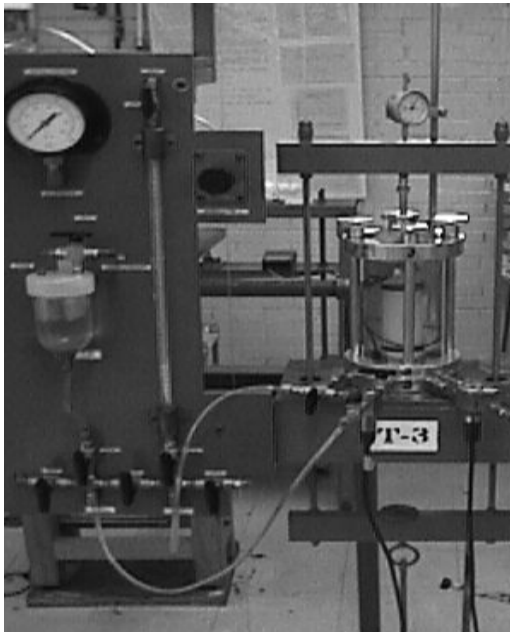


Figura 3.1.4 Tablero de control de drenaje de la muestra y contrapresión

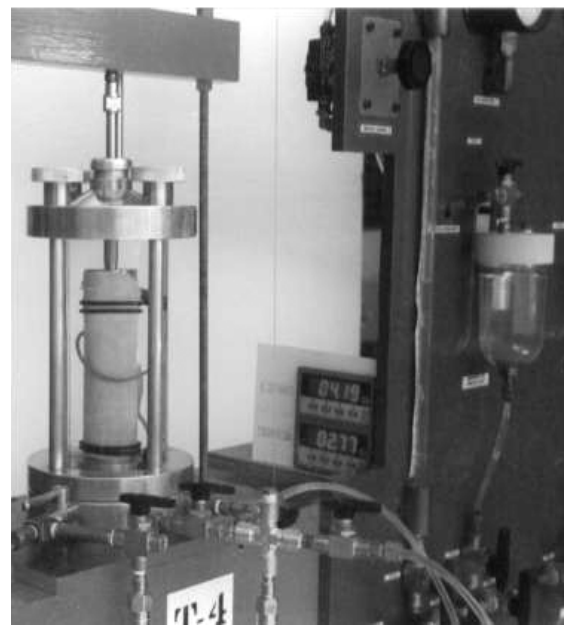


Figura 3.1.5 Sistema para medir la presión aplicada

Para el sistema de drenaje se tienen dos buretas de caldera de $\frac{1}{2}$ " de diámetro las cuales soportan 10 kg/cm^2 de presión interna, 14 válvulas con sus respectivas conexiones, dos manómetros, dos reguladores y dos vasos de polímero.

El aire a presión entra a este sistema a través de una "T" que lo distribuye a cada uno de los reguladores; mediante una manguera flexible de $\frac{1}{4}$ " , una vez que llega al regulador, éste lo distribuye con la presión deseada al manómetro; que sirve para medir la presión aplicada a la bureta y al vaso de polímero, figuras 3.1.4 y 3.1.5

TABLEROS LATERALES DONDE SE CONTROLA EL LLENADO DE LAS CÁMARAS Y LA PRESIÓN CONFINANTE

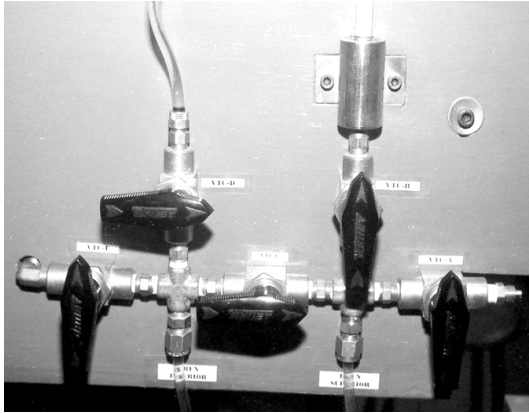


Figura 3.1.6 Control de llenado

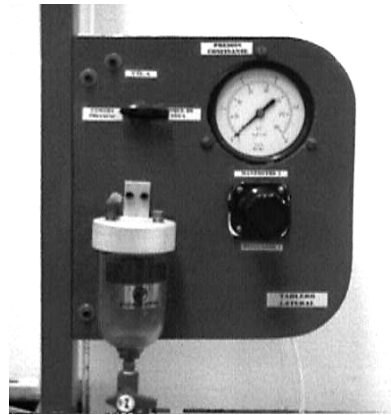


Figura 3.1.7 Tablero lateral del marco

Estos tableros son de dimensiones más pequeñas que el central y cada uno de ellos se localiza en cada costado del marco. En estos tableros se localiza el sistema de presión confinante y además se controla el llenado de agua para las cámaras triaxiales.

En este sistema, los elementos están organizados en un mismo lugar, lo que garantiza un mejor manejo y aprovechamiento de las instalaciones

Cada tablero lo componen un regulador, un manómetro, un vaso de policarbonato y una válvula.

El aire a presión entra al regulador y lo envía a través de un tubo de plástico de $\frac{1}{4}$ " , a la válvula que lo distribuye hacia el vaso de policarbonato, cámara triaxial o al tanque de agua, según la operación a realizar, figura 3.1.6

La conexión del aire a presión al tanque es permanente esta es proporcionada a través de los tableros laterales con solo operar el regulador a la presión que se desea y después se gira la válvula del tablero a la dirección del tanque de agua, la presión es aplicada al agua y ésta sube llenando la cámara y/o el vaso de policarbonato, figura 3.1.7

GARRAFÓN DE VIDRIO

En la parte superior del tablero central, se tiene un garrafón de vidrio, el garrafón se llena con agua destilada y desaireada, tiene la función de almacenar agua para saturar la probeta, con el fin de eliminar burbujas de aire que hubiese dentro de ella y también en todo el conjunto de válvulas que sirven para realizar la circulación de agua respectiva, figura 3.1.8

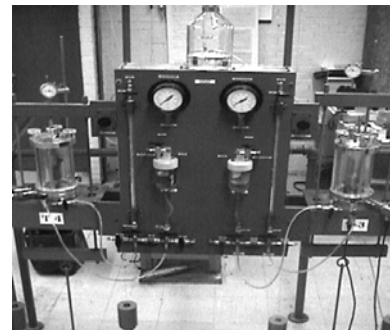


Figura 3.1.8 Garrafón de vidrio arriba del tablero central del marco

VACUÓMETROS Y VÁLVULAS

Se tienen tres vacuómetros, uno de ellos se colocó al inicio de la instalación, próximo a la bomba de vacío y los otros dos se utilizan de manera provisional en un tablero auxiliar.

La conexión de la instalación de vacío a los vacuómetros con sus válvulas es a través de un tubo de plástico de ¼". Este tablero se utiliza únicamente para la elaboración de probetas de arena. La conexión del vacío hacia al molde partido es a través de un pivote que posee el mismo molde y hacia la probeta de arena la conexión es por el vaso de policarbonato del tablero central.

TOMA DE AGUA PARA EL LLENADO DE LOS TANQUES

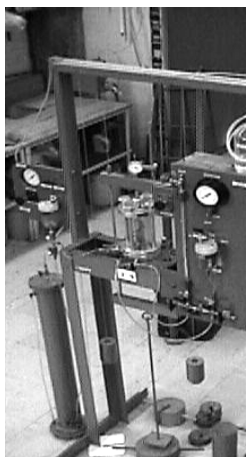


Figura 3.1.9. Se observa el tanque de agua

De la instalación de agua, se tiene una derivación únicamente para el llenado de los tanques, esta derivación es de tubo flexible, y se hizo con el objeto de poder cambiar el agua de los tanques con mayor frecuencia y facilidad, figura 3.1.9

CÁMARAS TRIAXIALES

El equipo triaxial consta de:

Válvula que controla el agua que se introduce a la cámara, (válvula de llenado).

Base y tapa de la cámara

Cilindro de lucita

Cabezal superior e inferior, con sus respectivas piedras porosas (dren superior e inferior)

Válvulas que controlan los drenes superior y inferior

Vástago de transmisión de cargas

Válvula de alivio

Molde partido para elaborar probetas de arena

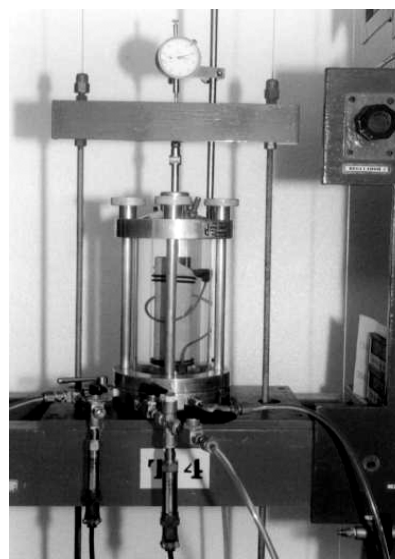


Figura 3.1.10 Cámara triaxial con probeta

Esta cámara esta constituida por un cilindro de lucita de 10 cm de diámetro exterior y 6 mm de espesor, una base y una tapa circulares de aluminio. La tapa y el cilindro de lucita se encuentran unidos. Esta cámara se cierra a través de cuatro tornillos que unen la tapa, la base y el cilindro. En la base se encuentra un pedestal cilíndrico de aluminio con una piedra porosa dentro de él, aquí es donde se apoya la muestra de suelo y en la parte superior de la muestra se coloca un cilindro de lucita, con una piedra porosa dentro, que funciona como cabezal superior de la muestra y posteriormente el vástago que transmite la carga a la muestra de suelo localizado en la tapa de la cámara.

La base de la cámara tiene varias perforaciones que sirven; para llenar la cámara con agua y para comunicar los drenes, superior e inferior, al sistema de cambios volumétricos. Se recuerda que el pedestal y el cabezal superior se les denominará dren inferior y superior respectivamente.

El vástago que transmite la carga a la muestra pasa por la tapa de la cámara a través de un buje y hace contacto con el cabezal de lucita, colocando entre ambos un balín, figura 3.1.10

Ventajas del sistema:

- Al colocar el cabezal en la probeta montada, éste no queda alineado, es decir los ejes verticales del cabezal y la probeta no coinciden, lo que ocasiona que la carga aplicada llegue a provocar una falla con desplazamiento lateral
- Cuando se montan probetas de arena, no se sabe cuanta tensión se le esta aplicando ya que no se cuenta con vacuómetros para medirla.
- El molde de acero con el cual se construyen las probetas de arena, en el momento de realizarla, no tiene ningún soporte ni protección alguna, lo que con cualquier descuido o movimiento sobre el molde lo podría tirar y hechar a perder la muestra.
- El diseño del molde provoca un gran distensión en las membranas lo que ocasiona que se rompan al igual que los o-ring.

PARTES QUE COMPONEN UNA CAMARA TRIAXIAL

CABEZAL

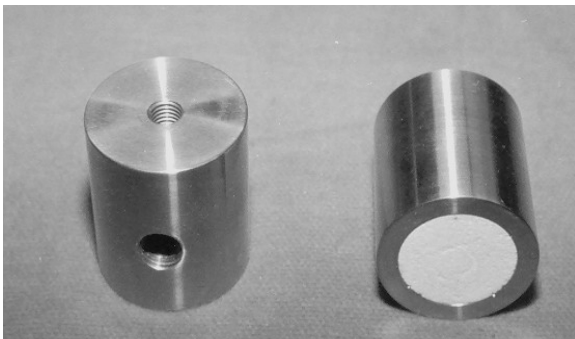


Figura 3.1.11. Cabezal de acero inoxidable con piedra porosa

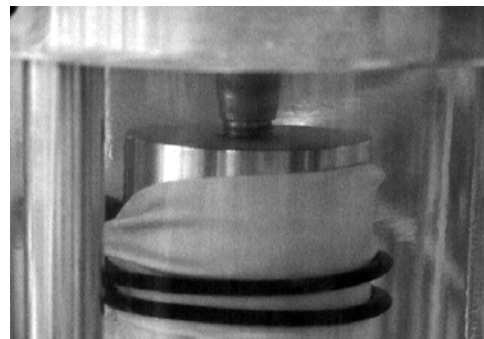


Figura 3.1.12. Otra vista del cabezal dentro del cilindro de lucita

Tiene la ventaja de que se le puede atornillar el vástago y así formar una sola pieza.

Este cabezal es de acero inoxidable, con un hueco para colocar la piedra porosa, este hueco es de 2.6 cm de diámetro por 0.5 cm de altura, el cabezal cuenta además con una cuerda lateral donde se adaptará una conexión de latón con manguera de 1/8" que funcionará como dren superior de la probeta. De esta manera al consolidar una probeta se podrá llevar un registro de deformación axial y volumétrica, figuras 3.1.11 y 3.1.12

VÁSTAGO DE CARGA

Las características del vástago son las siguientes:

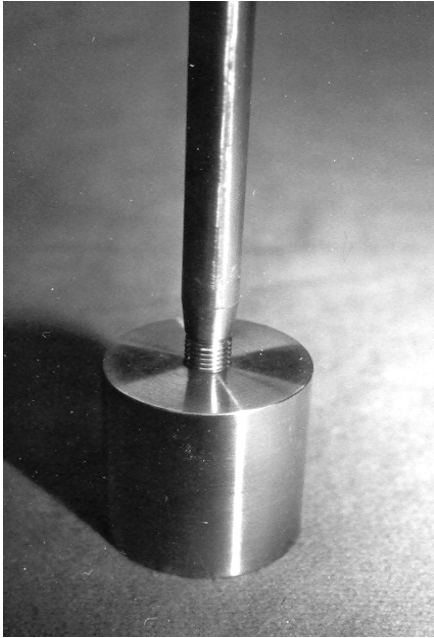


Figura 3.1.13. Vástago de carga

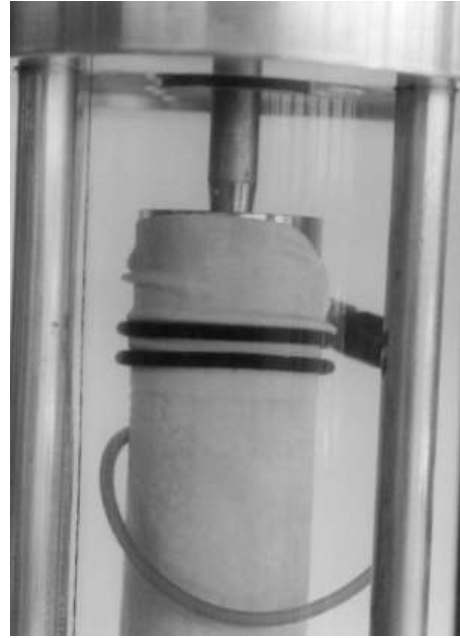


Figura 3.1.14. Vista del vástago de carga y el dren superior o cabezal de probeta

Poseen una endidura de 0.6 cm de diámetro para que ahí sea colocado el balín que comunica el marco de carga con el vástago, éste tiene una muesca para poder ajustar el vástago al marco de carga y a la probeta con una llave de 3/8", esta muesca es de aproximadamente 0.97 cm. de espesor.

La altura total del vástago es de 15.97 cm y en la parte inferior del vástago está la cuerda que se introducirá al cabezal, con el fin del que el vástago y el cabezal ajusten perfectamente y no exista movimiento al momento de aplicar la carga, lo que permitirá una buena transmisión de ésta y un alineamiento de los ejes. Se debe tener cuidado al atornillar las piezas ya que de no hacerlo se corre el peligro de aplicar una ligera torsión a la probeta. Problema que se disminuye al tener la menor fricción del buje con el vástago y así tener mayor sensibilidad, figuras 3.1.13 y 3.1.14

ESTRELLA DE SUJECIÓN

Este elemento se usa para elaborar las probetas de arena ya que funciona como soporte y protección para el molde partido, así como para colocar el cabezal de la probeta sin aplicar algún tipo de vibración. La pieza se sujeta por medio de las barras de soporte, a través de unos

tornillos que hacen presión en las barras. Consta de un anillo de 11.2 cm de diámetro exterior y 1 cm de espesor, con 4 tornillos de $\frac{1}{4}$ " x 2", estos tornillos sirven para sujetar el molde de arena. Posee 4 tornillos de $\frac{1}{4}$ " x $\frac{3}{4}$ " y 4 ángulos, uno para cada tornillo, que funcionan para abrazar a las barras de soporte. Las medidas de los ángulos son de 1.5x2x0.5 cm. como se muestra en la figura 3.1.15

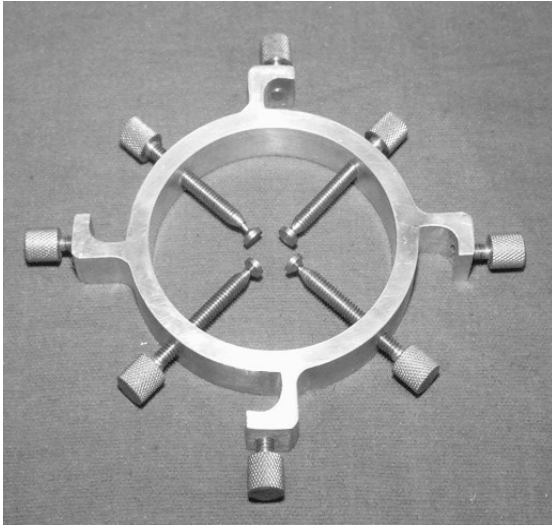


Figura 3.1.15. Estrella de sujeción

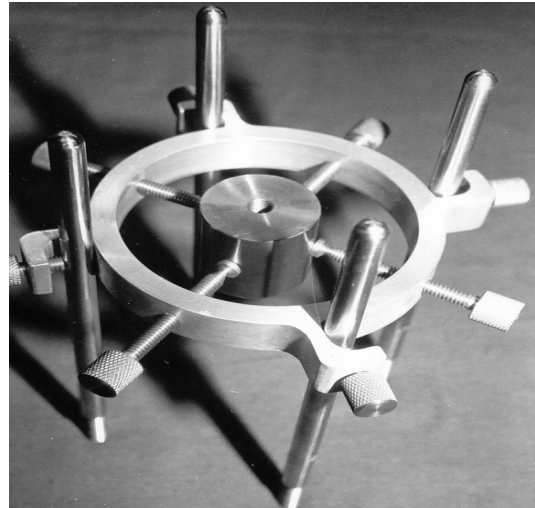


Figura 3.1.16 Barras de soporte con estrella de sujeción

BARRAS DE SOPORTE

Se tienen 4 barras, éstas pueden sostener dos estrellas de sujeción, una para el molde partido y otra para el dren superior. Cada una de estas barras mide 22 cm de altura; con su extremo superior redondeado y en el inferior tiene una cuerda de 2.7 cm de altura, esta se ajusta a la base de las cámaras y queda totalmente fija. De la parte inferior a los 5.5 cm se tiene una muesca de 7 cm para que se pueda apretar con una llave de $\frac{3}{8}$ " en la figura 3.9 se aprecian estas barras, figura 3.1.16

MOLDE PARTIDO PARA ELABORAR PROBETAS DE ARENA

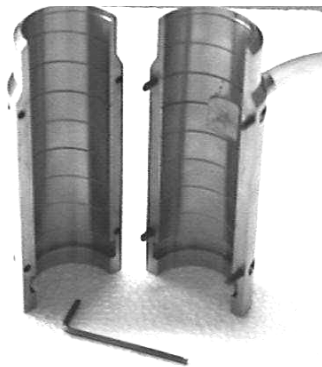
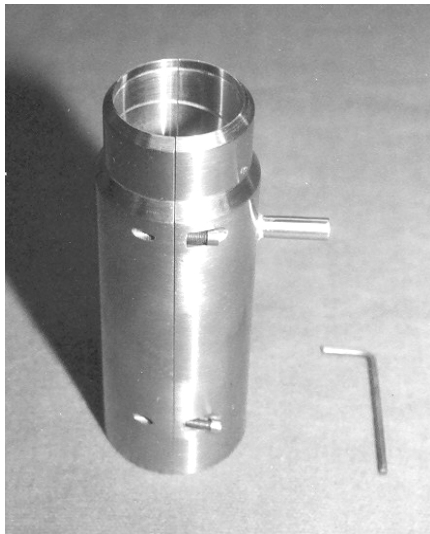


Figura 3.1.17. Vista interior del molde partido

El molde tiene las siguientes características:

El material es de acero inoxidable, su altura total es de 11.7 cm, el diámetro interior es de 3.6 cm. En la parte superior consta de un pequeño escalón de 0.3 mm en donde embonará el cabezal una vez que se haya elaborado la probeta de arena. En la parte superior externa se le formó un cuello para facilitar el manejo de la membrana de látex, este cuello es de $\frac{1}{8}$ " de espesor, la transición del cuello al cuerpo del molde es de 5 mm de altura por 3 mm de longitud.



El espesor de las paredes del cuerpo del molde es de $\frac{1}{4}$ ". A los 70 mm de altura del molde partiendo de su base se encuentra un pivote donde se colocará la conexión de vacío. En la parte inferior del molde, a 8 mm antes de llegar a su base, se encuentra un hueco rectangular que sirve para alojar a los o-ring, que sostendrán la membrana de látex. Este hueco es de 8 mm de altura y de $\frac{1}{8}$ " de profundidad.

Figura 3.1.18 Molde partido unido por 4 tornillos tipo allen

En toda el área interna del molde tiene un gravado en espiral, éste tiene la función de escape para el aire atrapado entre la membrana de látex y el molde en el momento de aplicar el vacío. El molde partido se une con 4 tornillos tipo allen, figuras 3.1.17 y 3.1.18

III.II PREPARACIÓN Y MONTAJE DE LA MUESTRA

En un suelo con alto grado de saturación, cualquier tendencia de incremento de la presión de poro será mayor que un suelo con bajo grado de saturación. Por lo anterior será necesario que todas las líneas de tubería, válvulas y piedras porosas del conjunto deben llenarse con agua desaireada y destilada antes de comenzar la prueba, para impedir el paso del aire hacia la muestra de suelo, el procedimiento anterior se conoce como saturación del equipo. Para lograr esto se procede de la siguiente manera:

1. Revisar que todas las válvulas estén cerradas y que no exista ninguna presión o vacío en el sistema.
2. Se llena el depósito con agua destilada y desaireada, éste se encuentra ubicado en la parte superior del tablero central.
3. Se gira la válvula TC-E para que el agua, por gravedad, empiece a circular por las mangueras hasta llegar al conjunto de válvulas.
4. Abrir la válvula TC-D para que el agua llegue al depósito de circulación, verificando que la válvula TC-F se encuentre abierta hacia la atmósfera (vacío), una vez lleno el depósito se cierra la válvula TC-D.
5. Abrir la válvula TC-G a la atmósfera y las válvulas TC-C y TC-B para que el agua llegue a la bureta hasta llenarla, posteriormente se cierran las dos últimas válvulas.
6. Con los pasos anteriores, cierta cantidad de aire queda atrapado en el sistema donde esta ubicada la válvula TC-A, para eliminarlo; se abre esta válvula y se cierra una vez que el aire ha salido.
7. Colocar una membrana corta de látex, con una altura de 2 cm en la base de la cámara, asegurándola con 1 o-ring.
8. Con el regulador 2 incrementar la presión a un valor de 2 kg/cm² para circular el agua hacia los drenes.
9. Dirigir la válvula TC-F hacia la contrapresión y abrir las válvulas TC-D y CT-B para que el agua circule hacia el dren inferior. Ya que salió cierta cantidad de agua, se cierran las válvulas CT-B y CT-D, la válvula TC-F se gira a posición neutral, se conecta el sistema de vacío y se aplica éste al depósito de circulación, después las válvulas TC-D y CT-B se abren para que cambie el sentido de la circulación del agua. Este ciclo se repite en varias ocasiones con el fin de eliminar el aire dentro de este ducto.
10. Para saturar el dren superior, los pasos a seguir son iguales que en el dren inferior, corrigiendo algunas válvulas, en el paso 9 abrir TC-D, TC-C en vez de TC-B y TC-D, el procedimiento se repite varias veces al igual que en el dren inferior.
11. Para eliminar el aire atrapado entre el depósito de circulación y la bureta, se aplica presión al depósito de circulación girando la válvula TC-F, se abren las válvulas TC-D, TC-C y TC-B hasta casi llenar la bureta, se cierra la válvula TC-C, se libera la presión del vaso girando al lado contrario la válvula TC-F, la válvula TC-G se gira para que la presión entre a la bureta, se abre la válvula TC-C para que el agua circule al lado contrario. Este ciclo se repite varias veces hasta que las burbujas de aire salgan del sistema y sean nulas.

MONTAJE

MUESTRA SATURADA

Para el estudio de los suelos granulares, existe el problema de la obtención de muestras representativas con las condiciones de campo, por lo que la formación de muestras se lleva a cabo en el laboratorio, a este tipo de muestras se les llama reconstituidas.

Estas muestras presentan la dificultad de reproducir sus características como compactación relativa, uniformidad, historia de cargas, etc. Para las muestras formadas en el laboratorio solo es posible tener un cierto control en la estructura (compactación) y la uniformidad (tamaño de las partículas).



Figura 3.2.1 Vista del material utilizado

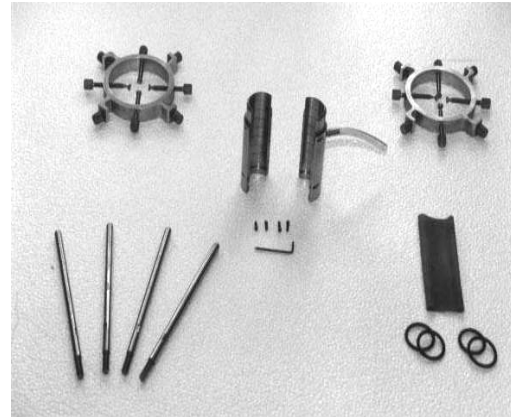


Figura 3.2.2 Otra vista del material a utilizar

El material necesario se muestra en las figuras 3.2.1 y 3.2.2, para la elaboración de las probetas es el siguiente:

- Membrana de látex
- 4 o-rings
- Bernier
- filtros
- Báscula
- Material a ensayar (arena)
- Bomba de vacío
- Matraz de bola
- Agua destilada y desaireada

El procedimiento que se sigue para elaborar y montar las probetas de arena se describe a continuación:

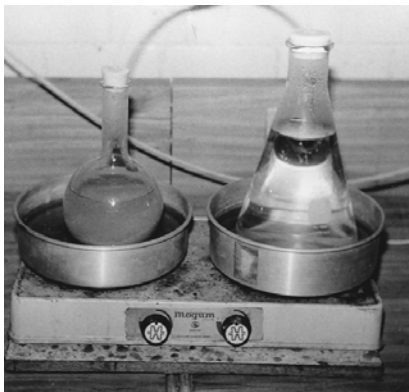


Figura 3.2.3 Arena en proceso de desaireado con bomba de vacío.



Figura 3.2.4 Fijación de molde partido envolviendo a la membrana de látex.

- Tomar cierta cantidad del material (arena) colocarlo en un matraz de bola con agua destilada y desairearlo, figura 3.2.3
- Colocar en la base de la probeta una membrana de látex asegurándolo con 2 o-rings.
- Colocar el molde partido envolviendo a la membrana y colocar 2 o-ring en la parte superior del molde, figura 3.2.4
- Se colocan las barras de soporte y la estrella de sujeción para darle verticalidad al molde y extremo superior de la membrana se dobla hacia afuera sobre el filo del borde superior del molde.
- Aplicar vacío constante en el pivote del molde para que la membrana se adhiera éste.
- Se coloca un círculo de papel filtro en el dren inferior.
- Verificar que todas las válvulas del sistema de cambios volumétricos y las de la cámara triaxial estén cerradas.
- El molde se llena con agua desaireada y destilada abriendo las siguientes válvulas TC-E y la del dren inferior localizada en la cámara triaxial.
- Una vez lleno se cierran las válvulas anteriores.



Figura 3.2.5 Montaje de una probeta



Figura 3.2.6 Colocación del material en el molde partido para formar la probeta

- Colocar el material en el molde hasta la marca donde irá el cabezal y buscar la compacidad relativa mediante la aplicación de vibración o golpes laterales en el molde por medio de una pieza de hule para el caso de la muestras densas, figuras 3.2.5 y 3.2.6
- Una vez colocado el material en el molde se pone un papel filtro en la parte superior de la probeta antes de colocar el cabezal superior.
- Se coloca el cabezal dentro de la muestra, se deshace el doblez que se le hizo a la membrana y se asegura ésta al cabezal con 2 o-ring.
- Se aplica tensión a la probeta mediante la abertura de la válvula TC-E para después retirar el molde, con esto se logra la verticalidad de la probeta, figura 3.2.7
- Se retira la estrella de sujeción, las barras de soporte y por último el molde.
- Una vez que se obtiene la probeta, tomar las medidas de los tres diámetros (superior, medio y inferior) y sus tres alturas a cada 120° .

- Colocar la camisa de la cámara (lucita, tapa de la cámara, vástago y tornillos), el vástago se introduce en la cámara y se atornilla al cabezal al igual que se ajustan los tornillos a la base inferior de la cámara, figura 3.2.8
- Se introduce agua a la cámara hasta que se llene en su totalidad y el vaso hasta la mitad de la altura de la probeta, esto se logra de la siguiente manera:

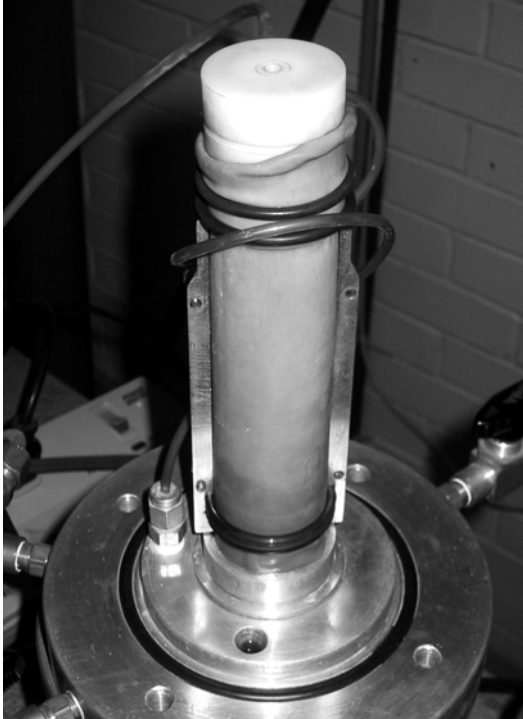


Figura 3.2.7 Se retira el molde logrando la verticalidad de la probeta

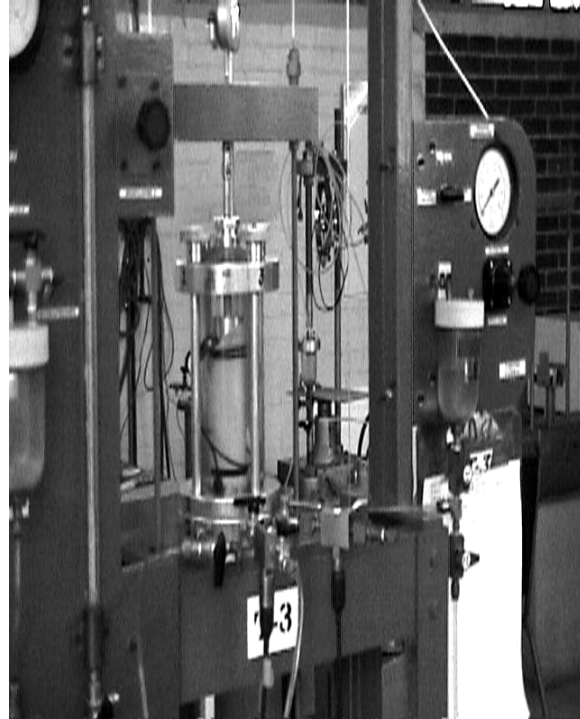


Figura 3.2.8 Colocación de la camisa de cámara

- a) Con todas las válvulas cerradas, en el tablero lateral se acciona el regulador hasta obtener 2kg/cm^2 de presión.
- b) La válvula TL-A se abre en dirección del tanque y la presión entra a éste.
- c) Se abren las válvulas TL-C y TL-B para llenar el vaso hasta la mitad de la probeta, después se cierra la válvula TL-B.
- d) Se gira la válvula TL-A hasta cerrarla, se baja la presión y se gira hacia la indicación de la cámara triaxial.
- e) La válvula TC-C se abre para llenar la cámara, una vez logrado esto se cierra esa válvula y se coloca el pivote en la parte superior de la cámara.
- f) Se cierra la válvula TC-L y se abre la válvula del tanque a la atmósfera.
 - Se aplica un es fuerza confinante de 0.1 kg/cm^2 para sostener la probeta.
 - Se cierra la válvula del dren inferior que conecta el vacío a la probeta.
 - Se pesa el material que sobró dentro del matraz.

III.III PROCEDIMIENTO DE LAS PRUEBAS

SATURACIÓN DE LA PROBETA

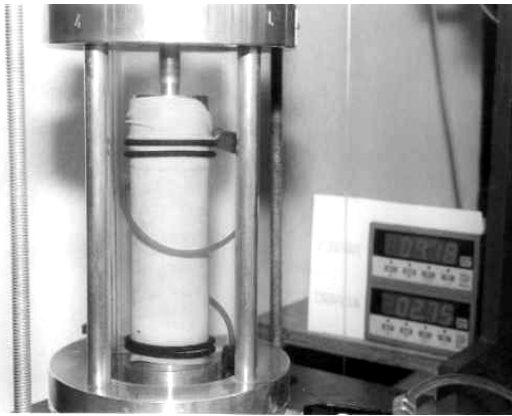


Figura 3.3.1. Saturación de la probeta

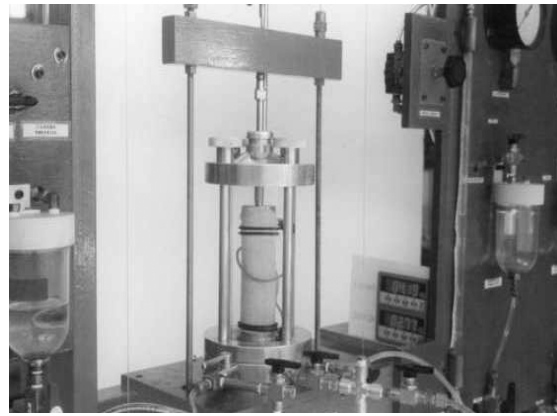


Figura 3.3.2. Etapa de consolidación y de falla

Una vez montado el espécimen de suelo por saturar, sea arcilla o arena, se debe de circular agua para eliminar el aire atrapado por la muestra y por el procedimiento de montaje. En ambos casos, se aplica un esfuerzo confinante de 0.2 kg/cm^2 , para ello se procede de la siguiente forma:

Con el regulador uno se aplica la presión de 0.2 kg/cm^2 , se gira la válvula TL-A hacia la posición de la cámara triaxial, se abre la válvula TL-B y la válvula CT-C para aplicar dicho esfuerzo a la probeta.

Se aplica una presión de 0.1 kg/cm^2 al depósito de circulación, se abre la válvula TC-D y la válvula TC-B para que el agua entre por el dren inferior.

Verificar que la válvula TC-C esté cerrada para hacer independientes los drenes.

Se abren las válvulas en el siguiente orden; CT-A y TC-A. Se observa un ligero goteo, que es el agua que circula a través de la muestra.

Para observar el grado de saturación que la muestra de suelo ha alcanzado al ir circulando el agua, se procede de la siguiente manera:

- Se cierra la válvula TC-C.
- Se incrementa la presión confinante de 0.1 kg/cm^2 a 0.3 kg/cm^2 o bien otro valor, según el criterio del operador.
- Se cierran los drenes superior e inferior, válvulas CT-B y CT-A.
- Se abre la válvula CT-C y se mide el cambio de la presión de poro, dato registrado en el transductor de presión.
- Al conocer $\Delta\sigma_c$ y ΔU se puede medir el B de Skempton como sigue:

$$B = \Delta\sigma_c / \Delta U$$

- El valor óptimo de B deberá ser de 0.97 a 1.00.
- Una vez logrado lo anterior se procede a consolidar la probeta, figura 3.3.1

ETAPA DE CONSOLIDACIÓN

Una vez saturada la muestra se procede a consolidarla isotrópica o anisotrópicamente, según la investigación que se desee desarrollar. Para lograr lo anterior, se aplica un esfuerzo confinante, en el caso isotrópico y en el caso anisotrópico se le agrega una carga axial. Una vez aplicados los esfuerzos deseados se abre el drenaje para que la muestra de suelo pueda consolidarse.

El fluido desalojado de la muestra será únicamente agua, midiendo este volumen en una bureta se puede cuantificar el cambio volumétrico debido a la consolidación, y a la deformación axial con ayuda del micrómetro, figura 3.3.2

El procedimiento para realizar la consolidación es el siguiente:

- Una vez que se ha saturado la probeta y teniendo todas las válvulas cerradas se aplica en confinamiento efectivo deseado bajo el cual el suelo se consolidará.
- Se cierran las válvulas del tablero central TC-B, TC-C y TC-D.
- Se cierran las válvulas de la cámara triaxial CT-A, CT-B y CT-C.
- Con el regulador uno se obtiene el incremento de presión necesario para alcanzar el esfuerzo confinante de consolidación, este incremento se verifica con el transductor de precisión y/o la columna de mercurio.
- Aplicar este incremento de presión a la probeta abriendo la válvula CT-C y tener el último registro del B de Skempton, si es necesario se aplica un peso en el portapesas.
- Registrar el incremento de presión de poro y calcular el B.
- Abrir las válvulas CT-A, CT-B y la válvula TC-C
- Se toman las lecturas iniciales de la bureta y del micrómetro
- Con cronómetro en mano, se arranca para llevar al tiempo de consolidación, y se abre la válvula TC-B.
- Con los datos obtenidos anteriormente se pueden obtener las gráficas en escala semilogarítmica de las lecturas del micrómetro contra tiempo ($\delta - t$) y deformación volumétrica contra tiempo ($\Delta v - t$).
- Se tomaran lecturas del micrómetro y de la bureta a los tiempos acostumbrados para obtener una curva de consolidación.
- A partir de las curvas de consolidación se determina el pasar o no a la etapa de falla.
- En la mayoría de los casos se busca el tener el 100% de la consolidación primaria

ETAPA DE FALLA

El procedimiento para llevar a la falla es el siguiente:

- Se deberán de adecuar las válvulas de drenaje de acuerdo a las condiciones de la prueba, drenada o no drenada.
- Se asegura el contacto entre el espécimen y el marco de carga.

-Se aplica el primer incremento de carga al mismo tiempo que empieza a correr el cronómetro antes de aplicar el siguiente incremento de carga se registran las lecturas del micrómetro, bureta y transductor de presión de poro según sea el tipo de prueba que se este realizando.



Figura 3.3.3 Plano de falla de probeta

Conforme la muestra se acerque a la falla se observarán sus deformaciones, grietas o planos de falla, para disminuir la magnitud del incremento de carga.

La prueba se da por terminada cuando la muestra falla bruscamente (falla frágil), o cuando la deformación unitaria es del orden del 20%.

Hacer un esquema de la falla de la muestra, midiendo el ángulo del plano de falla en el caso de que éste se presente, figura 3.3.3

Obtener el contenido de agua final de la muestra.

DESMONTAJE

Una vez que se llevo a cabo la falla del material se procede a desmontar el aparato y la muestra de suelo como se explica a continuación:

- Verificar que los drenes estén cerrados.
- Quitar las cargas de falla.
- Con el regulador uno quitar la presión confinante y la contrapresión de la misma si fue necesaria.
- Las válvulas TL-C y CT-C se abren al igual que el pivote que se encuentra en la parte superior de la cámara, esto es para desalojar el agua del vaso y de la cámara.
- Se quita el micrómetro y se levanta el marco de carga.
- Una vez que la cámara ya no tenga agua se procede a liberar los tornillos de las bases de la cámara para poder quitar las camisa y realizar el esquema de espécimen fallado y medir su plano de falla si es que existe.
- Se quita el cabezal superior deslizando los o-ring hacia arriba para perder la menor cantidad de material posible.
- Con mucho cuidado se jala hacia arriba la membrana con la muestra y se empujan los dos o-ring del dren inferior.
- Se retira la membrana y los papeles filtros (superior y inferior).
- Se obtiene el peso final de la muestra, se seca al horno para obtener el peso sólido y el contenido de agua.

III.IV PROCESO DE LOS DATOS OBTENIDOS

En cada uno de los ensayos las pruebas triaxiales tipo CD y CU de un suelo granular bien y mal graduado en estado suelto y en estado denso, se utilizaron dos hojas de cálculo.

En la primera hoja se registraron los siguientes datos:

- Sondeo
- Muestra
- Profundidad
- Características del material
- Tipo de prueba triaxial
- Esfuerzo confinante
- Presión de poro
- Esfuerzo efectivo
- Diámetro superior, medio y inferior de la probeta
- Tres alturas diferentes de la probeta
- Peso de la probeta inicial saturada
- Peso de la probeta final seco
- Constante de la bureta
- Incremento de agua en la bureta
- Densidad de sólidos

Con estos datos registrados y aplicando expresiones matemáticas se obtuvo la siguiente información de la probeta a ensayar:

- Diámetro promedio
- Altura promedio
- Área promedio
- Peso volumétrico
- Contenido de humedad inicial
- Altura corregida
- Área corregida
- Contenido de humedad final
- Volumen de sólidos
- Volumen de vacíos
- Peso del agua
-

En la segunda hoja de cálculo se registraron datos en tres columnas diferentes de un total de nueve que tiene el formato para la prueba triaxial CD, en la primera columna se registro el incremento de carga ΔP (kg), en la tercera la lectura del micrómetro MICRO (mm), en la quinta la lectura en la BURETA (cm).

Aplicando expresiones matemáticas se obtienen las otras seis columnas que son las siguientes:

En la segunda columna se obtiene la carga total P_{total} (kg), en la cuarta columna la deformación total δ_{total} (mm), en la sexta columna la deformación volumétrica ΔVol (cm³), en la séptima la deformación unitaria ε (%), en la octava el área corregida A_{cor} (cm²) y en la última se obtiene el esfuerzo desviador normal σ_{des} (kg/cm²).

Con la séptima columna y la última se obtiene la primera curva “Deformación unitaria vs. Esfuerzo desviador normal”.

Con la séptima columna y la sexta se tiene la segunda curva “Deformación unitaria vs. Deformación volumétrica”

Para las pruebas triaxiales CU se utilizó el mismo formato de hoja de cálculo con nueve columnas, solo cambian dos columnas, la quinta que es BURETA (cm) a PRESIÓN DE PORO (kg/cm²) y la sexta DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA ΔVol (cm³) a INCREMENTO DE PRESIÓN DE PORO ΔU (kg/cm²). Recordando que se tendrán resultados en esfuerzos totales y efectivos. Al igual que en las pruebas triaxiales CD se obtienen dos curvas la primera “Deformación unitaria vs. Esfuerzo desviador normal” y la segunda “Deformación unitaria vs. Presión de poro”

IV CARACTERÍSTICAS DEL SUELO UTILIZADO

IV.1 -DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA

Tamaño

Dentro del intervalo de tamaños del sistema hay dos grandes grupos, el de granos gruesos y el de granos finos; como se mencionó en el subcapítulo de clasificación de suelos. Los tamaños de partículas se observan en la figura 4.1.1

Para este estudio comparativo de la resistencia al esfuerzo cortante se utilizaron dos muestras de arena (S).



Figura 4.1.1 Tamaño de los granos de la arena

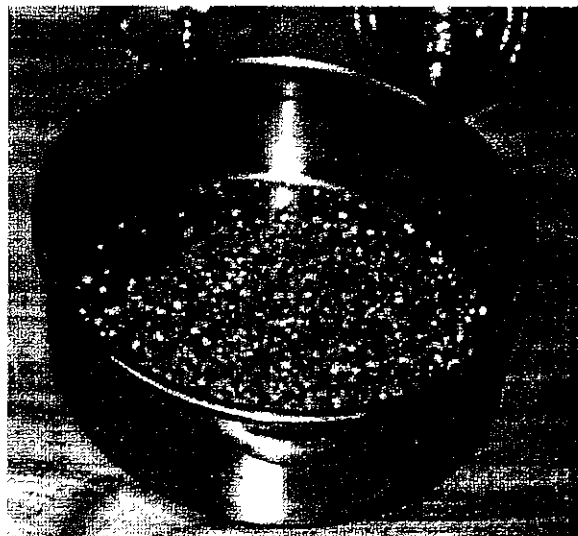


Figura 4.1.2 Graduación de la arena

La primera fue una arena granular bien (SW), esto implica que sea una arena gruesa, media y fina, ya que incluye partículas cuyo tamaño varía entre el de la malla No. 4 a la malla No. 10 (2 mm), de la malla No. 10 a la malla No. 40 (0.420 mm) y el de la malla No. 40 a la malla No. 200.

La segunda fue una arena mal graduada (SP), lo que significa que sea una arena media y fina, por lo que el tamaño de partículas varía de la malla No. 18 a la malla No. 40 (0.420mm) y de la malla No. 40 a la malla a la malla No. 200.

Ambas muestras son del mismo sitio y se realizaron pequeños cambios en la granulometría original para obtener los dos estudios en este trabajo. La muestra original era bien graduada y poseía finos.

Granulometría

Las proporciones de los diferentes tamaños de granos presentes se determinaron en el laboratorio mediante cribado. Los resultados se representaron en forma de una curva acumulativa de tamaños, figura 4.1.2

Las graduaciones típicas de las arenas (S) son:

Arena Bien graduada (SW). Cuando todos los tamaños de partículas, desde las más pequeñas hasta las mayores, se encuentran presentes en proporciones semejantes.

Arena Mal graduado (SP)

- a) Uniforme. La mayor parte de los granos son del mismo tamaño, aproximadamente.
- b) Graduación salteada. Ausencia de algún tamaño intermedio.

El tipo de graduación de las dos muestras ensayadas se determino usando el criterio basado en el intervalo de tamaños y en la forma de la curva granulométrica. La medida del intervalo de tamaños se llama coeficiente de uniformidad (Cu) y la forma de la curva granulométrica está dada por el coeficiente de curvatura (Cc).

Para clasificar la muestra de arena bien graduada (SW) se determino a través de la curva granulométrica el $Cu = 6.67$ (coeficiente de uniformidad) y $Cc = 1.20$ (coeficiente de curvatura) esto implica de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) que cumple con el criterio de clasificación en el laboratorio ya que el $Cu > 6$ (coeficiente de uniformidad) y el Cc (coeficiente de curvatura) esta entre 1 y 3

Para clasificar la muestra de arena mal graduada (SP) se obtuvo de la curva granulométrica que el $Cu = 1.76$ (coeficiente de uniformidad) y $Cc = 0.93$ (coeficiente de curvatura), por lo tanto no cumple con el criterio de clasificación ya que no satisface los requisitos de graduación.

Forma



Figura 4.1.3 Formas de la partícula para la arena ensayada

La forma de las partículas tiene una importante influencia en la propiedades físicas de un suelo. Las siguientes formas son las más comunes.

Partículas equidimensionales. Pueden ser redondeadas, subredondeadas, angulosas y subangulosas.

Partículas laminares. Se encuentran presentes, en importante cantidad, en muchos suelos finos.

Para este estudio, la arena ensayada se caracterizo por tener partículas de forma sub-angulosa y redonda, figura 4.1.3

Contenido de agua

En las siguientes tablas se muestran los valores de los contenidos de agua obtenidos antes y después de cada una de los ensayos para el suelo granular bien en estado denso y suelto, así como también para el suelo mal graduado, esto es para cada una de las pruebas triaxiales CD y CU respectivamente.

PRUEBA TRIAXIAL CD

SUELO GRANULAR BIEN DENSO

ENSAYE No	ω_i %	ω_f %
1	21.64	21.33
2	22.35	21.86
3	23.36	21.94

SUELO MAL GRADUADO DENSO

ENSAYE No	ω_i %	ω_f %
1	34.17	33.90
2	34.06	33.52
3	34.52	33.77

SUELO GRANULAR BIEN SUELTO

ENSAYE No	ω_i %	ω_f %
1	30.80	30.24
2	27.95	27.37
3	27.46	26.18

SUELO MAL GRADUADO SUELTO

ENSAYE No	ω_i %	ω_f %
1	36.92	36.73
2	41.95	41.94
3	31.54	31.06

PRUEBA TRIAXIAL CU

SUELO GRANULAR BIEN DENSO

ENSAYE No	ω_i %	ω_f %
1	22.33	22.10
2	21.98	21.45
3	20.78	20.05

SUELO MAL GRADUADO DENSO

ENSAYE No	ω_i %	ω_f %
1	35.35	35.18
2	32.95	32.62
3	32.68	32.20

SUELO GRANULAR BIEN SUELTO

ENSAYE No	ω_i %	ω_f %
1	27.92	27.28
2	27.61	26.98
3	27.79	26.66

SUELO MAL GRADUADO SUELTO

ENSAYE No	ω_i %	ω_f %
1	36.99	36.75
2	37.87	37.45
3	39.91	39.16

IV.II -ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Tabla 4.2.1

PROYECTO: "ESTUDIO COMPARATIVO DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE UN SUELO GRANULAR BIEN Y MAL GRADUADO"
 LOCALIZACIÓN: FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM

MALLA No.	ABERTURA mm	SONDEO: PCA-1 M - 1 MUESTRA: 0.00-1.00m		SONDEO: PCA-1 M - 2 MUESTRA: 0.00-1.00m		SONDEO: PCA-1 M - 3 MUESTRA: 0.00-1.00m	
		% Retenido	% Ret Acum	% Retenido	% Ret Acum	% Retenido	% Ret Acum
3"	76.20						
2 1/2"	63.50						
2"	50.80						
1 1/2"	38.10	0	0.00				
1"	25.40	22.39	0.44				
3/4"	19.05	0	0.44				
1/2"	12.70	18.51	0.36				
3/8"	9.52	398.16	7.76				
1/4"	6.35	486.66	9.49				
4	4.75	218.89	4.27				
6	3.03	432.83	8.44				
8	2.38	134.61	2.63				
10	1.68	168.82	3.29				
12	1.41	41.8	0.82				
14	1.19	106.35	2.07				
18	1.00	179.91	3.51				
20	0.840	51.18	1.00				
30	0.590	543.2	10.59				
35	0.500	228.45	4.46				
40	0.420	445.52	8.69				
50	0.275	548.71	10.70				
60	0.250	470.39	9.17				
80	0.177	243.49	4.75				
100	0.149	201.12	3.92				
120	0.125	76.64	1.49				
180	0.083	42.92	0.84				
200	0.074	8.67	0.17				
CHAROLA	0.000	58.45	1.14				
		W _m = 5127.67 gr	W _m = 127.50 gr	W _m = 129.50 gr			
		D ₁₀ = 0.210 mm	D ₁₀ = 0.180 mm	D ₁₀ = 0.125 mm			
		D ₃₀ = 0.390 mm	D ₃₀ = 0.510 mm	D ₃₀ = 0.160 mm			
		D ₆₀ = 1.250 mm	D ₆₀ = 1.200 mm	D ₆₀ = 0.220 mm			
		Cu = 5.952	Cu = 6.867	Cu = 1.760			
		Cc = 0.579	Cc = 1.204	Cc = 0.931			
		%G = 22.32 %	%G = 0.00 %	%G = 0.00 %			
		%S = 76.54 %	%S = 98.43 %	%S = 98.46 %			
		%F = 1.14 %	%F = 1.57 %	%F = 1.54 %			

"ESTUDIO COMPARATIVO DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE UN SUELO GRANULAR BIEN Y OTRO MAL GRADUADO"

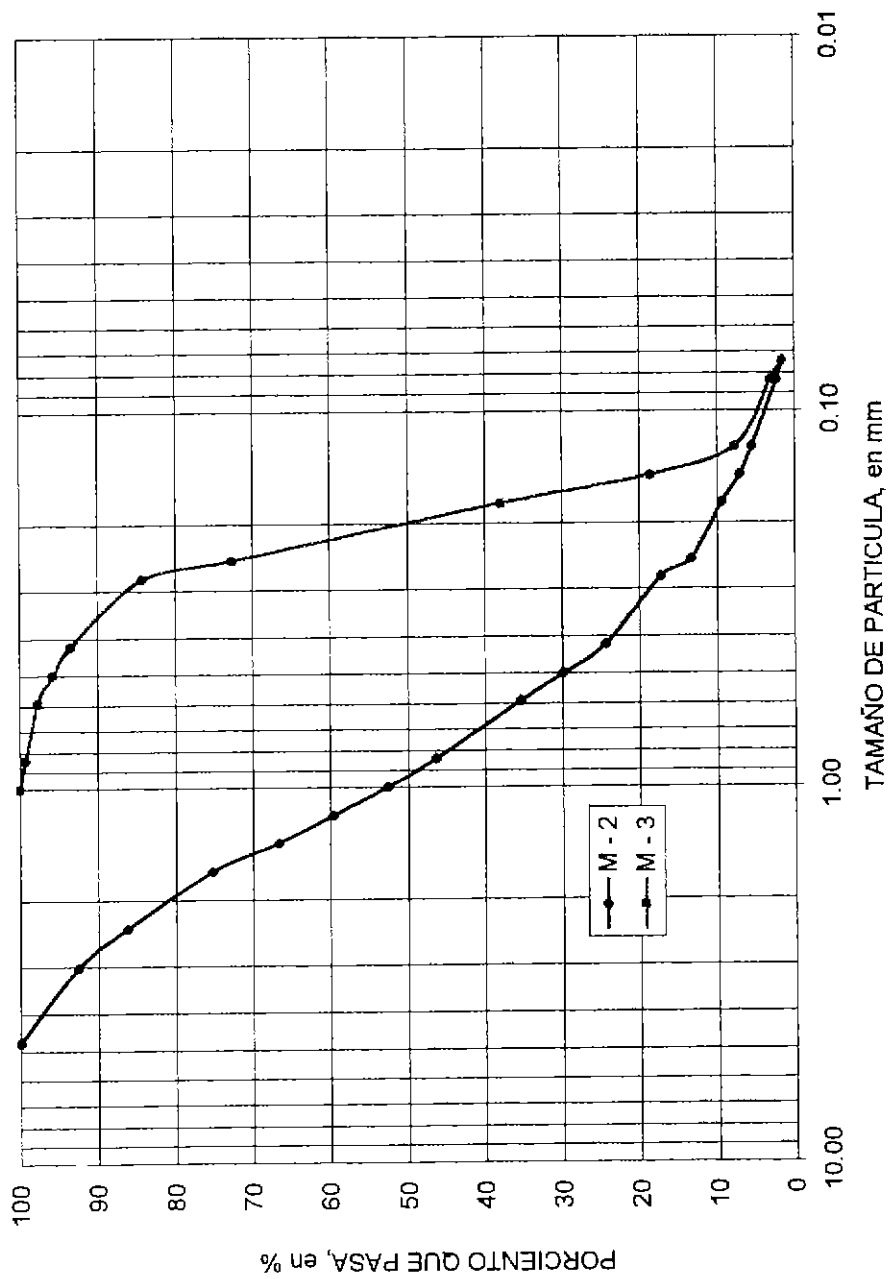


Figura 4.2.1

Tabla 4.2.2

PROYECTO: "ESTUDIO COMPARATIVO DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE UN SUELO GRANULAR BIEN Y MAL GRADUADO."
 LOCALIZACION: FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM

MALLA No.	ABERTURA mm	SONDEO: PCA-1 M - 1		SONDEO: PCA-1 M - 2		SONDEO: PCA-1 M - 3		SONDEO: PCA-1 M - 3	
		MUESTRA: PROF: 0.00 - 1.00m	% Retenido	MUESTRA: PROF: 0.00 - 1.00m	% Retenido	MUESTRA: PROF: 0.00 - 1.00m	% Retenido	MUESTRA: PROF: 0.00 - 1.00m	% Retenido
3"	76.20								
2 1/2"	63.50								
2"	50.80								
1 1/2"	38.10	0	0.00	0	0.44				
1"	25.40	22.39	0.44	22.39	0.44				
3/4"	19.05	0	0.00	0	0.44				
1/2"	12.70	18.51	0.36	18.51	0.80				
3/8"	9.52	398.16	7.76	398.16	8.56				
1/4"	6.35	486.66	9.49	486.66	18.05				
4	4.76	218.89	4.27	218.89	22.32	0.00	0.00	100	
6	3.03	432.83	8.44	432.83	30.76	43.04	8.87	91.13	
8	2.38	134.61	2.63	134.61	33.39	30.13	6.21	15.07	84.93
10	1.68	168.82	3.29	168.82	36.68	55.60	11.45	26.53	73.47
12	1.41	41.8	0.82	41.8	37.50	30.17	6.22	32.74	67.26
14	1.19	106.35	2.07	106.35	39.57	40.24	8.29	41.03	58.97
18	1.00	179.91	3.51	179.91	43.08	35.42	7.30	48.33	51.67
20	0.840	51.18	1.00	51.18	44.08	23.63	4.87	53.20	46.80
30	0.590	543.2	10.59	543.2	54.67	62.09	12.79	65.99	34.01
35	0.500	228.45	4.46	228.45	59.13	25.59	5.27	71.26	28.74
40	0.420	445.52	8.69	445.52	67.81	25.51	5.26	76.52	23.48
50	0.279	548.71	10.70	548.71	78.51	28.28	5.83	82.34	17.66
60	0.250	470.39	9.17	470.39	87.69	23.28	4.80	87.14	12.86
80	0.177	243.49	4.75	243.49	92.44	16.95	3.49	90.63	9.37
100	0.149	201.12	3.92	201.12	96.36	14.26	2.94	93.57	6.43
120	0.125	76.64	1.49	76.64	97.85	6.49	1.34	94.90	5.10
180	0.083	42.92	0.84	42.92	98.69	14.94	3.08	97.98	2.02
200	0.074	8.67	0.17	8.67	98.86	1.14	1.19	98.23	1.77
CHAROLA	0.000	58.45	1.14	58.45	100.00	8.61	1.77	100.00	0.00

W _m =	5127.67 gr	485.42	485.42 gr	668.44 gr	
D ₁₀ =	0.210 mm	0.180 mm	0.180 mm	0.085 mm	
D ₃₀ =	0.390 mm	0.520 mm	0.520 mm	0.170 mm	
D ₆₀ =	1.250 mm	1.300 mm	1.300 mm	0.220 mm	
Cu	5.952	Cu	7.222	Cu	2.316
Cc	0.579	Cc	1.156	Cc	1.383
%G	22.32 %	%G	0.00 %	%G	0.00 %
%S	76.54 %	%S	98.23 %	%S	93.13 %
%F	1.14 %	%F	1.77 %	%F	6.87 %

"ESTUDIO COMPARATIVO DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE UN SUELO GRANULAR BIEN Y OTRO MAL GRADUADO"

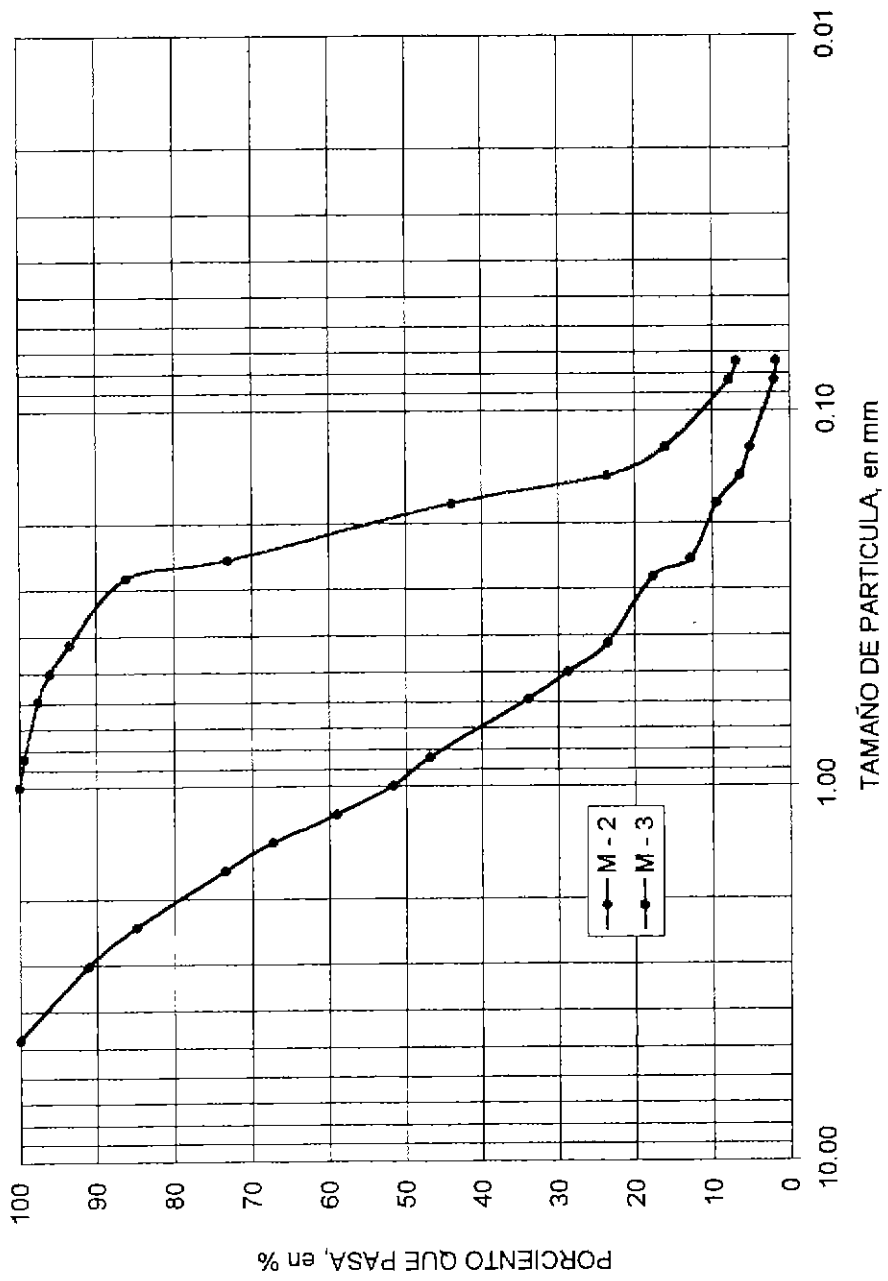


Figura 4.2.2

IV. III RELACIÓN DE VACÍOS MÍNIMA Y MÁXIMA

Para obtener la relación de vacíos mínima (e_{\min}) correspondiente al estado más compacto del **Suelo Granular Bien**, la muestra se sometió a un proceso de varillado por capas con golpes dentro de un molde o recipiente los pesos obtenidos se muestran en la siguiente tabla:

No. de capas 6 10 Golpes peso propio 20 Golpes exteriores (1 kg.)	No. de capas 6 20 Golpes peso propio 20 Golpes exteriores (2 kg.)	No. de capas 6 30 Golpes peso propio 24 Golpes exteriores (4 kg.)	No. de capas 6 40 Golpes peso propio 24 Golpes exteriores (4 kg.)
1331.95	1337.19	1337.98	1336.67
1332.32	1337.53	1338.16	1336.62
1333.09	1337.93	1336.35	1336.82
1333.84	1337.95	1337.79	1337.13
1335.46	1336.46	1337.75	1336.63
1334.84	1335.58	1337.22	1336.63
1335.67	1336.42	1338.29	1336.52
1336.38	1336.50	1336.65	1337.09
1336.68	1335.89	1336.68	1336.40
1335.39	1338.16	1337.34	1336.20

De la última columna tenemos que:

$$W_{\text{molde}} + \text{suelo} = \frac{13366.70}{10} = 1336.67 \text{ gr.}$$

$$W_{\text{molde}} = 1181.75 \text{ gr.}$$

$$\text{Peso del suelo} = 1336.67 - 1181.75 = 154.92 \text{ gr.}$$

Para obtener el volumen del molde (V_m) se tienen las siguientes dimensiones del molde utilizado:

$$D = \frac{3.58 + 3.59 + 3.59 + 3.585}{4} = 3.59 \text{ cm}$$

$$A = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi (3.59)^2}{4} = 10.12 \text{ cm}^2$$

$$V_{\text{molde}} = A \times h = 10.12 \times 9.00 = 91.10 \text{ cm}^3$$

Para determinar la relación de vacíos mínima (e_{\min}) tenemos:

$$W_s = 154.92 \text{ gr.}$$

$$V_m = 91.10 \text{ cm}^3.$$

$$S_s = 2.63$$

$$V_s = \frac{W_s}{S_s * \gamma_o} = \frac{154.92}{2.63 * 1} = 58.90 \text{ cm}^3$$

$$V_v = V_m - V_s = 91.10 - 58.90 = 32.20 \text{ cm}^3$$

$$\text{Por lo tanto } e_{\min} = \frac{V_v}{V_s} \frac{32.20}{58.90} = 0.55$$

Para determinar la relación de vacíos máxima (e_{\max}), se determino el promedio de los pesos que se muestran en la siguiente tabla, correspondientes al estado más suelto, obtenidos vertiendo al material dentro de un molde o recipiente sin ninguna compactación posterior para el **Suelo Granular Bien**

Pesos del $W_{\text{molde}} + \text{suelo}$

1320.76	1321.14	1321.12	1320.05
1320.15	1319.31	1319.19	1318.24
1321.91	1319.76	1320.74	1319.65
1320.64	1322.61	1319.44	1320.00
1321.29	1321.25	1319.25	1320.47
1322.27	1319.77	1319.43	1319.25
1319.40	1320.52	1319.25	1318.17
1322.09	1320.73	1318.68	1319.37
1319.08	1320.25	1319.91	1318.08
1319.57	1319.66	1321.35	1319.29

$$W_{\text{molde}} + \text{suelo} = \frac{52803.20}{40} = 1320.08 \text{ gr.}$$

$$W_{\text{molde}} = 1181.75 \text{ gr.}$$

$$\text{Peso del suelo} = 1320.08 - 1181.75 = 138.33 \text{ gr.}$$

$$V_{\text{molde}} = 91.10 \text{ cm}^3$$

Para determinar la relación de vacíos máxima (e_{\max}) tenemos:

$$W_s = 138.33 \text{ gr.}$$

$$V_m = 91.10 \text{ cm}^3.$$

$$S_s = 2.63$$

$$V_s = \frac{W_s}{S_s * \gamma_o} = \frac{138.33}{2.63 * 1} = 52.60 \text{ cm}^3$$

$$V_v = V_m - V_s = 91.10 - 52.60 = 38.50 \text{ cm}^3$$

$$\text{Por lo tanto } e_{\text{máx}} = \frac{V_v}{V_s} = \frac{38.50}{52.60} = 0.73$$

donde:

W_s = Peso de sólidos (gr.)

V_m = Volumen del molde (cm^3 .)

S_s = Densidad de sólidos

V_s = Volumen de sólidos (cm^3 .)

V_v = Volumen de vacíos (cm^3 .)

Para obtener la relación de vacíos mínima ($e_{\text{mín}}$) correspondiente al estado más compacto del **Suelo Mal Graduado**, la muestra se sometió a un proceso de varillado por capas con golpes dentro de un molde o recipiente los pesos obtenidos se muestran en la siguiente tabla:

No. de capas 7 30 Golpes peso propio 24 Golpes exteriores (4 kg.)	No. de capas 7 30 Golpes peso propio 24 Golpes exteriores (4 kg.)	No. de capas 7 30 Golpes peso propio 24 Golpes exteriores (4 kg.)	No. de capas 7 30 Golpes peso propio 24 Golpes exteriores (4 kg.)
1315.84	1315.77	1317.65	1318.23
1314.00	1317.05	1317.88	1318.36
1312.60	1314.89	1317.98	1318.38
1312.95	1315.72	1318.63	1318.40
1313.01	1316.28	1318.14	1318.10
1313.82	1317.01	1317.78	1317.82
1314.21	1315.15	1318.54	1318.03
1314.00	1315.84	1318.53	1317.80
1314.20	1316.79	1318.50	1317.00
1314.59	1315.98	1318.45	1317.70
1313.84	1316.44	1317.77	1318.18

De la última columna tenemos que:

$$W_{\text{molde} + \text{suelo}} = \frac{14498.00}{11} = 1318.00 \text{ gr.}$$

$$W_{\text{molde}} = 1181.75 \text{ gr.}$$

$$\text{Peso del suelo} = 1318.00 - 1181.75 = 136.25 \text{ gr.}$$

Para obtener el volumen del molde (V_m) se tienen las siguientes dimensiones del molde utilizado:

$$D = \frac{3.58 + 3.59 + 3.59 + 3.585}{4} = 3.59 \text{ cm}$$

$$A = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi (3.59)^2}{4} = 10.12 \text{ cm}^2$$

$$V_{\text{molde}} = A \times h = 10.12 \times 9.00 = 91.10 \text{ cm}^3$$

Para determinar la relación de vacíos mínima ($e_{\text{mín}}$) tenemos:

$$W_s = 136.25 \text{ gr.}$$

$$V_m = 91.10 \text{ cm}^3.$$

$$S_s = 2.63$$

$$V_s = \frac{W_s}{S_s * \gamma_o} = \frac{136.25}{2.63 * 1} = 51.81 \text{ cm}^3$$

$$V_v = V_m - V_s = 91.10 - 51.81 = 39.29 \text{ cm}^3$$

$$\text{Por lo tanto } e_{\text{mín}} = \frac{V_v}{V_s} = \frac{39.29}{51.81} = \mathbf{0.76}$$

Para determinar la relación de vacíos máxima ($e_{\text{máx}}$), se determino el promedio de los pesos que se muestran en la siguiente tabla, correspondientes al estado más suelto, obtenidos vertiendo al material dentro de un molde o recipiente sin ninguna compactación posterior para el **Suelo Mal Graduado**

Pesos del $W_{\text{molde}} + \text{suelo}$

1299.03	1305.48	1302.23	1300.25
1298.60	1298.72	1300.05	1299.30
1299.44	1299.08	1302.92	1299.60
1300.83	1300.71	1301.46	1299.78
1303.96	1303.84	1300.13	1300.01
1300.65	1300.79	1301.90	1299.21
1299.88	1300.72	1301.74	1299.80
1298.86	1300.28	1300.20	1300.54
1299.24	1302.60	1299.38	1300.70
1298.92	1302.89	1300.19	1300.81

$$W_{\text{molde}} + \text{suelo} = \frac{52024.72}{40} = 1300.62 \text{ gr.}$$

$$W_{\text{molde}} = 1181.75 \text{ gr.}$$

$$\text{Peso del suelo} = 1300.62 - 1181.75 = 118.87 \text{ gr.}$$

$$V_{\text{molde}} = 91.10 \text{ cm}^3$$

Para determinar la relación de vacíos máxima ($e_{\text{máx}}$) tenemos:

$$W_s = 118.87 \text{ gr.}$$

$$V_m = 91.10 \text{ cm}^3.$$

$$S_s = 2.63$$

$$V_s = \frac{W_s}{S_s * \gamma_o} = \frac{118.87}{2.63 * 1} = 45.20 \text{ cm}^3$$

$$V_v = V_m - V_s = 91.10 - 45.20 = 45.90 \text{ cm}^3$$

$$\text{Por lo tanto } e_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = \frac{V_v}{V_s} = \frac{45.90}{45.20} = \mathbf{1.02}$$

donde:

W_s = Peso de s\u00f3lidos (gr.)

V_m = Volumen del molde (cm^3 .)

S_s = Densidad de s\u00f3lidos

V_s = Volumen de s\u00f3lidos (cm^3 .)

V_v = Volumen de vac\u00edos (cm^3 .)

IV.IV -DENSIDAD DE SOLIDOS

Introducción

Se define como densidad de fase sólida de un suelo, la relación entre el peso específico de la materia que constituye las partículas del suelo y el peso específico del agua destilada a 4°C.

La densidad de sólidos se obtiene en la práctica como la relación entre el peso de los sólidos y el volumen de agua que desalojan a la temperatura ambiente. Al valor obtenido se le hace una corrección por temperatura.

Las partículas gruesas contienen, generalmente, aire entrampado en poros impermeables, que solo podría eliminarse rompiendo las partículas en granos más fino. Por lo anterior, la densidad obtenida en esos casos es una densidad de sólidos aparente.

En mecánica de suelos, generalmente interesa la densidad (aparente) de las partículas integrales y, por tanto, las partículas que se usen en la determinación de densidades no deben ser molidas o rotas. Convencionalmente, a la densidad de sólidos aparente se le llamará, simplemente, densidad de sólidos, y se denotará con el símbolo s_s .

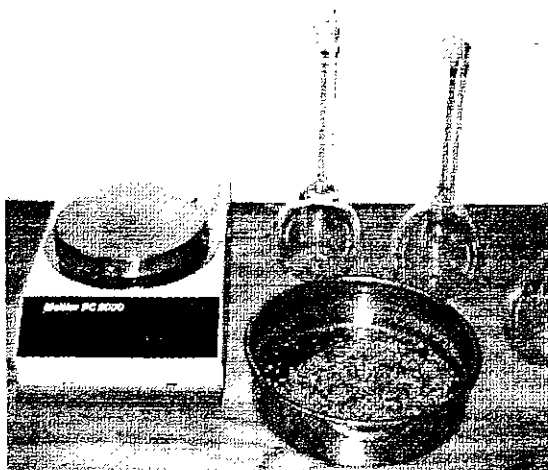
El valor de la densidad de sólidos interviene en la mayor parte de los cálculos de mecánica de suelos y, ocasionalmente, sirve también para fines de clasificación.

Determinación de la densidad de sólidos en arenas y suelos finos

El procedimiento de prueba descrito a continuación se aplica a la fracción de las muestras que pasa por la malla No. 4. La densidad de sólidos de las partículas mayores se determina siguiendo el procedimiento descrito en partículas de grava.

Equipo

Matraces con marca de aforo, de 500 cm³ de capacidad, figura 4.4.1



Balanza con capacidad de 2000 g y precisión nominal de 0.01 g (precisión real mínima de ± 0.03 g).

Termómetro con precisión de 0.1°C, graduado de 0 a 50°C

Solución para disolver grasas: mezcla crómica

Alcohol de 96°

Eter sulfúrico

Figura 4.4.1 Elementos del equipo utilizado

- Agua destilada o desmineralizada
- Vaso de precipitado de 400 cm³
- Estufa
- Horno de temperatura constante (110°C)
- Desecador con gel de sílice
- Piseta
- Pipeta de 5 cm³
- Embudo de vidrio de conducto largo
- Toallas de papel
- Cápsulas de porcelana o de vidrio refractario
- Sistema de vacío: bomba mecánica o trompa de agua, figura 4.4.2

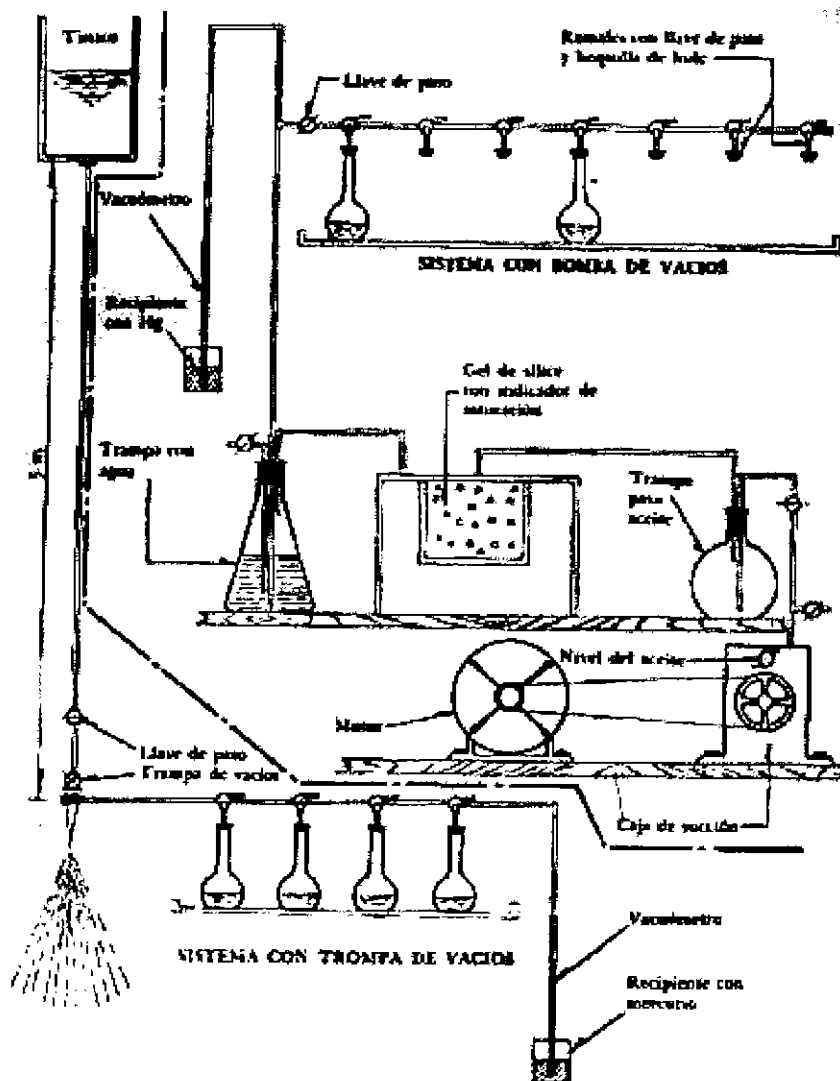


Figura 4.4.2 Esquema de trompa y bomba de vacíos

Calibración de matraz

El peso del agua que un matraz puede contener varía con la temperatura, debido a las variaciones de volumen del matraz y de la densidad del agua.

Es conveniente trazar, para cada uno de los matraces, una gráfica de calibración, o sea, una curva que tenga, por ordenadas, los pesos del matraz con agua hasta la marca de aforo y, como abscisas, las temperaturas correspondientes. El proceso de calibración es el siguiente:

1. Con amoníaco, o alguna solución que disuelva grasas, se limpia el matraz. * Puede ser necesario dejarlo lleno con la solución durante varias horas. Después se enjuaga varias veces con agua destilada y se deja escurrir, colocándolo con la boca hacia abajo. En seguida se lava con alcohol, se deja escurrir, se lava con éter, ** y se eliminan los vapores colocándolo con la boca hacia abajo, durante 15 minutos.

* Una de las mejores soluciones para quitar la grasa de los matraces es la mezcla crómica, que tiene la ventaja de poder recuperarse después de cada lavado, y usarse varias veces. Se prepara disolviendo, en caliente, 6° g de bicromato de potasio comercial en 300 cm³ de ácido sulfúrico comercial. Debe procederse con cuidado, tratando de escurrir el ácido sulfúrico por las paredes del recipiente donde se esté preparando la mezcla, pues la reacción que se provoca al contacto con la solución es violenta y, si no se toman las precauciones debidas, puede resultar peligrosa. Cuando no sea posible obtener mezcla crómica, se puede usar ácido clorhídrico rebajado (muriático), siguiendo las indicaciones antes mencionadas.

** Siendo el éter altamente inflamable, debe operarse con cuidado, evitando la cercanía de cualquier flama.

2. Se llena el matraz con agua destilada o desmineralizada a la temperatura ambiente hasta, aproximadamente, 5 mm debajo de la marca de aforo. Se dejan transcurrir 30 minutos, por lo menos, para permitirle alcanzar la misma temperatura que el agua que contiene.

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

4. Se seca cuidadosamente el interior del cuello con una toalla de papel doblada. Se seca también el exterior.

5. Se pesa el matraz con agua (W_{bw}), con precisión de 0.01 g. En seguida, se agita ligeramente y se toma la temperatura del agua, con precisión de 0.1°C, introduciendo el termómetro hasta el centro del matraz. Se verifica la uniformidad de la temperatura en otros puntos de la suspensión. Se vuelve a agitar si las diferencias exceden de 0.5°C.

6. Se hace una determinación adicional, aproximadamente a la misma temperatura, para verificar los resultados (pasos 3 a 5).

7. Se repiten los pasos 2 a 6, utilizando agua a una temperatura aproximadamente 5°C superior a la ambiente del laboratorio.

8. Se repiten los pasos 2 a 6, utilizando agua a una temperatura aproximadamente 5°C inferior a la ambiente.

9. Las temperaturas, y los pesos del matraz y del agua, se anotan en una tabla. Se construye una gráfica en papel milimétrico, donde en el eje de las abscisas se anotan las temperaturas en grados centígrados y en el eje de las ordenadas se anotan los pesos del matraz + agua, en gramos.

Preparación de la muestra

Las muestras empleadas deben ser representativas del suelo en estudio. Los suelos cohesivos, especialmente los de alto contenido de materia orgánica, son difíciles de humedecer después de secados al horno. Para estos, es conveniente realizar la prueba con una muestra con contenido de agua natural, y obtener el peso de la muestra seca al finalizar la prueba. Los suelos no cohesivos pueden secarse al horno previamente. Para la prueba del hidrómetro, la densidad de sólidos debe determinarse en la fracción del suelo menor que la malla No. 200, obtenida por lavado o decantación sucesiva.

Procedimiento de prueba para arena

1. De la muestra preparada, se colocan 60 g en una cápsula de porcelana o de vidrio refractario que se deja al horno durante 18 horas. Transcurrido este tiempo, se deja enfriar la cápsula y después su contenido se vacía en un matraz.

2. En un matraz limpio, de 500 cm³, con aproximadamente 100 cm³ de agua destilada, se pesa con una precisión de 0.01 g. El peso obtenido, W_m , se anota en la tabla antes mencionada.



Figura 4.4.3 Material pesado antes de ser vaciado

3. El material seco se vacía en el matraz mediante un embudo de vidrio, figura 4.4.3. Se vuelve a pesar el matraz, anotando el peso W_{ms} en el registro de cálculos. Después de haberse pesado, se desprende el material que quedó adherido al interior del cuello, utilizando una piseta con agua destilada.

4. Se aplica vacío al matraz para extraer el aire no disuelto. Para evitar un burbujeo excesivo, se aplica primero un vacío parcial y se aumenta gradualmente hasta el máximo, que deberá mantenerse durante 30 minutos, por lo menos, para lograr un desaireado completo. El matraz debe agitarse suavemente para facilitar la expulsión del aire. Si no se cuenta con sistema de vacío, se puede poner el matraz en un baño maría de glicerina o agua. Por lo general, 10 minutos de hervor son suficientes para expulsar el aire contenido en el material. En este caso, debe esperarse a que el matraz alcance nuevamente la temperatura ambiente para proseguir la prueba, figura 4.4.4

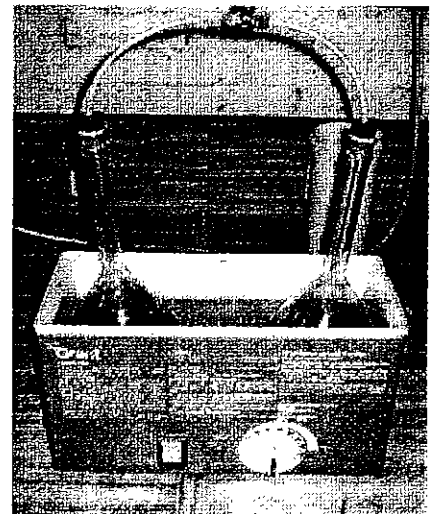


Figura 4.4.4 Material desaireado en el baño maría

5. Se agrega con cuidado agua destilada hasta 2 cm debajo de la marca de aforo. El agua debe escurrir lentamente por el cuello, para evitar la formación de burbujas. Se aplica nuevamente el vacío. Para verificar la presencia de aire no disuelto, se quita lenta y cuidadosamente el tapón, a través del cual se aplica el vacío, y se observa el movimiento de la superficie del agua en el cuello del matraz. Si la superficie baja menos de 1 mm, el desaerado se considera suficiente.

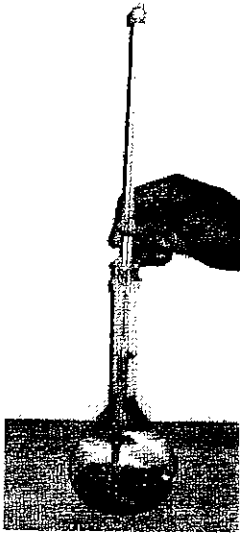


Figura 4.4.5 Lectura de la temperatura

6. Se agita el matraz y se mide la temperatura en el centro del líquido, con precisión de 0.1°C , figura 4.4.5. Se verifica la uniformidad de la temperatura en otros puntos de la suspensión. Se vuelve a agitar el matraz si las diferencias exceden de 0.5°C . Se anota la hora de la medición.

7. Se seca cuidadosamente el exterior del matraz.

8. Se agrega suficiente agua destilada para que la parte inferior del menisco coincida con la marca de calibración. Se anota la hora en que el nivel fue ajustado.

9. Se seca cuidadosamente el interior del cuello del matraz, arriba del menisco, con una toalla de papel.

10. Se pesan el matraz, el suelo y el agua, con precisión de 0.01 g . Se anota el resultado W_{bws} en el registro de cálculos.

11. Se repite el paso 6. Si la temperatura obtenida difiere de la medida en el paso 6, la correspondiente al momento en el que se ajustó el nivel del menisco debe obtenerse por interpolación. Se anota el resultado en el registro de cálculo.

12. Se obtiene el peso de los sólidos W_s como diferencia entre W_{ms} y W_m . * Este método evita errores por pérdida de material, pero requiere de una gran precisión en las pesadas. El peso de los sólidos, W_s , puede también obtenerse después de la prueba, vertiendo el contenido del matraz en una cápsula enjuagándolo con agua destilada, para que no quede material en el interior, y secando al horno.

* La prueba de densidad de sólidos debe hacerse simultáneamente en dos matraces, a fin de tener una comprobación. Si los valores no difieren en más de 1 por ciento, se calcula el promedio; si la diferencia es mayor, se repite la prueba.

13. De la curva de calibración del matraz, se obtiene el peso del mismo, con agua destilada hasta la marca de aforo, a la temperatura, t , del ensaye W_{bw} .

La expresión $W_s + W_{\text{bw}} - W_{\text{bws}}$ representa el peso del volumen de agua desalojado por los sólidos a la temperatura de la prueba.

La densidad de sólidos se obtiene a partir de la fórmula

$$S_s = \frac{W_s}{W_{bw} + W_s - W_{bws}}$$

Errores posibles

Arenas y suelos finos

1. Remoción incompleta del aire no disuelto. Esta es la principal fuente de error, y conduce a subestimar la densidad de sólidos del material. Si la muestra contiene materia orgánica, es frecuente que se formen gases cuando entra en contacto con agua. En este caso, es conveniente combinar la aplicación del vacío con la ebullición de la suspensión en un baño de glicerina.
2. Secado defectuosos del interior del cuello o del exterior del matraz. Este error puede ocurrir especialmente cuando se está calibrando el matraz con agua a una temperatura inferior a la temperatura ambiente, debido al agua que se condensa en el exterior del matraz.
3. Precisión insuficiente de las pesadas. La mayoría de las balanzas con capacidad mayor de 500 g no tiene sensibilidad de 0.01 g. La misma balanza debe usarse para la calibración del matraz y para las pruebas subsecuentes de determinación de la densidad de sólidos.
4. Falta de cuidado al llenar el matraz aforado exactamente hasta la marca de calibración. (Una gota de agua tiene un volumen aproximado de 0.04 cm³.) Este error puede reducirse tomando el promedio de varias lecturas a la misma temperatura.
5. Temperatura del matraz y de su contenido no uniforme. Es importante verificar la uniformidad de la temperatura en diversos puntos de la suspensión, así como dejar transcurrir un mínimo de tiempo entre las mediciones de temperatura y las pesadas del matraz.
6. Pérdida de material durante la prueba. Si el peso de los sólidos se obtiene al final de la prueba, es importante evitar que se pierda material durante la transferencia de la suspensión al recipiente en el que se deja sacar.
7. Falta de limpieza del matraz. Si el matraz no se conserva limpio, su curva de calibración deja de ser válida. El cuello del matraz debe encontrarse en perfecto estado de limpieza para permitir el desarrollo completo del menisco.
8. Empleo de agua con sólidos disueltos. Es importante usar exclusivamente agua destilada o desmineralizada para que la curva de calibración del matraz sea válida.

Determinación de la densidad de sólidos en dos muestras de cada uno de los suelos

Suelo Granular Bien

Muestra N°	2		2	
Matraz N°	2		5	
Método de extracción de aire	Bomba de vacío		Bomba de vacío	
W_{bws} (gr.)	749.30		743.61	
Temperatura T (°C)	38.20		36.25	
W_{bw} (gr.)	663.17		657.32	
Cápsula N°	8		9	
W_{ms} (gr.)	665.56		635.81	
W_m (gr.)	526.42		496.86	
W_s (gr.)	139.14		138.95	
Ss	2.625		2.630	

W_m = Peso de la charola + agua antes de agregar los sólidos

W_{ms} = Peso de la charola después de agregar los sólidos

W_{bws} = Peso del matraz + agua + muestra a T (°C)

W_{bw} = Peso del matraz + agua a T (°C) (de la curva de calibración)

W_s = Peso del suelo secado al horno

$$Ss = \text{Densidad de sólidos} = \frac{W_s}{W_{bw} + W_s - W_{bws}}$$

Suelo Mal graduado

Muestra N°	1		1	
Matraz N°	2		5	
Método de extracción de aire	Bomba de vacío		Bomba de vacío	
W_{bws} (gr.)	749.78		743.41	
Temperatura T (°C)	36.54		36.49	
W_{bw} (gr.)	663.50		657.22	
Cápsula N°	8		9	
W_{ms} (gr.)	665.58		635.82	
W_m (gr.)	526.40		496.92	
W_s (gr.)	139.18		138.90	
Ss	2.631		2.633	

W_m = Peso de la charola + agua antes de agregar los sólidos

W_{ms} = Peso de la charola después de agregar los sólidos

W_{bws} = Peso del matraz + agua + muestra a T (°C)

W_{bw} = Peso del matraz + agua a T (°C) (de la curva de calibración)

W_s = Peso del suelo secado al horno

$$Ss = \text{Densidad de sólidos} = \frac{W_s}{W_{bw} + W_s - W_{bws}}$$

V. ENSAYES TRIAXIALES REALIZADOS

V.I PRUEBAS TRIAXIALES CU Y CD

Las pruebas de compresión triaxial son las más usadas para determinar las características de esfuerzo-deformación y de resistencia de los suelos. Estas pruebas consisten en aplicar presiones laterales y axiales diferentes a un espécimen cilíndrico, y estudiar su comportamiento.

Se sabe que la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos depende de un número importante de factores. En los suelos gruesos, los principales son la compacidad, la forma de los granos y la granulometría. En cohesivos, existen dos enfoques en cuanto a los factores que afectan su resistencia. El primero consiste en considerar que la resistencia depende esencialmente del esfuerzo efectivo, de la trayectoria de esfuerzos, y de la velocidad de deformación. El predominio del primer factor se expresa en el principio de los esfuerzos efectivos que conduce a modificar la ley de Coulomb en la forma siguiente

$$\tau_f = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \quad (1)$$

donde:

τ_f esfuerzo cortante en el plano de falla
 σ esfuerzo normal total sobre el plano considerado
 ϕ' ángulo de fricción
 c' cohesión
 u presión de poro

} en términos de esfuerzos efectivo

Para aplicar el principio de los esfuerzos efectivos en los suelos no saturados, la presión desarrollada en el aire contenido en los poros del material debe, en rigor tomarse en cuenta. Sin embargo, las presiones de poro positivas que pueden causar la falla de las estructuras de tierra se presentan, en general, para altos grados de saturación. En tales casos, la observación o estimación de la presión del aire de los poros no es indispensable.

El segundo enfoque expresa el hecho experimental de que la resistencia de un suelo cohesivo que se deforma a volumen constante depende principalmente de su historia previa de carga, de la trayectoria de esfuerzos y de la velocidad de deformación siendo el primer factor el más importante. La ley de resistencia se expresa entonces en términos de esfuerzos totales, es decir

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad (2)$$

donde:

τ_f esfuerzo cortante en el plano de falla
 σ esfuerzo normal total sobre el plano considerado
 c cohesión
 ϕ ángulo de fricción

} en términos de esfuerzos totales

En este caso, c y ϕ no son propiedades del material, sino funciones de sus características, de la historia de carga previa, y de las condiciones de carga y de drenaje.

Para la determinación de los parámetros de las expresiones 1 y 2, se han desarrollado pruebas triaxiales con ciertas condiciones extremas de drenaje; en ocasiones especiales, las pruebas usuales pueden no ser representativas de las condiciones de campo. En tal caso, las condiciones deben modificarse y ajustarse al problema en estudio.

Las pruebas triaxiales usuales se realizan en dos etapas: consolidación y ruptura. La primera consiste, generalmente, en aplicar a un espécimen cilíndrico una presión hidrostática (consolidación isotrópica); en ocasiones, simultáneamente se aplica una carga o descarga vertical (consolidación anisotrópica). Durante la segunda etapa, el espécimen se lleva a la falla por carga (prueba de compresión) o descarga vertical (prueba de extensión), manteniendo constante la presión confinante.

PRUEBAS DE COMPRESIÓN Y EXTENSIÓN

Pruebas de Compresión	Pruebas de Extensión
Tipo C.I σ_c - constante σ_{axial} - aumenta	Tipo E.I σ_c - constante σ_{axial} - disminuye
Tipo C.II σ_c - disminuye σ_{axial} - constante	Tipo E.II σ_c - aumenta σ_{axial} - constante
Tipo C.III σ_c - disminuye σ_{axial} - aumenta (ambos simultáneamente)	Tipo E.III σ_c - aumenta σ_{axial} - disminuye (ambos simultáneamente)

Las pruebas triaxiales se clasifican en función de las condiciones de drenaje durante las dos etapas de la prueba. Las pruebas utilizadas en este estudio comparativo son:

1. Consolidadas-no drenadas (CU). Se permite el drenaje durante la primera etapa solamente.
2. Consolidadas-drenadas (CD). Se permite el drenaje durante toda la prueba, y no se dejan generar presiones de poro, aplicando las cargas con una velocidad adecuada durante la segunda etapa.

Generalmente, cada prueba se realiza en tres o cuatro probetas bajo presiones confinantes distintas. La representación de los resultados en un diagrama de Mohr esta constituida por una serie de círculos, cuya envolvente permite obtener los parámetros del material estudiado en el intervalo de esfuerzos considerado.

Las pruebas consolidadas-no drenadas se realizan generalmente saturando previamente la muestra: se produce en esta forma la inmersión de la estructura o del estado estudiado. La saturación permite que la segunda etapa de la prueba se desarrolle a volumen constante, y facilita eventualmente la medición de las presiones de poro. Tal estado se logra aplicando una

contrapresión al fluido intersticial del material, con el fin de comprimir o disolver el aire no disuelto.

En muchas aplicaciones, se han encontrado correlaciones satisfactorias entre las pruebas de laboratorio y las observaciones de campo. Para que exista tal correlación, es de suma importancia elegir para el estudio en el laboratorio el tipo de prueba que mejor represente las condiciones que determinan la resistencia en el campo.

La prueba consolidada-drenada permite, por lo contrario, determinar la resistencia después de la disipación de la presión de poro, lo que corresponde para suelos cohesivos a la estabilidad a largo plazo en el campo.

La prueba consolidada-no drenada es la más adecuada para determinar la resistencia de suelos consolidados sometidos a cargas rápidas, como en el caso de vaciado rápido de una presa o de sismos.

Se maneja un material con dos granulometrías, para obtener las condiciones de un Suelo granular bien y mal graduado

En la tabla 5.1.1 se muestra el programa de pruebas que se llevaron a cabo:

Tabla 5.1.1

Tipo de ensaye	Suelo Granular Bien Saturado		Suelo Mal Graduado Saturado	
	Denso	Suelto	Denso	Suelto
	σ_c (kg/cm ²)		σ_c (kg/cm ²)	
CU	1.50	2.00	2.00	2.00
	2.00	2.40	2.50	2.50
	3.00	2.50	3.00	3.00
CD	1.50	1.50	1.50	2.25
	3.00	2.50	2.00	1.50
	2.50	3.00	2.50	3.00

El total de ensayos triaxiales CU y CD fueron 24, las gráficas esfuerzo - deformación y los circulo de Mohr respectivos se encuentran en las tablas y figuras siguientes:

Tabla 5.1.2

PROYECTO: MECÁNICA DE SUIJOS - TESIS DE LICENCIATURA LOCALIZACIÓN: FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM.		CARACTERÍSTICAS DE LA PROBETA Sujeto granular bien densado y saturado.	
SONDEO: 3-1 MUESTRA: M-3 PROFUNDIDAD: M/D		SONDEO: 3-1 MUESTRA: M-2 PROFUNDIDAD: N/D	
PRUEBA TRIAXIAL: CU $\sigma_1 = 1.90$ kg/cm ² $\sigma_2 = 0.80$ kg/cm ²		PRUEBA TRIAXIAL: CU $\sigma_1 = 2.00$ kg/cm ² $\sigma_2 = 1.00$ kg/cm ²	
DATOS GENERALES:			
$D_e = 3.570$ cm	$D_u = 3.575$ cm	$D_e = 3.900$ cm	$D_u = 3.913$ cm
$H_e = 9.823$ cm	$H_u = 9.823$ cm	$H_e = 9.813$ cm	$H_u = 9.817$ cm
$A_e = 10.0379$ cm ²	$A_u = 10.0379$ cm ²	$A_e = 10.2543$ cm ²	$A_u = 10.2543$ cm ²
$H_s = 9.810$ cm	$H_s = 9.821$ cm	$H_s = 9.809$ cm	$H_s = 9.809$ cm
$H_b = 9.830$ cm	$H_b = 10.0013$ cm ²	$H_b = 9.820$ cm	$H_b = 10.1718$ cm ²
$H_s = 9.830$ cm	$H_s = 0.33355$ cm ²	$H_s = 9.820$ cm	$H_s = 0.33355$ cm ²
$H_b = 9.830$ cm	$H_b = 1.930$ cm	$H_b = 9.820$ cm	$H_b = 2.800$ cm
$W_s = 199.89$ g	$W_s = 20.08$ %	$W_s = 200.47$ g	$W_s = 21.45$ %
DATOS GENERALES:			
$D_e = 3.570$ cm	$D_u = 3.575$ cm	$D_e = 3.900$ cm	$D_u = 3.913$ cm
$H_e = 9.823$ cm	$H_u = 9.823$ cm	$H_e = 9.813$ cm	$H_u = 9.817$ cm
$A_e = 10.0379$ cm ²	$A_u = 10.0379$ cm ²	$A_e = 10.2543$ cm ²	$A_u = 10.2543$ cm ²
$H_s = 9.810$ cm	$H_s = 9.821$ cm	$H_s = 9.809$ cm	$H_s = 9.809$ cm
$H_b = 9.830$ cm	$H_b = 10.0013$ cm ²	$H_b = 9.820$ cm	$H_b = 10.1718$ cm ²
$H_s = 9.830$ cm	$H_s = 0.33355$ cm ²	$H_s = 9.820$ cm	$H_s = 0.33355$ cm ²
$H_b = 9.830$ cm	$H_b = 1.930$ cm	$H_b = 9.820$ cm	$H_b = 2.800$ cm
$W_s = 199.89$ g	$W_s = 20.08$ %	$W_s = 200.47$ g	$W_s = 21.45$ %
DATOS GENERALES:			
$D_e = 3.570$ cm	$D_u = 3.575$ cm	$D_e = 3.900$ cm	$D_u = 3.913$ cm
$H_e = 9.823$ cm	$H_u = 9.823$ cm	$H_e = 9.813$ cm	$H_u = 9.817$ cm
$A_e = 10.0379$ cm ²	$A_u = 10.0379$ cm ²	$A_e = 10.2543$ cm ²	$A_u = 10.2543$ cm ²
$H_s = 9.810$ cm	$H_s = 9.821$ cm	$H_s = 9.809$ cm	$H_s = 9.809$ cm
$H_b = 9.830$ cm	$H_b = 10.0013$ cm ²	$H_b = 9.820$ cm	$H_b = 10.1718$ cm ²
$H_s = 9.830$ cm	$H_s = 0.33355$ cm ²	$H_s = 9.820$ cm	$H_s = 0.33355$ cm ²
$H_b = 9.830$ cm	$H_b = 1.930$ cm	$H_b = 9.820$ cm	$H_b = 2.800$ cm
$W_s = 199.89$ g	$W_s = 20.08$ %	$W_s = 200.47$ g	$W_s = 21.45$ %
DATOS GENERALES:			
$D_e = 3.570$ cm	$D_u = 3.575$ cm	$D_e = 3.900$ cm	$D_u = 3.913$ cm
$H_e = 9.823$ cm	$H_u = 9.823$ cm	$H_e = 9.813$ cm	$H_u = 9.817$ cm
$A_e = 10.0379$ cm ²	$A_u = 10.0379$ cm ²	$A_e = 10.2543$ cm ²	$A_u = 10.2543$ cm ²
$H_s = 9.810$ cm	$H_s = 9.821$ cm	$H_s = 9.809$ cm	$H_s = 9.809$ cm
$H_b = 9.830$ cm	$H_b = 10.0013$ cm ²	$H_b = 9.820$ cm	$H_b = 10.1718$ cm ²
$H_s = 9.830$ cm	$H_s = 0.33355$ cm ²	$H_s = 9.820$ cm	$H_s = 0.33355$ cm ²
$H_b = 9.830$ cm	$H_b = 1.930$ cm	$H_b = 9.820$ cm	$H_b = 2.800$ cm
$W_s = 199.89$ g	$W_s = 20.08$ %	$W_s = 200.47$ g	$W_s = 21.45$ %

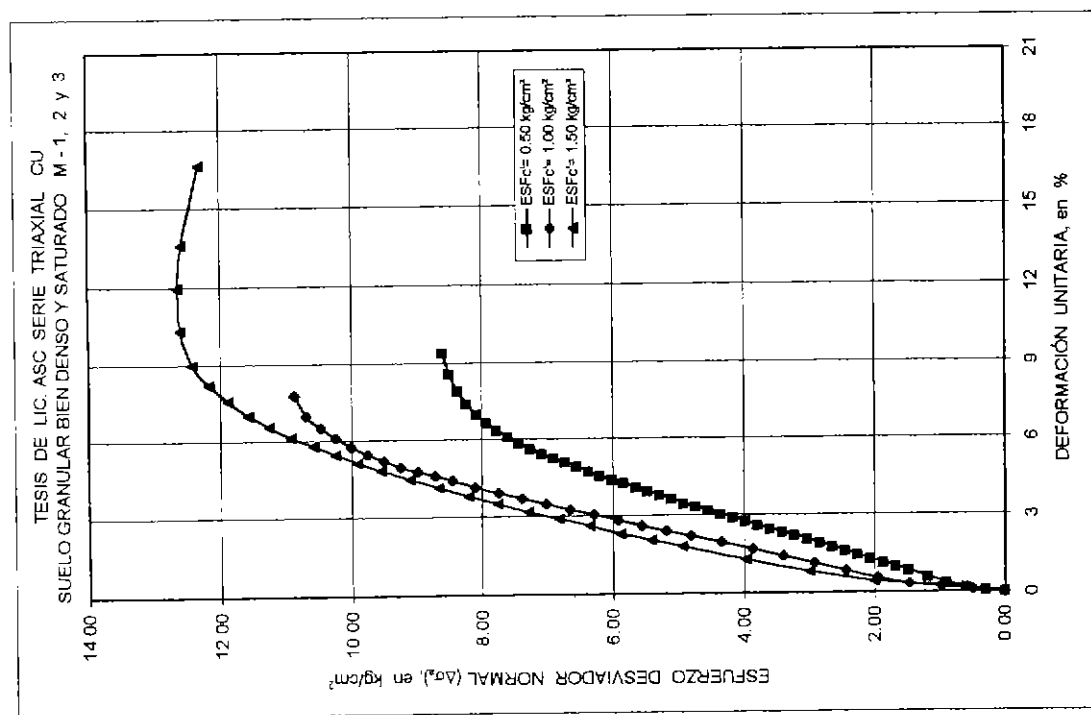
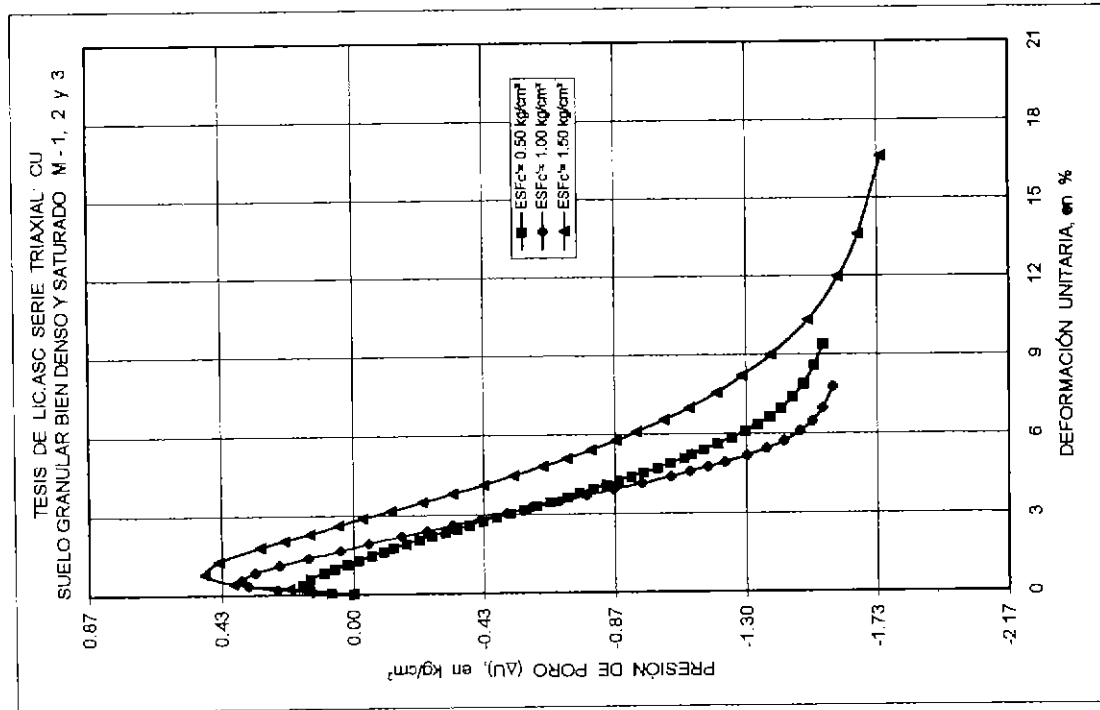


Figura 5.1.1

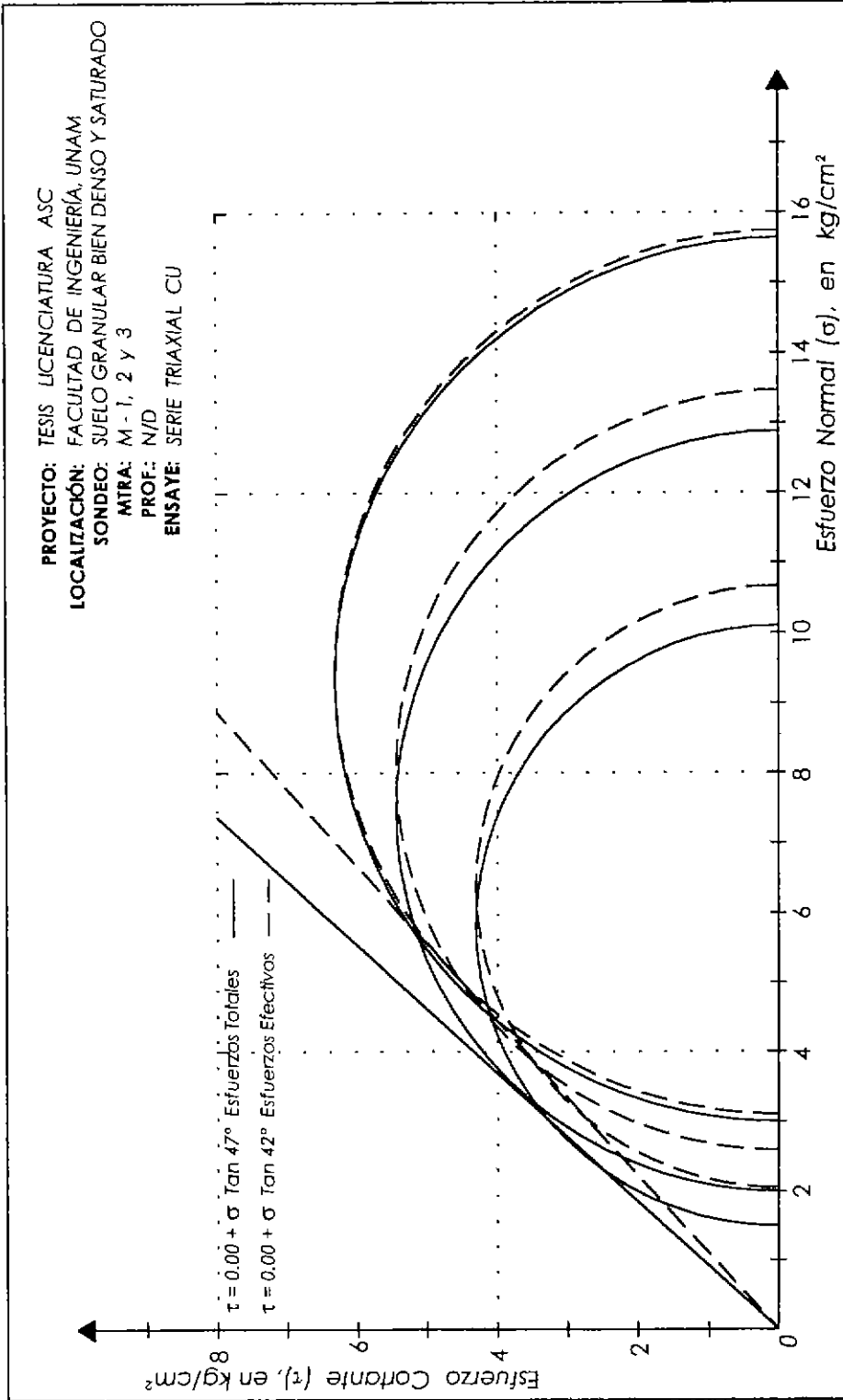


Figura 5.1.2

Tabla 5.1.3

PROYECTO: MECÁNICA DE SUELOS, TERZ DE UERCIANTUA		LOCALIZACIÓN: FACULTAD DE INGENIERIA, UNAL	
SONDEO: 3-1		MAUESTRA: M-2	
MUESTRA: M-2		PROFUNDIDAD: N/D	
PROFUNDIDAD: N/D		PRUEBA TRAXIAL: CU	
U = 1.50 kg/cm ²		U = 0.90 kg/cm ²	
σ _v = 2.00 kg/cm ²		σ _v = 0.90 kg/cm ²	
DATOS GENERALES:			
D _s = 3.910 cm	D _s = 3.910 cm	ΔVolúmenes = 0.026 cm ³	σ _v = 0.90 kg/cm ²
D _c = 3.990 cm	H _c = 9.510 cm	Δflicones = 0.004 mm	
D _e = 10.008 cm	H _e = 9.510 cm	H _c = 9.510 cm	
H _c = 9.460 cm	γ _s = 1.9268 g/cm ³	A _s = 9.192 cm ²	
H _e = 9.980 cm	H _e = 9.190 cm	σ _v = 0.33355 cm ²	
H _s = 9.490 cm	H _s = 9.150 cm	ABertura = 2.775 cm	σ _v = 27.92 %
W _L = 184.08 %	W _p = 179.41 %		σ _v = 28.28 %
DATOS GENERALES:			
D _s = 3.910 cm	D _s = 3.910 cm	ΔVolúmenes = 0.026 cm ³	σ _v = 0.90 kg/cm ²
D _c = 3.990 cm	H _c = 9.510 cm	Δflicones = 0.004 mm	
D _e = 10.008 cm	H _e = 9.510 cm	H _c = 9.510 cm	
H _c = 9.460 cm	γ _s = 1.9268 g/cm ³	A _s = 9.192 cm ²	
H _e = 9.980 cm	H _e = 9.190 cm	σ _v = 0.33355 cm ²	
H _s = 9.490 cm	H _s = 9.150 cm	ABertura = 2.775 cm	σ _v = 27.92 %
W _L = 184.08 %	W _p = 179.41 %		σ _v = 28.28 %
DATOS GENERALES:			
D _s = 3.910 cm	D _s = 3.910 cm	ΔVolúmenes = 0.026 cm ³	σ _v = 0.90 kg/cm ²
D _c = 3.990 cm	H _c = 9.510 cm	Δflicones = 0.004 mm	
D _e = 10.008 cm	H _e = 9.510 cm	H _c = 9.510 cm	
H _c = 9.460 cm	γ _s = 1.9268 g/cm ³	A _s = 9.192 cm ²	
H _e = 9.980 cm	H _e = 9.190 cm	σ _v = 0.33355 cm ²	
H _s = 9.490 cm	H _s = 9.150 cm	ABertura = 2.775 cm	σ _v = 27.92 %
W _L = 184.08 %	W _p = 179.41 %		σ _v = 28.28 %
DATOS GENERALES:			
D _s = 3.910 cm	D _s = 3.910 cm	ΔVolúmenes = 0.026 cm ³	σ _v = 0.90 kg/cm ²
D _c = 3.990 cm	H _c = 9.510 cm	Δflicones = 0.004 mm	
D _e = 10.008 cm	H _e = 9.510 cm	H _c = 9.510 cm	
H _c = 9.460 cm	γ _s = 1.9268 g/cm ³	A _s = 9.192 cm ²	
H _e = 9.980 cm	H _e = 9.190 cm	σ _v = 0.33355 cm ²	
H _s = 9.490 cm	H _s = 9.150 cm	ABertura = 2.775 cm	σ _v = 27.92 %
W _L = 184.08 %	W _p = 179.41 %		σ _v = 28.28 %

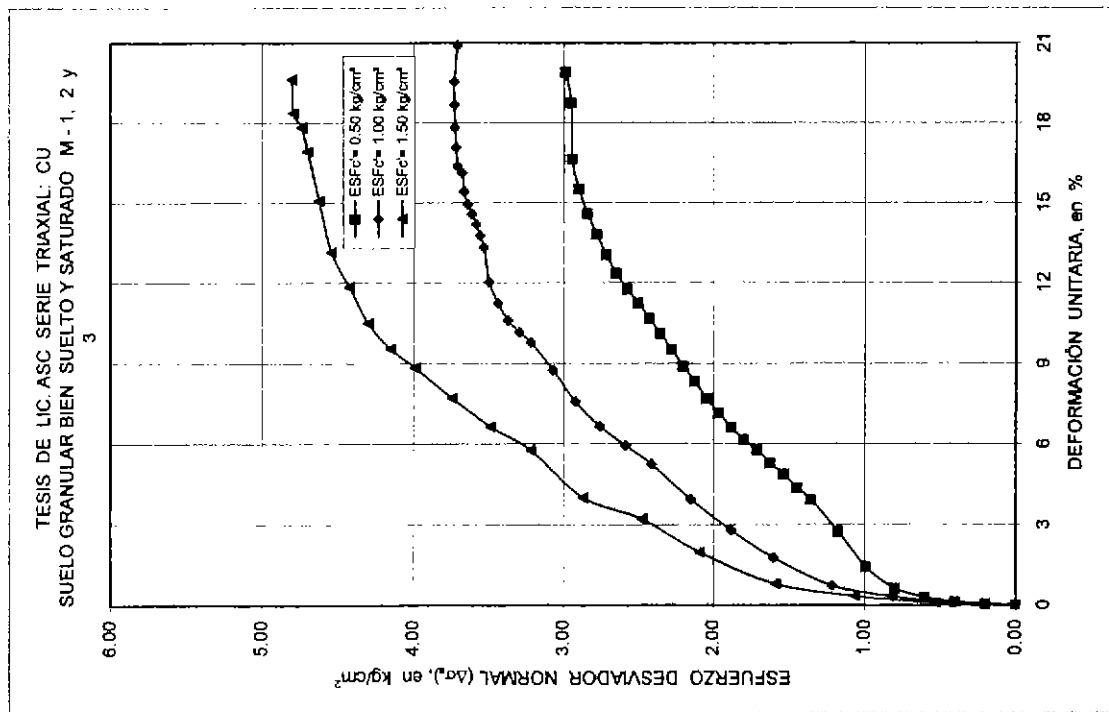
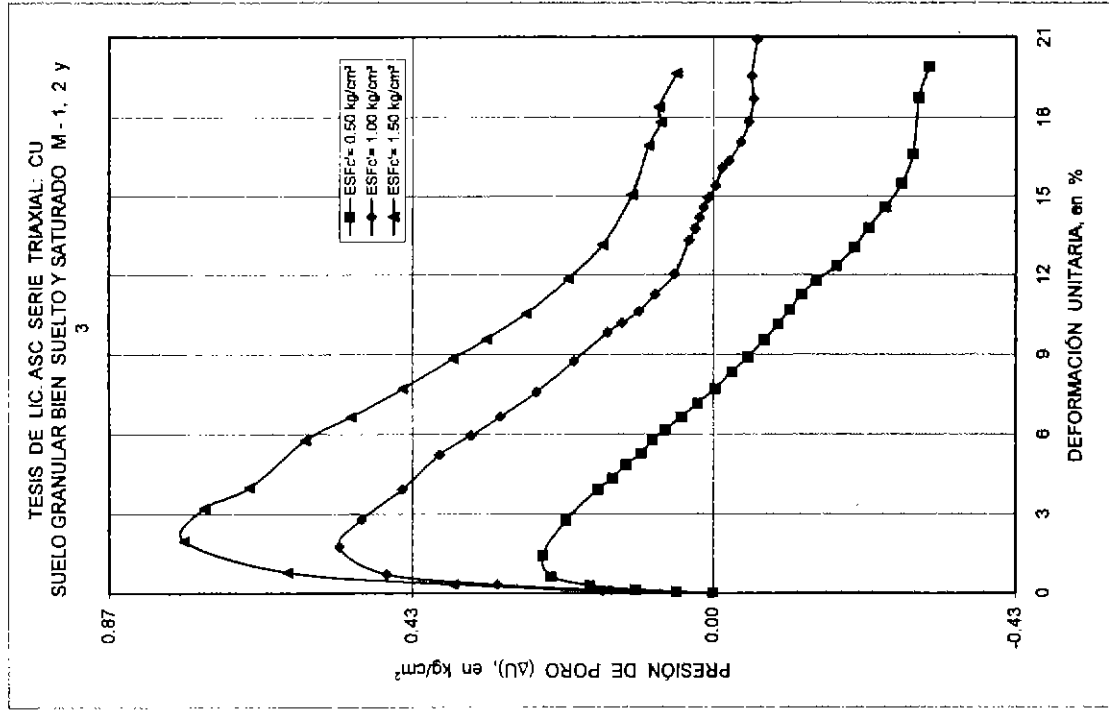


Figura 5.1.3

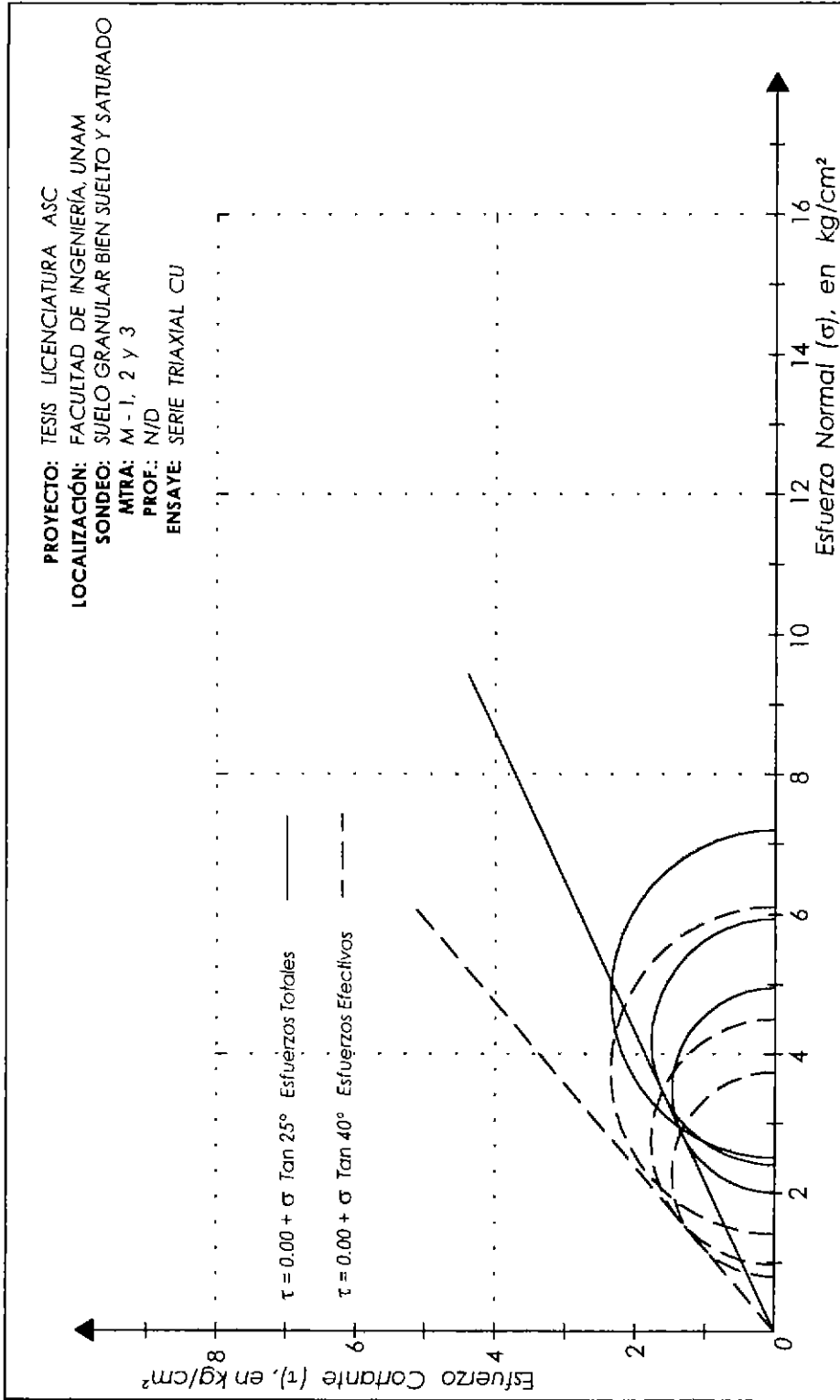


Figura 5.1.4

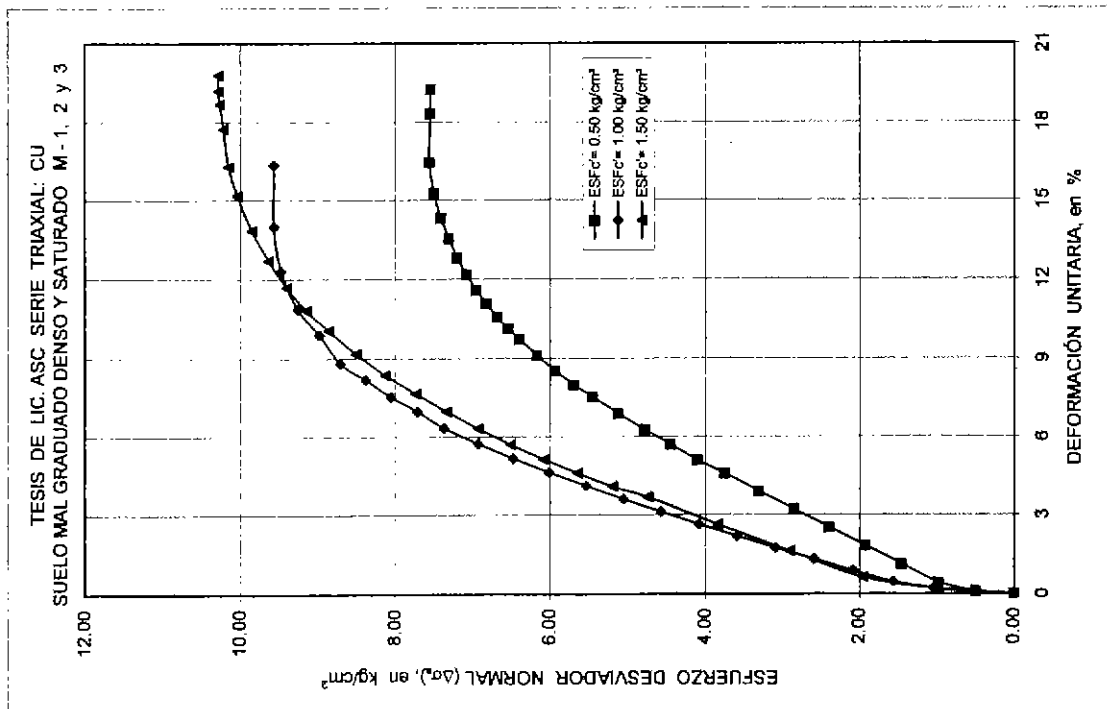
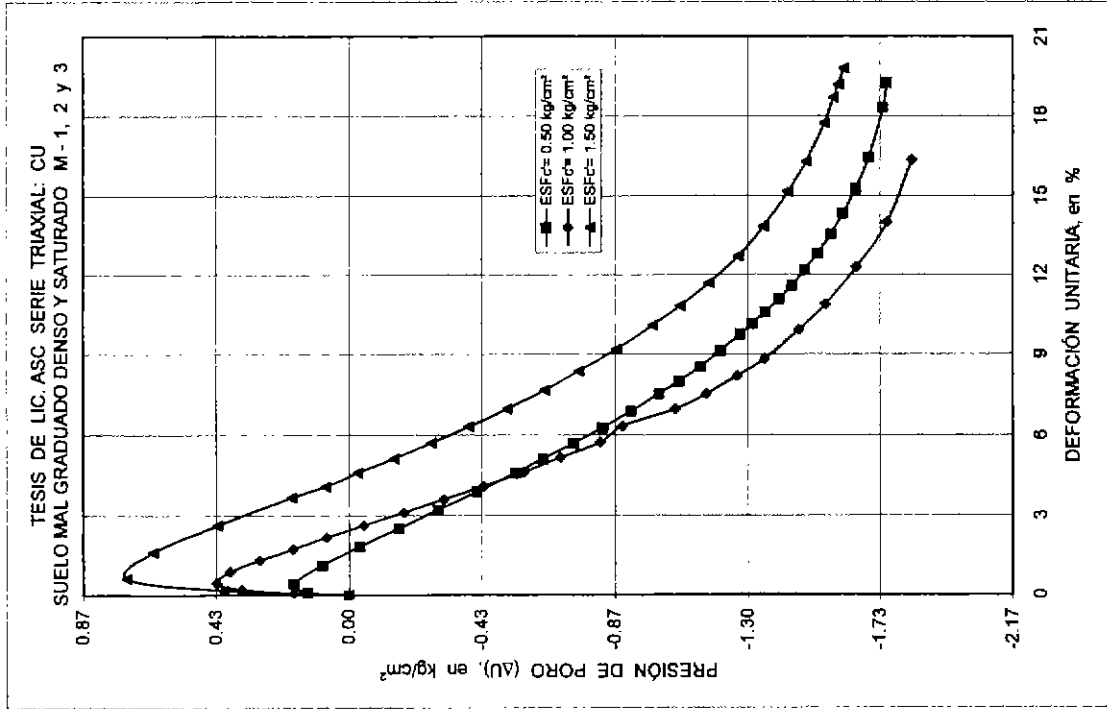


Figura 5.1.5

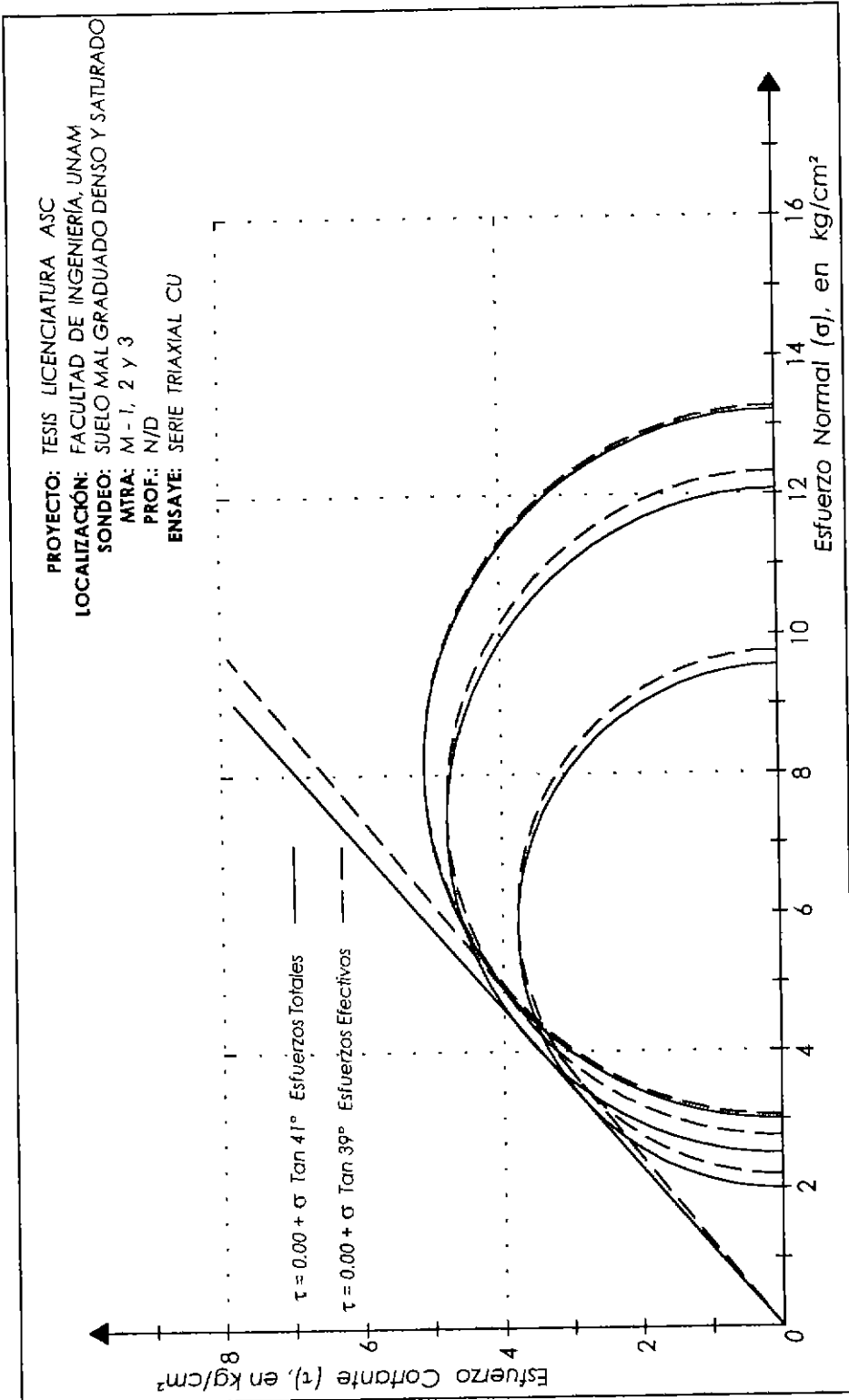


Figura 5.1.6

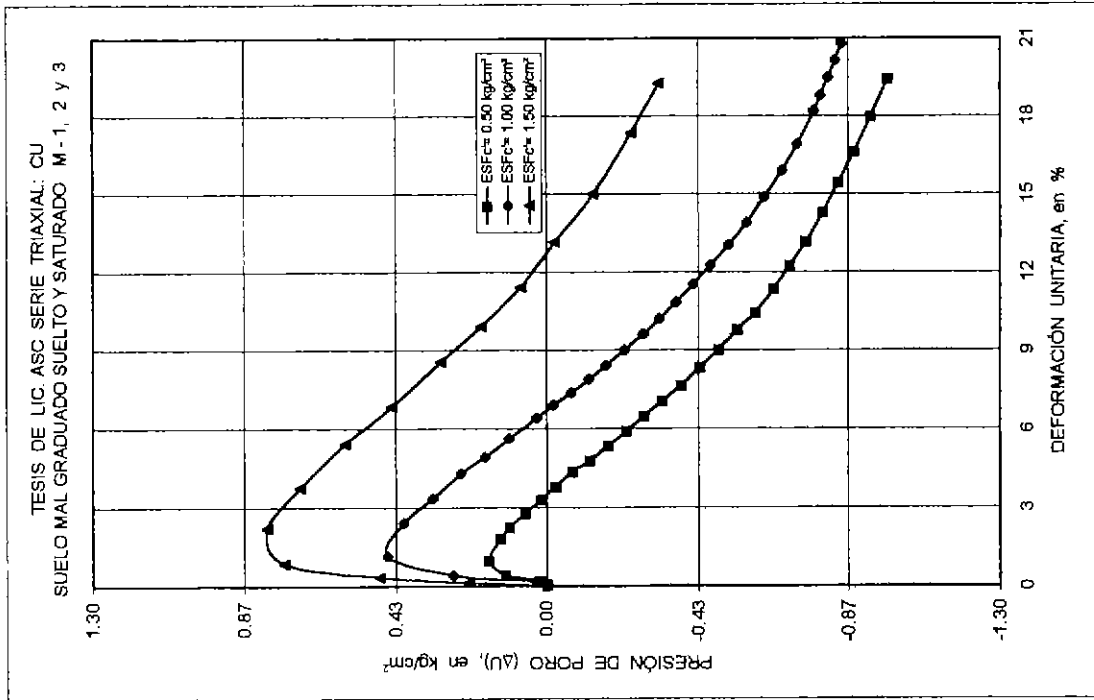
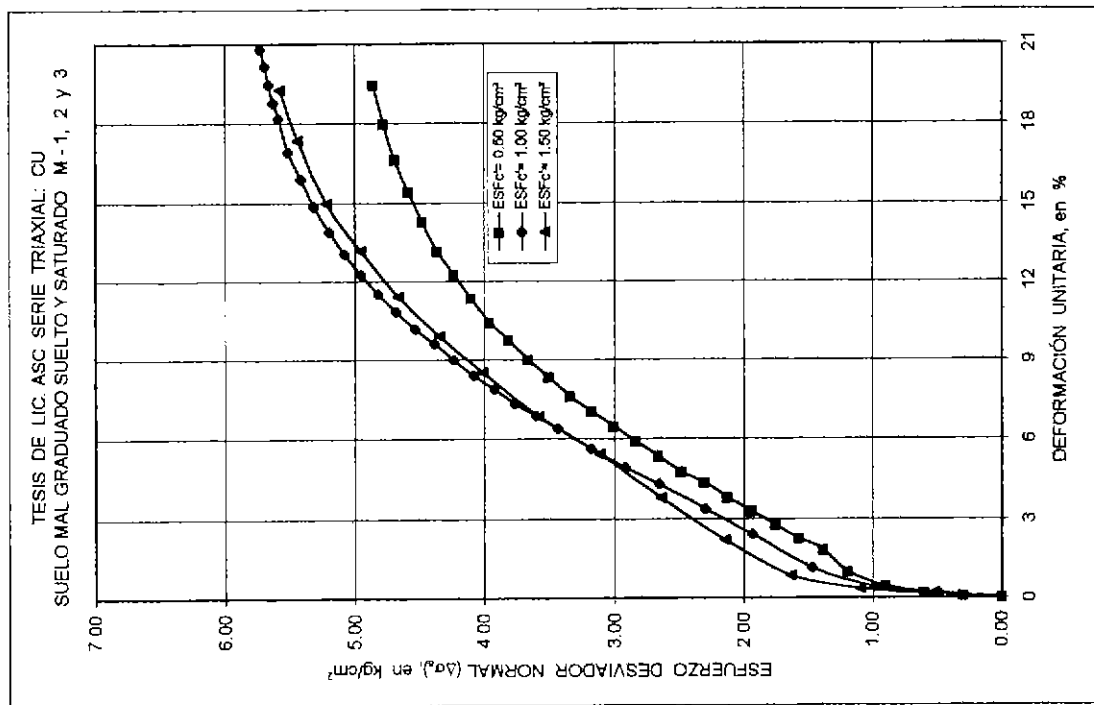


Figura 5.1.7

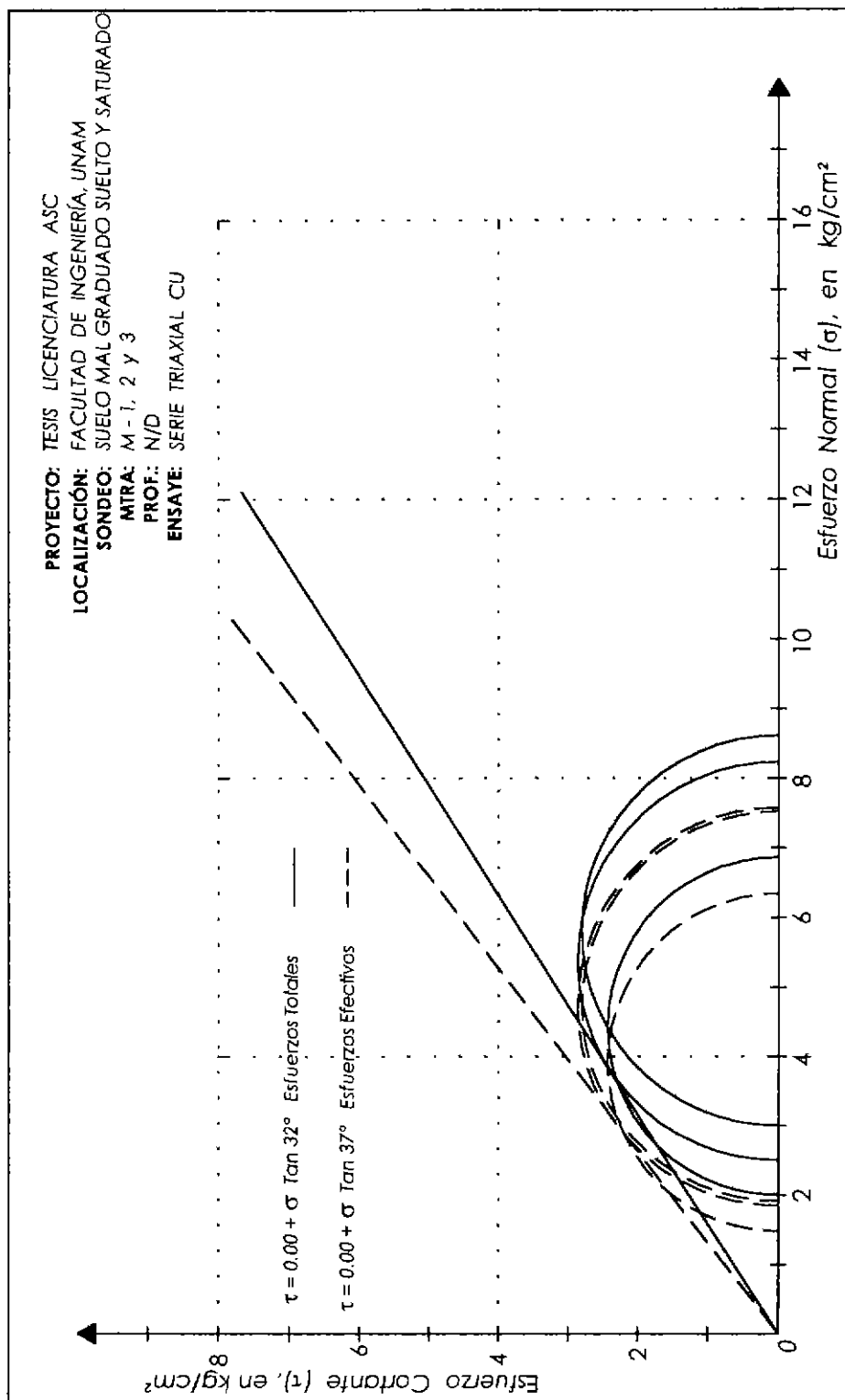


Figura 5.1.8

Tabla 5.1.6

PROYECTO: MECÁNICA DE TUBOS - TESIS DE LICENCIATURA		LOCALIZACIÓN: FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM		CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL: Suelo granular bien graduado (F200)	
SONDRO: S-1		SONDRO: S-1		SONDRO: S-1	
MUESTRA: M-1		MUESTRA: M-2		MUESTRA: M-3	
PROFUNDIDAD: M/D		PROFUNDIDAD: M/D		PROFUNDIDAD: M/D	
PRUEBA TRIAXIAL: CD		PRUEBA TRIAXIAL: CD		PRUEBA TRIAXIAL: CD	
$\sigma'_1 = 1.50$ kg/cm ²	$\sigma'_1 = 1.50$ kg/cm ²	$\sigma'_1 = 1.50$ kg/cm ²	$\sigma'_1 = 1.50$ kg/cm ²	$\sigma'_1 = 1.50$ kg/cm ²	$\sigma'_1 = 1.50$ kg/cm ²
DATOS GENERALES: D _z = 3.690 cm D _z = 3.690 cm D _z = 3.690 cm H _z = 9.470 cm H _z = 9.470 cm H _z = 9.470 cm A _z = 10.0472 cm ² A _z = 10.0472 cm ² A _z = 10.0472 cm ² T _z = 2.03882 t/m ² T _z = 2.03882 t/m ² T _z = 2.03882 t/m ² e _z = 21.54 % e _z = 21.54 % e _z = 21.54 % k _z = 0.33345 cm ² /seg k _z = 0.33345 cm ² /seg k _z = 0.33345 cm ² /seg W _L = 163.98 % W _L = 163.98 % W _L = 163.98 % ΔBureta = 1.475 cm ΔBureta = 1.475 cm ΔBureta = 1.475 cm					
AP	P _{av}	P _{av}	P _{av}	P _{av}	P _{av}
kg	kg	kg	kg	kg	kg
0.00	19.774	0.00	18.998	0.00	18.998
2.00	19.898	0.031	18.929	0.050	18.830
4.00	19.871	0.165	18.895	0.182	18.800
6.00	19.844	0.230	18.801	0.197	18.675
8.00	19.848	0.326	18.758	0.240	18.576
10.00	19.838	0.426	18.714	0.294	18.475
12.00	19.820	0.526	18.691	0.337	18.375
14.00	19.809	0.626	18.613	0.386	18.275
16.00	19.804	0.726	18.556	0.442	18.175
18.00	19.791	0.826	18.491	0.507	18.075
20.00	19.775	0.926	18.380	0.571	17.975
22.00	19.758	1.026	18.280	0.638	17.875
24.00	19.745	1.126	18.190	0.708	17.775
26.00	19.728	1.226	18.100	0.778	17.675
28.00	19.715	1.326	18.020	0.850	17.575
30.00	19.700	1.426	17.940	0.925	17.475
32.00	19.685	1.526	17.865	1.000	17.375
34.00	19.670	1.626	17.790	1.075	17.275
36.00	19.655	1.726	17.715	1.150	17.175
38.00	19.640	1.826	17.640	1.225	17.075
40.00	19.625	1.926	17.565	1.300	16.975
42.00	19.610	2.026	17.490	1.375	16.875
44.00	19.595	2.126	17.415	1.450	16.775
46.00	19.580	2.226	17.340	1.525	16.675
48.00	19.565	2.326	17.265	1.600	16.575
50.00	19.550	2.426	17.190	1.675	16.475
52.00	19.535	2.526	17.115	1.750	16.375
54.00	19.520	2.626	17.040	1.825	16.275
56.00	19.505	2.726	16.965	1.900	16.175
58.00	19.490	2.826	16.890	1.975	16.075
60.00	19.475	2.926	16.815	2.050	15.975
62.00	19.460	3.026	16.740	2.125	15.875
64.00	19.445	3.126	16.665	2.200	15.775
66.00	19.430	3.226	16.590	2.275	15.675
68.00	19.415	3.326	16.515	2.350	15.575
70.00	19.400	3.426	16.440	2.425	15.475
72.00	19.385	3.526	16.365	2.500	15.375
74.00	19.370	3.626	16.290	2.575	15.275
76.00	19.355	3.726	16.215	2.650	15.175
78.00	19.340	3.826	16.140	2.725	15.075
80.00	19.325	3.926	16.065	2.800	14.975
82.00	19.310	4.026	15.990	2.875	14.875
84.00	19.295	4.126	15.915	2.950	14.775
86.00	19.280	4.226	15.840	3.025	14.675
88.00	19.265	4.326	15.765	3.100	14.575
90.00	19.250	4.426	15.690	3.175	14.475
92.00	19.235	4.526	15.615	3.250	14.375
94.00	19.220	4.626	15.540	3.325	14.275
96.00	19.205	4.726	15.465	3.400	14.175
98.00	19.190	4.826	15.390	3.475	14.075
100.00	19.175	4.926	15.315	3.550	13.975

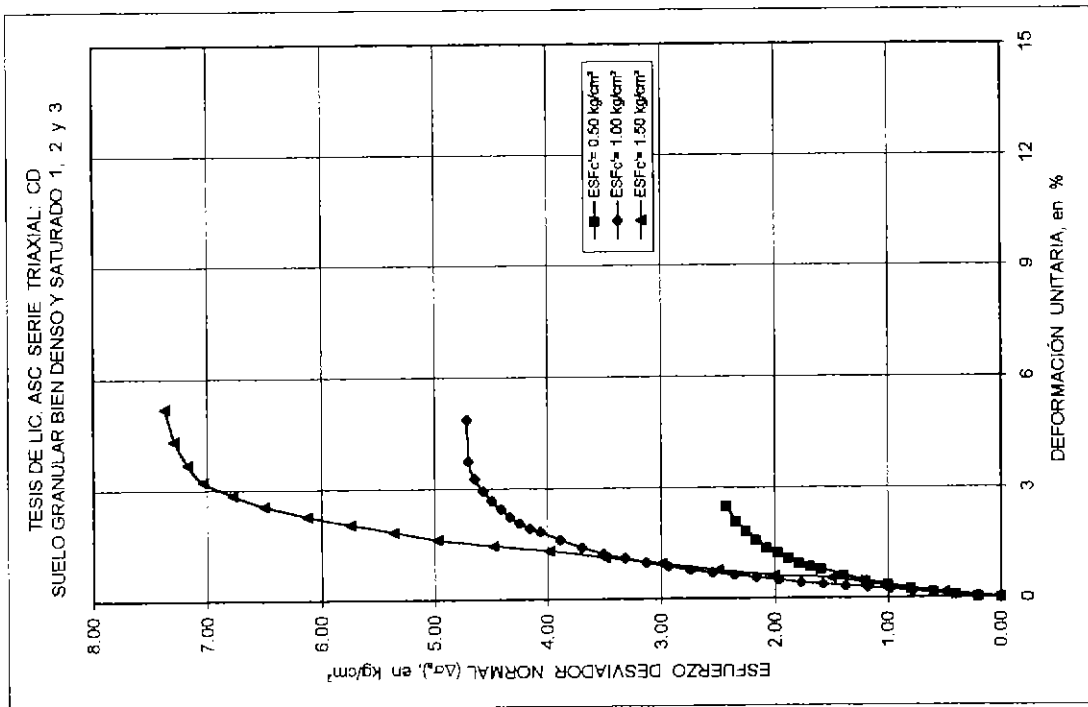
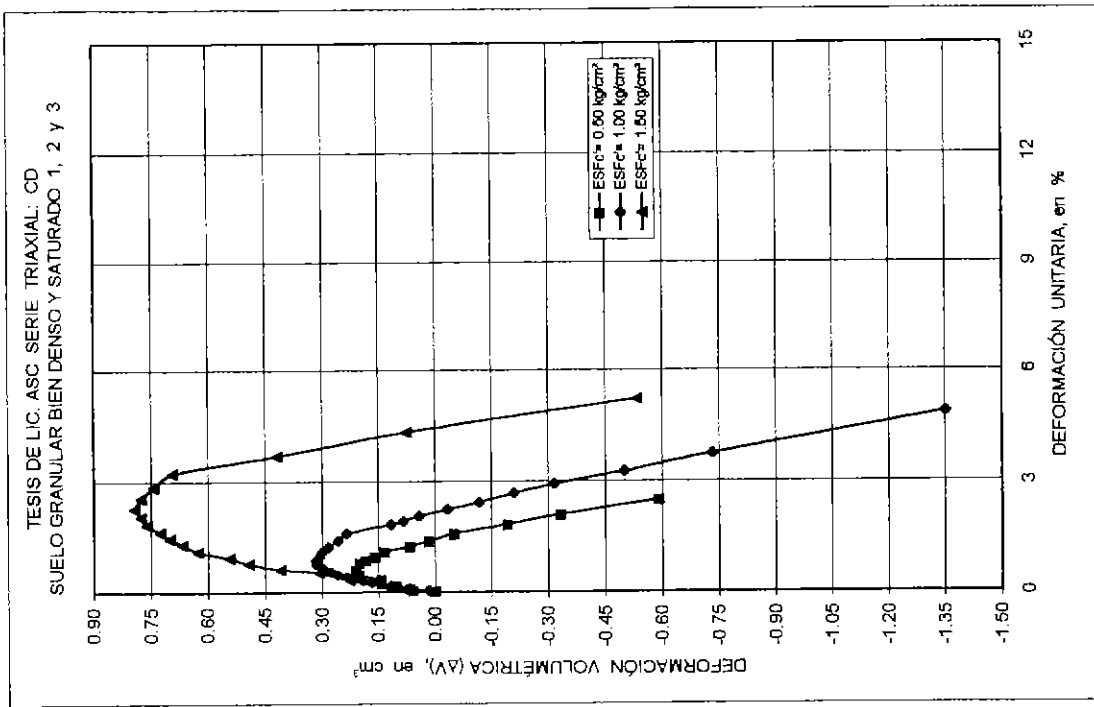


Figura 5.1.9

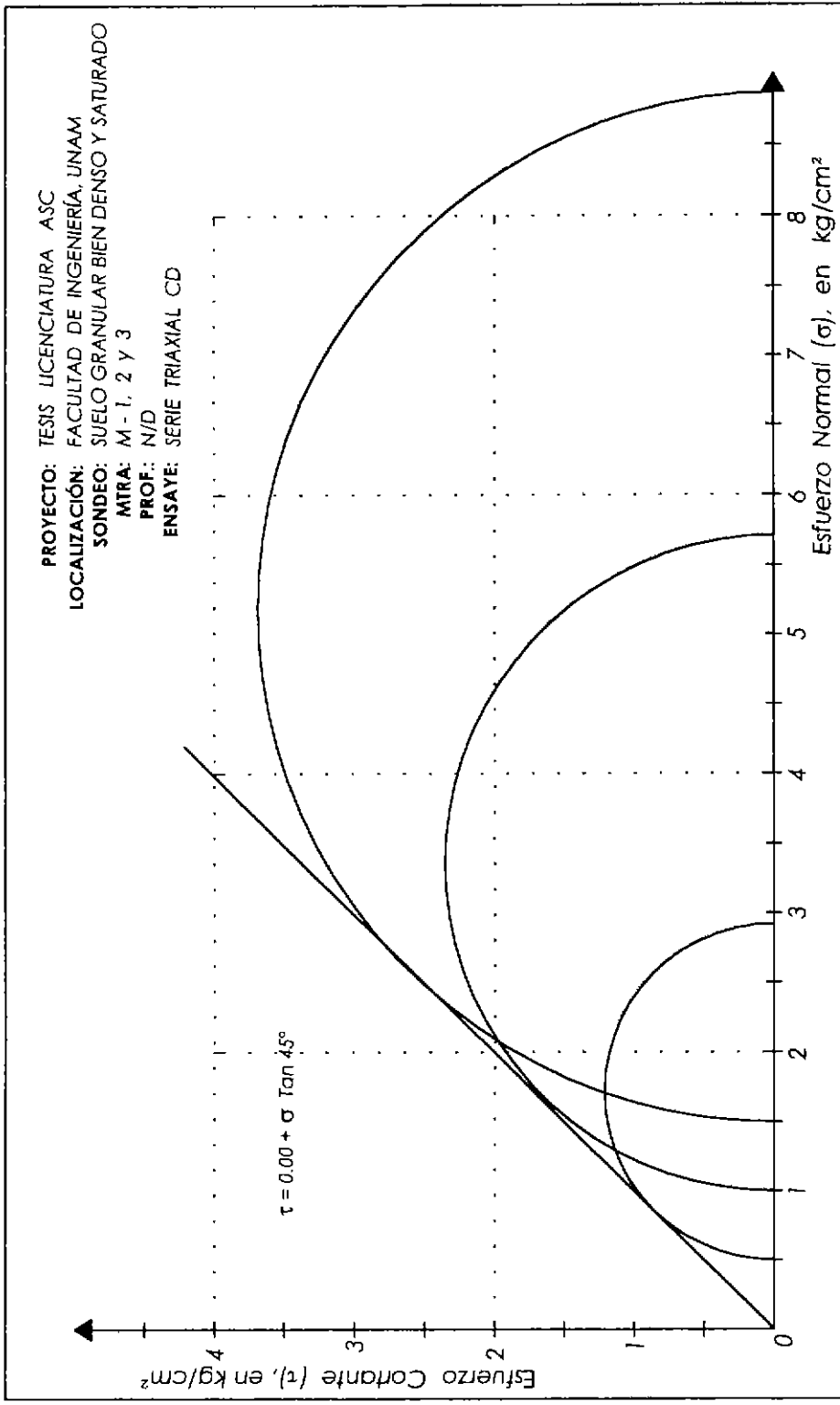


Figura 5.1.10

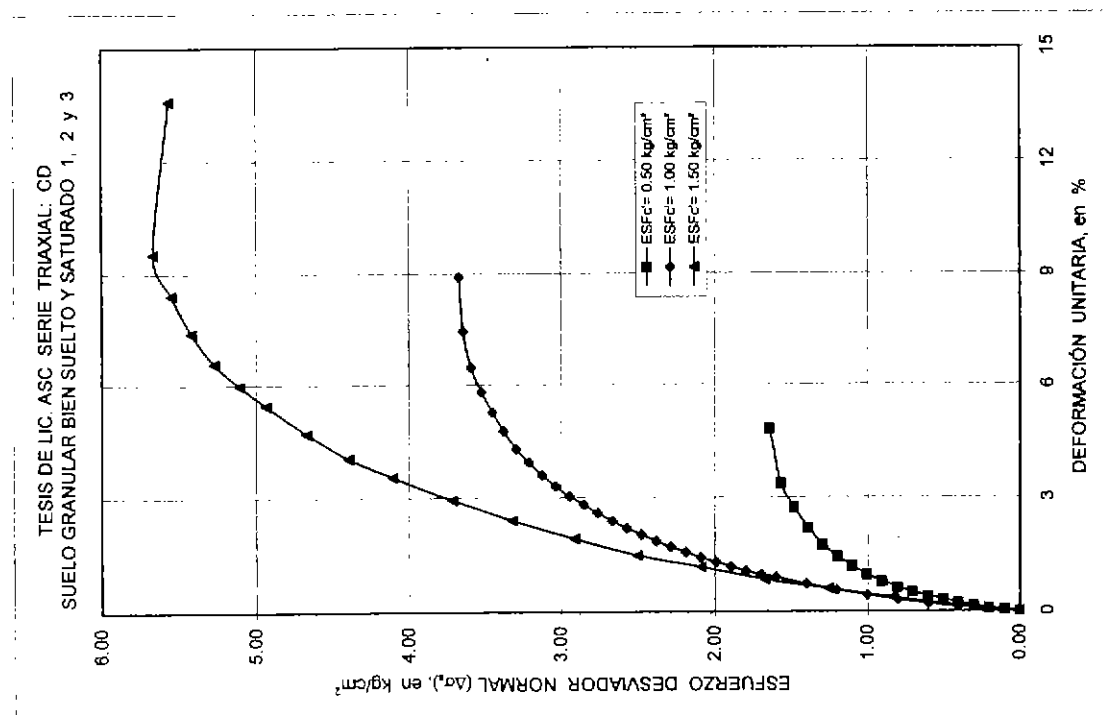
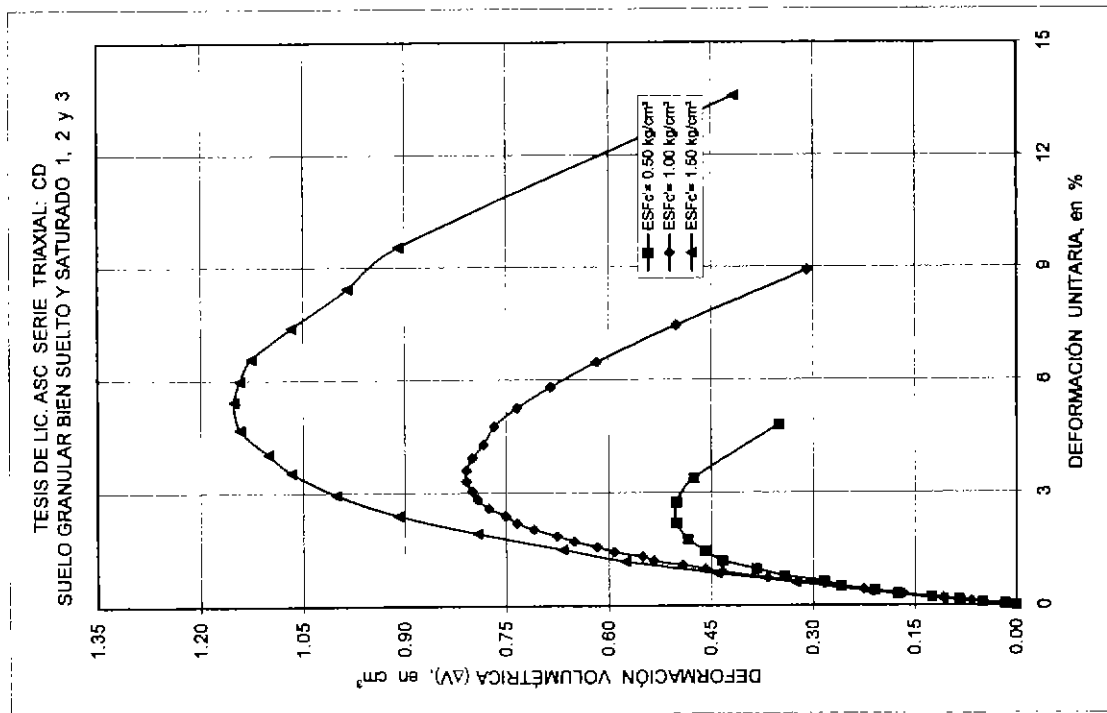


Figura 5.1.11

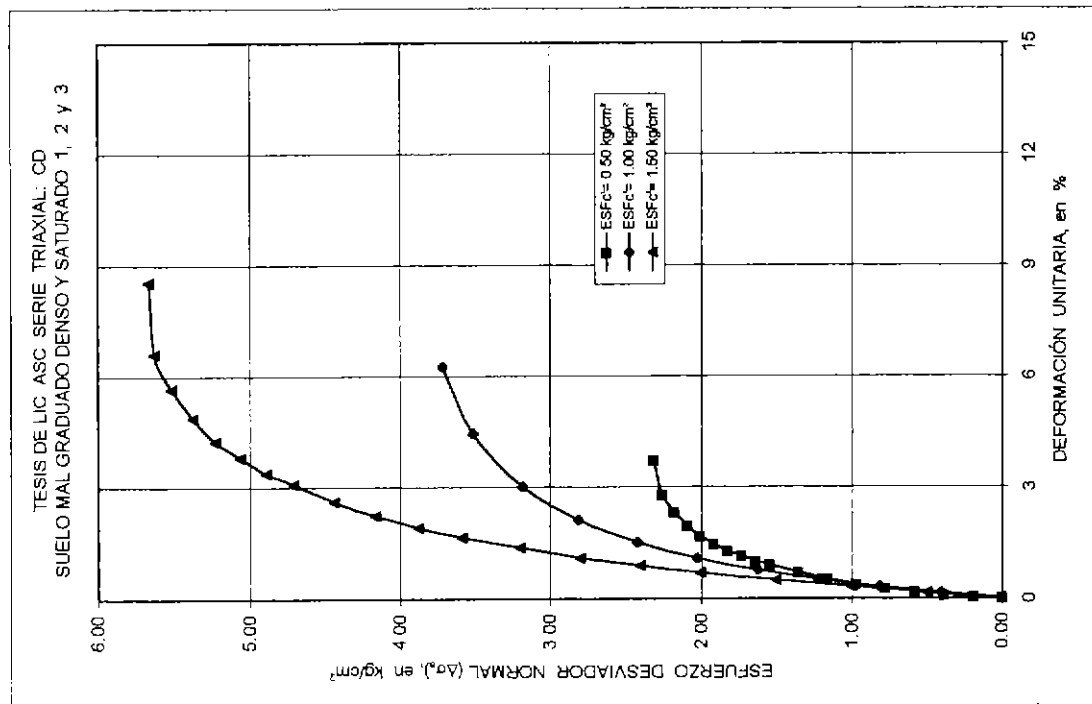
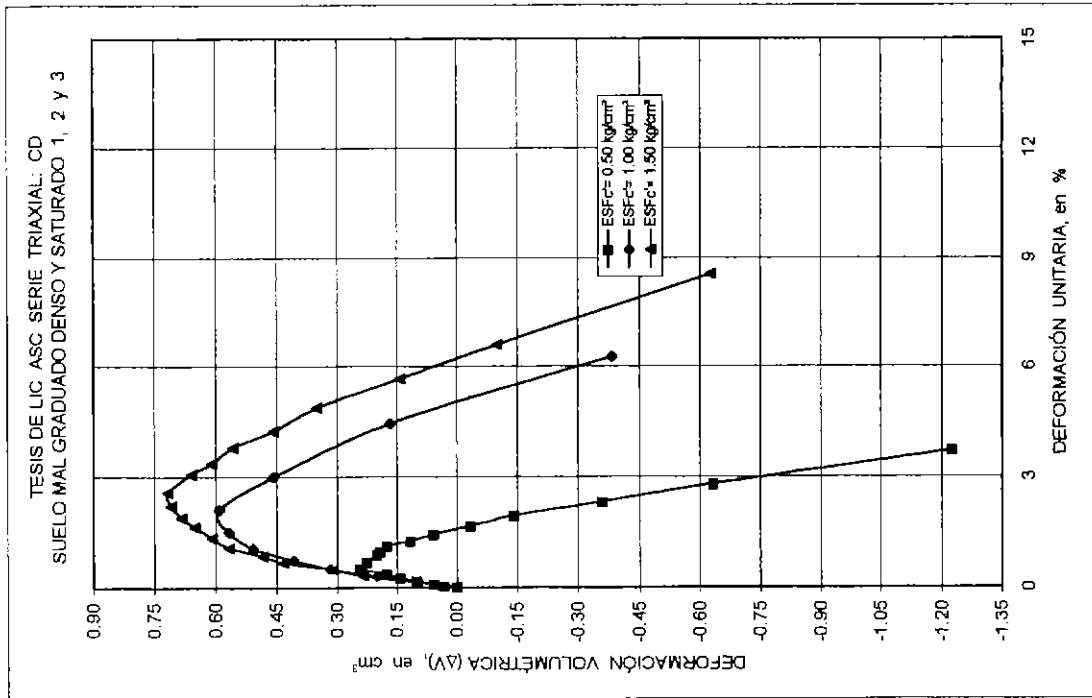


Figura 5.1.13

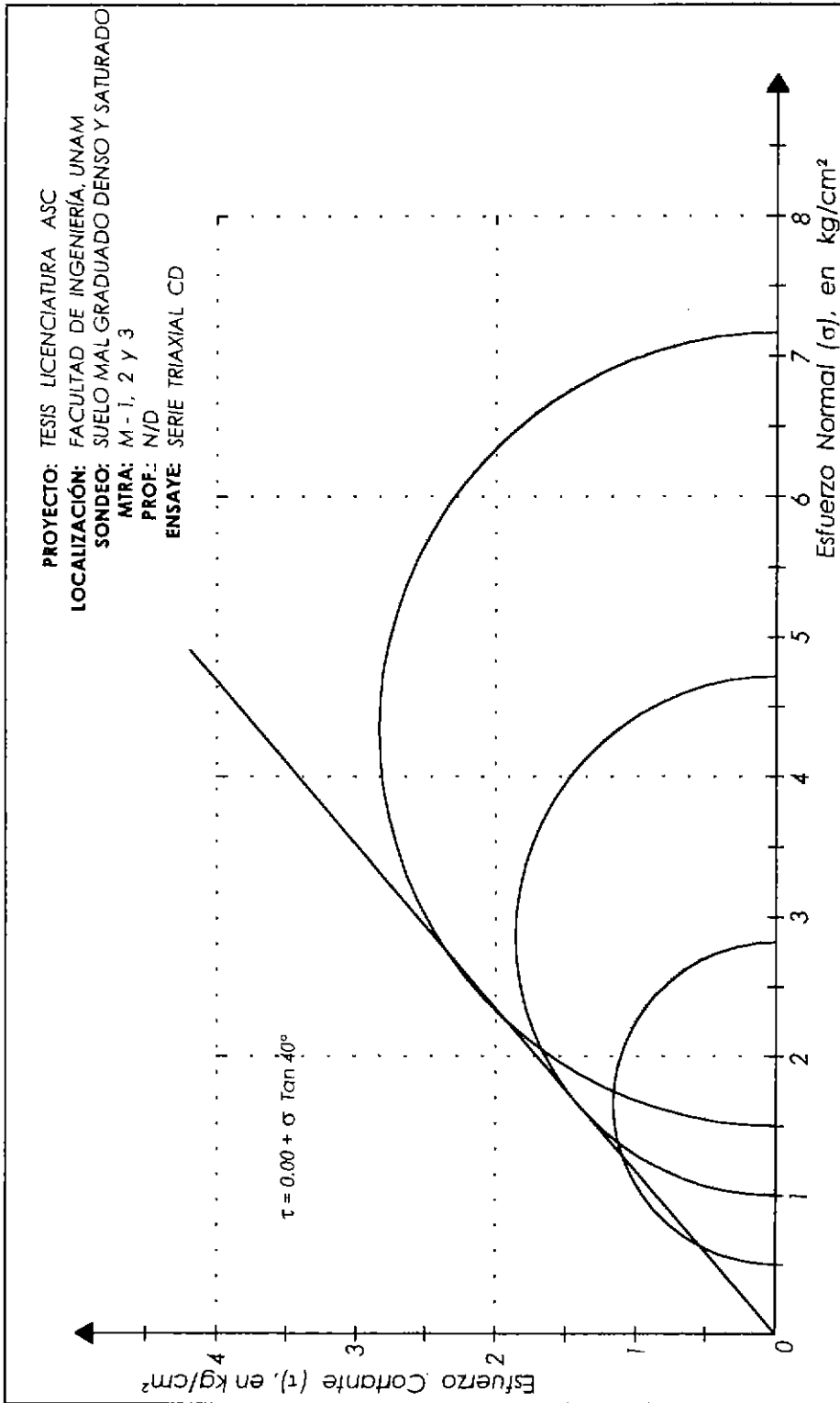


Figura 5.1.14

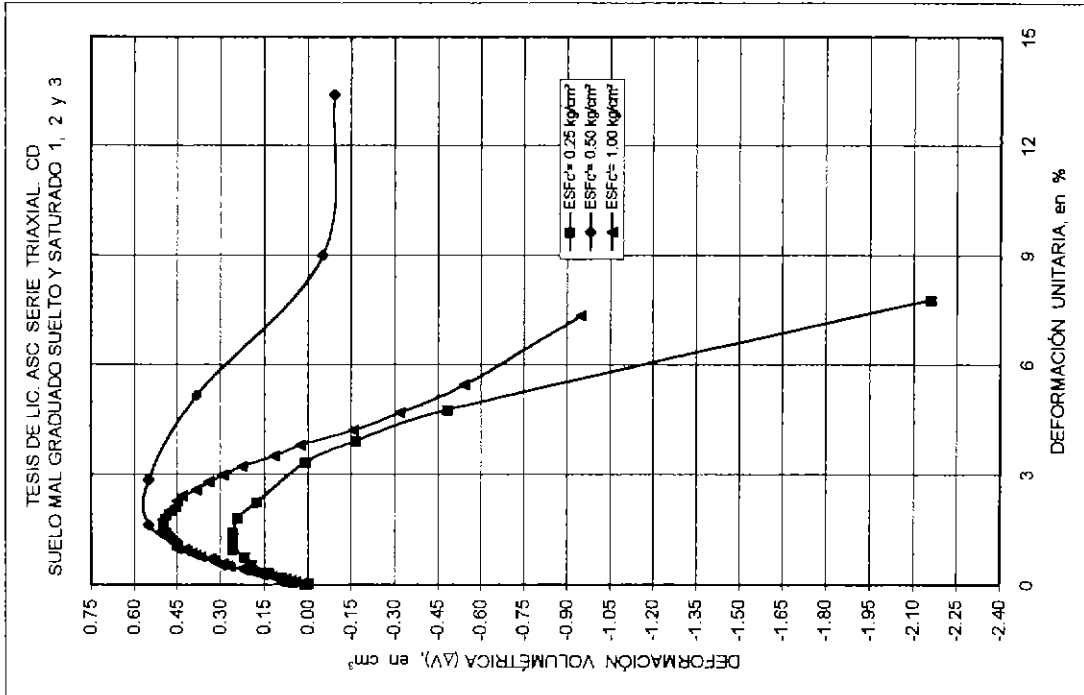
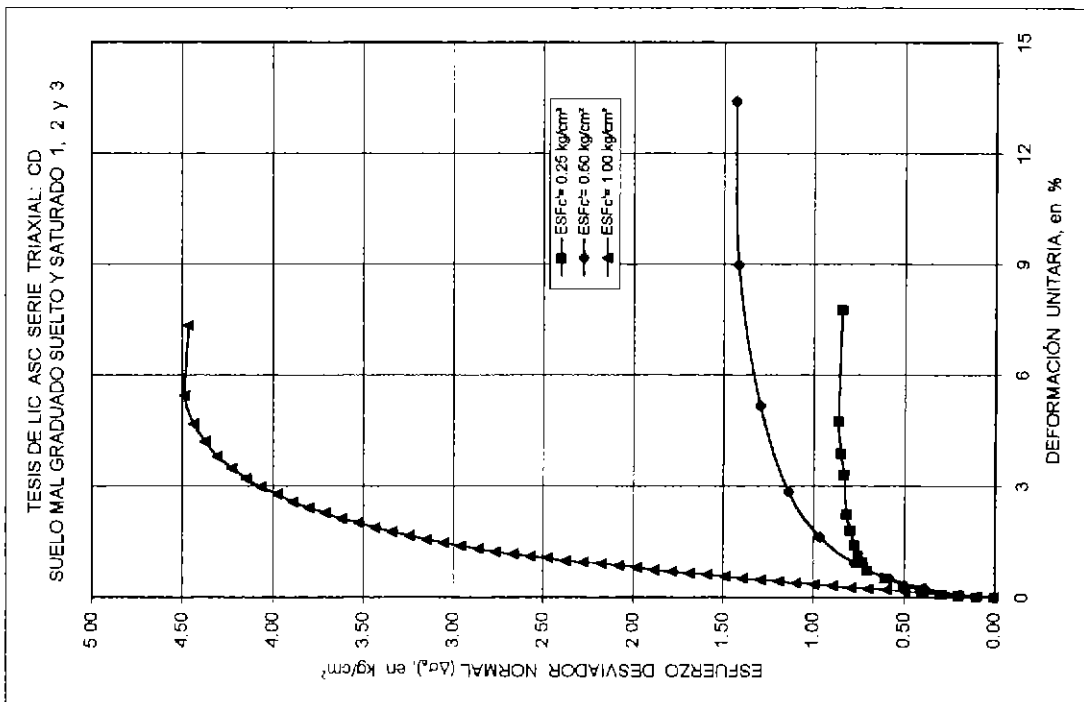


Figura 5.1.15

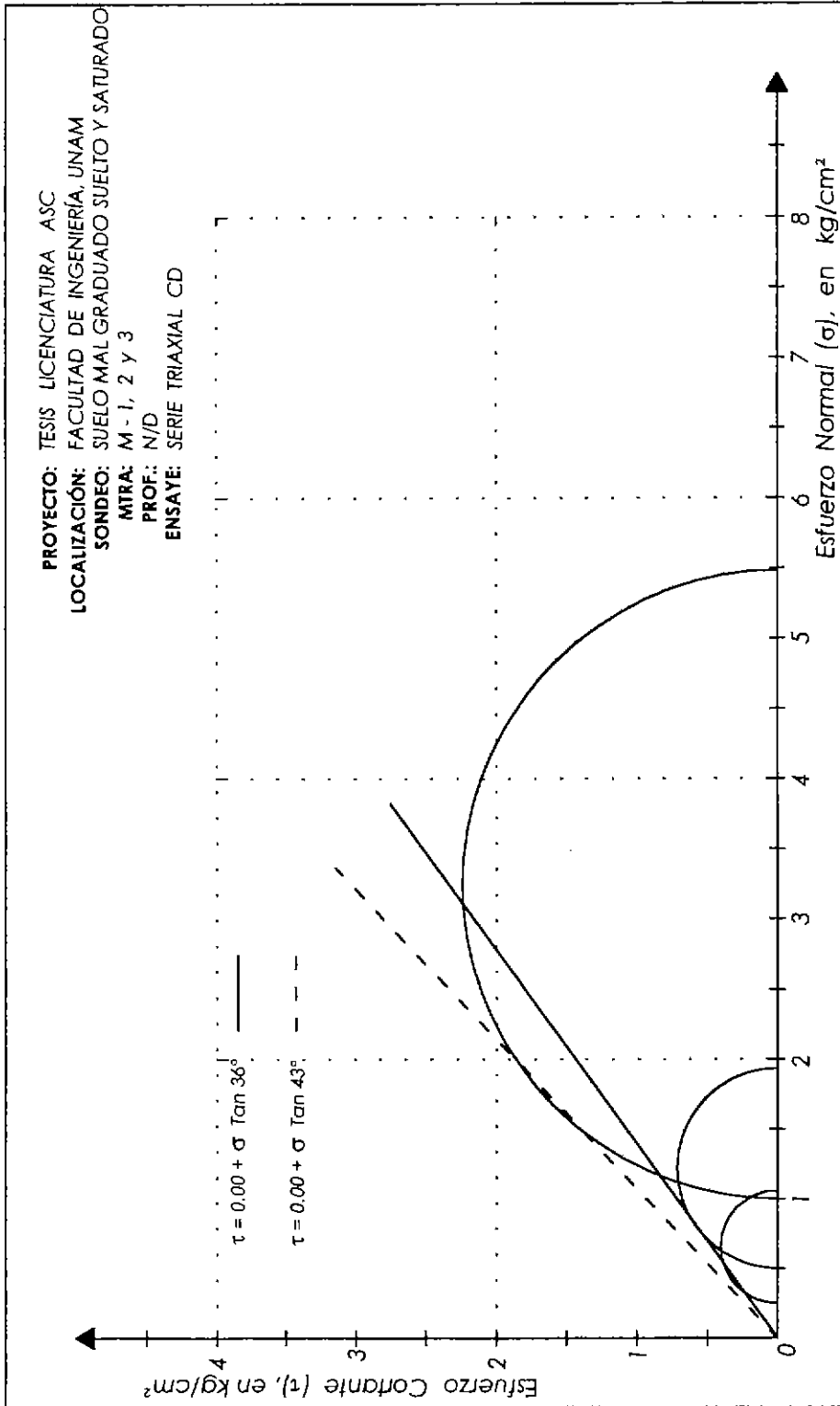


Figura 5.1.16

VI ANÁLISIS DE RESULTADOS

De los datos obtenidos en todas y cada una de las pruebas realizadas las cuales son CU (consolidada no drenada) y CD (consolidada drenada), se obtuvieron una serie de resultados estos se muestran de manera resumida la tabla V.1 y V.2.

Resultados: Ensayes Triaxiales CU SW denso vs. SP denso

El peso de la muestra, el peso volumétrico, el esfuerzo desviador, el ángulo de fricción interna en esfuerzos totales y esfuerzos efectivos es mayor para un *Suelo Granular Bien Denso* que para un *Suelo Mal Graduado Denso*.

Mientras que el contenido de humedad inicial, final y así como la relación de vacíos es mayor para un *Suelo Mal Graduado Denso* que para un *Suelo Granular Bien Denso*.

Resultados: Ensayes Triaxiales CU SW suelto vs. SP suelto

El peso de la muestra, el peso volumétrico, es mayor para un *Suelo Granular Bien Suelto* que para un *Suelo Mal Graduado Suelto*.

Mientras que el contenido de humedad inicial y final, así como la relación de vacíos, el esfuerzo desviador, el ángulo de fricción interna en esfuerzos totales y esfuerzos efectivos es mayor para un *Suelo Mal Graduado Suelto* que para un *Suelo Granular Bien Suelto*.

Resultados: Ensayes Triaxiales CD SW denso vs. SP denso

El peso de la muestra, el peso volumétrico, el esfuerzo desviador, el ángulo de fricción interna en esfuerzos totales es mayor para un *Suelo Granular Bien Denso* que para un *Suelo Mal Graduado Denso*.

El contenido de humedad inicial y final, así como la relación de vacíos es mayor para un *Suelo Mal Graduado Denso* que para un *Suelo Granular Bien Denso*.

Resultados: Ensayes Triaxiales CD SW suelto vs. SP suelto

El peso de la muestra, el peso volumétrico y el esfuerzo desviador y el ángulo de fricción interna en esfuerzos totales es mayor para un *Suelo Granular Bien Suelto* que para un *Suelo Mal Graduado Suelto*.

El contenido de humedad inicial y final, así como la relación de vacíos es mayor para un *Suelo Mal Graduado Suelto* que para un *Suelo Granular Bien Suelto*.

En la figura 6.1.1 se tiene una gráfica con el número de ensayos y su respectiva relación de vacíos para un **Suelo Granular Bien** de las pruebas triaxiales CU y CD realizadas.

En esta figura se observan dos líneas horizontales una superior y otra inferior, las cuales nos definen la franja en estudio para cada uno de los ensayos realizados, la línea horizontal superior representa la relación de vacíos máxima y la línea horizontal inferior representa la relación de vacíos mínima. Al realizar esta gráfica nos dimos cuenta que el procedimiento de montaje fue el correcto debido a que los valores obtenidos, cumplen con la finalidad de hacer ensayos en estado suelto y denso.

En la figura 6.1.2 se tiene una gráfica con el número de ensayos y su respectiva relación de vacíos para un **Suelo Mal Graduado** de las pruebas triaxiales CU y CD realizadas.

En esta figura se observan las mismas características que en la figura 6.1.1.

ANÁLISIS DE RESULTADOS

TABLA V.1

PRUEBA TRIAXIAL : CU

SUELO GRANULAR BIEN DENSO SATURADO

ENSAYE	No.	D _o cm	H _o cm	W _m gr	V _m cm ³	γ _s t/m ³	ω _h %	ω _{h-cons} %	S _s %	e _m	σ _c	U	σ _{c'}	σ _{vm}	ε _r %	σ ₁	σ ₂	σ ₃	ΔU	U _r	Esfzós totales			Esfzós Efectivos		
																					kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	φ	kg/cm ²	kg/cm ²
1	3.575	9.823	199.86	98.61	2.03	2.03	20.78	20.09	2.63	0.57	1.50	1.00	0.50	8.607	9.392	10.107	1.500	-1.555	-0.555	47°	10.662	2.055	42°			
2	3.613	9.617	200.47	98.61	2.03	21.98	21.45	2.63	0.58	2.00	1.00	1.00	10.882	7.759	12.862	2.000	-1.588	-0.588		13.470	2.588					
3	3.582	9.480	196.19	95.51	2.05	20.78	20.05	2.63	0.55	3.00	1.50	1.50	12.636	11.952	15.636	3.000	-1.605	-0.105		15.741	3.105					

SUELO GRANULAR BIEN SUELO SATURADO

ENSAYE	No.	D _o cm	H _o cm	W _m gr	V _m cm ³	γ _s t/m ³	ω _h %	ω _{h-cons} %	S _s %	e _m	σ _c	U	σ _{c'}	σ _{vm}	ε _r %	σ ₁	σ ₂	σ ₃	ΔU	U _r	Esfzós totales			Esfzós Efectivos		
																					kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	φ	kg/cm ²	kg/cm ²
1	3.570	9.510	184.66	95.19	1.94	27.92	27.28	2.63	0.73	2.00	1.50	0.50	2.943	16.635	4.943	2.000	-0.286	1.214	25°	3.729	0.786	40°				
2	3.550	9.167	176.41	90.73	1.94	27.61	26.98	2.63	0.73	2.40	1.40	1.00	3.534	13.313	5.934	2.400	0.035	1.435		4.499	0.965					
3	3.480	9.073	167.58	86.30	1.94	27.79	26.66	2.63	0.73	2.50	1.00	1.50	4.700	16.921	7.200	2.500	0.094	1.094		6.106	1.406					

SUELO MAL GRADUADO DENSO SATURADO

ENSAYE	No.	D _o cm	H _o cm	W _m gr	V _m cm ³	γ _s t/m ³	ω _h %	ω _{h-cons} %	S _s %	e _m	σ _c	U	σ _{c'}	σ _{vm}	ε _r %	σ ₁	σ ₂	σ ₃	ΔU	U _r	Esfzós totales			Esfzós Efectivos		
																					kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	φ	kg/cm ²	kg/cm ²
1	3.603	9.567	180.74	97.54	1.86	32.35	32.18	2.63	0.87	2.00	1.50	0.50	7.541	16.631	9.641	2.000	-1.698	-0.198	41°	9.739	2.198	39°				
2	3.490	9.425	168.89	90.16	1.87	32.95	32.62	2.63	0.87	2.50	1.50	1.00	9.586	13.994	12.066	2.500	-1.758	-0.258		12.324	2.758					
3	3.603	9.502	181.83	96.89	1.88	32.68	32.20	2.63	0.86	3.00	1.50	1.50	10.214	17.740	13.214	3.000	-1.552	-0.052		13.266	3.052					

SUELO MAL GRADUADO SUELO SATURADO

ENSAYE	No.	D _o cm	H _o cm	W _m gr	V _m cm ³	γ _s t/m ³	ω _h %	ω _{h-cons} %	S _s %	e _m	σ _c	U	σ _{c'}	σ _{vm}	ε _r %	σ ₁	σ ₂	σ ₃	ΔU	U _r	Esfzós totales			Esfzós Efectivos		
																					kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	φ	kg/cm ²	kg/cm ²
1	3.563	9.620	175.20	95.94	1.83	36.99	36.75	2.63	0.97	2.00	1.50	0.50	4.860	19.445	6.860	2.000	-0.980	0.520	32°	6.340	1.480	37°				
2	3.593	9.375	172.64	95.03	1.82	37.87	37.45	2.63	1.00	2.50	1.50	1.00	5.729	20.777	8.229	2.500	-0.848	0.652		7.577	1.848					
3	3.420	9.007	148.54	82.74	1.80	39.91	39.16	2.63	1.05	3.00	1.50	1.50	5.580	19.252	8.580	3.000	-0.320	1.180		7.400	1.820					

ANÁLISIS DE RESULTADOS

TABLA V.2

PRUEBA TRIAXIAL : CD

SUELO GRANULAR BIEN DENSO SATURADO

ENSAYE No.	D ₀ cm	H ₀ cm	W _m gr	V _m cm ³	γ _e t/m ³	ω _h %	ω _{h-cons} %	S _s	e _m	σ _c kg/cm ²	U	σ _{c'} kg/cm ²	σ _{44'}	σ _{3'} kg/cm ²	ε %	Ángulo de fricción interna	
																ΔVol cm ³	φ
1	3.577	9.47	193.99	95.15	2.04	21.64	21.33	2.63	0.57	1.50	1.00	0.50	2.423	2.486	2.923	0.500	45°
2	3.609	9.45	195.92	96.68	2.03	22.35	21.86	2.63	0.59	3.00	2.00	1.00	4.711	4.849	5.711	1.000	
3	3.600	9.56	197.67	97.31	2.03	22.36	21.94	2.63	0.58	2.50	1.00	1.50	7.368	5.240	8.868	1.500	

SUELO GRANULAR BIEN SUELTO SATURADO

ENSAYE No.	D ₀ cm	H ₀ cm	W _m gr	V _m cm ³	γ _e t/m ³	ω _h %	ω _{h-cons} %	S _s	e _m	σ _c kg/cm ²	U	σ _{c'} kg/cm ²	σ _{44'}	σ _{3'} kg/cm ²	ε %	Ángulo de fricción interna	
																ΔVol cm ³	φ
1	3.563	9.3	180.26	92.74	1.94	28.80	28.24	2.63	0.74	1.50	1.00	0.50	1.641	4.811	2.141	0.500	40°
2	3.575	9.42	183.45	94.59	1.94	27.95	27.37	2.63	0.74	2.50	1.50	1.00	3.670	8.903	4.670	1.000	
3	3.512	8.48	159.81	82.10	1.95	27.46	26.18	2.63	0.72	3.00	1.50	1.50	5.563	0.417	13.576	7.063	1.500

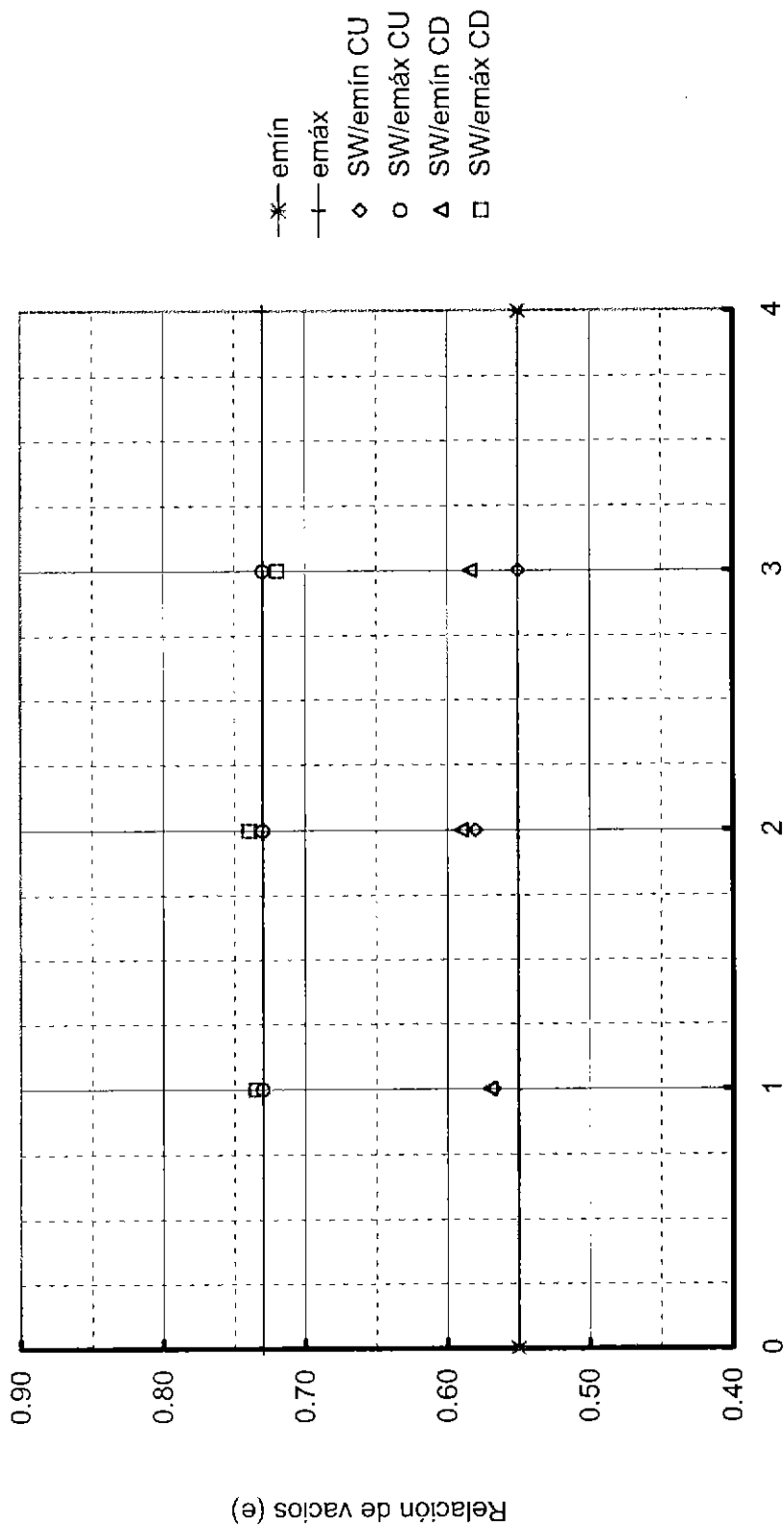
SUELO MAL GRADUADO DENSO SATURADO

ENSAYE No.	D ₀ cm	H ₀ cm	W _m gr	V _m cm ³	γ _e t/m ³	ω _h %	ω _{h-cons} %	S _s	e _m	σ _c kg/cm ²	U	σ _{c'} kg/cm ²	σ _{44'}	σ _{3'} kg/cm ²	ε %	Ángulo de fricción interna	
																ΔVol cm ³	φ
1	3.620	9.63	184.14	99.08	1.86	34.17	33.90	2.63	0.90	1.50	1.00	0.50	2.318	3.705	2.818	0.500	40°
2	3.543	9.73	178.51	95.98	1.86	34.06	33.52	2.63	0.90	2.00	1.00	1.00	3.716	6.251	4.716	1.000	
3	3.572	9.69	180.09	97.12	1.85	34.52	33.77	2.63	0.91	2.50	1.00	1.50	5.667	8.541	7.167	1.500	

SUELO MAL GRADUADO SUELTO SATURADO

ENSAYE No.	D ₀ cm	H ₀ cm	W _m gr	V _m cm ³	γ _e t/m ³	ω _h %	ω _{h-cons} %	S _s	e _m	σ _c kg/cm ²	U	σ _{c'} kg/cm ²	σ _{44'}	σ _{3'} kg/cm ²	ε %	Ángulo de fricción interna	
																ΔVol cm ³	φ
1	3.550	9.44	170.65	93.40	1.83	36.92	36.73	2.63	0.97	2.25	2.00	0.25	0.864	4.744	1.114	0.250	36°
2	3.580	9.43	169.23	94.92	1.79	37.95	36.45	2.63	1.02	1.50	1.00	0.50	1.431	13.394	1.931	0.500	
3	3.588	9.03	172.68	91.32	1.89	31.54	31.06	2.63	0.83	3.00	2.00	1.00	4.484	5.433	5.484	1.000	

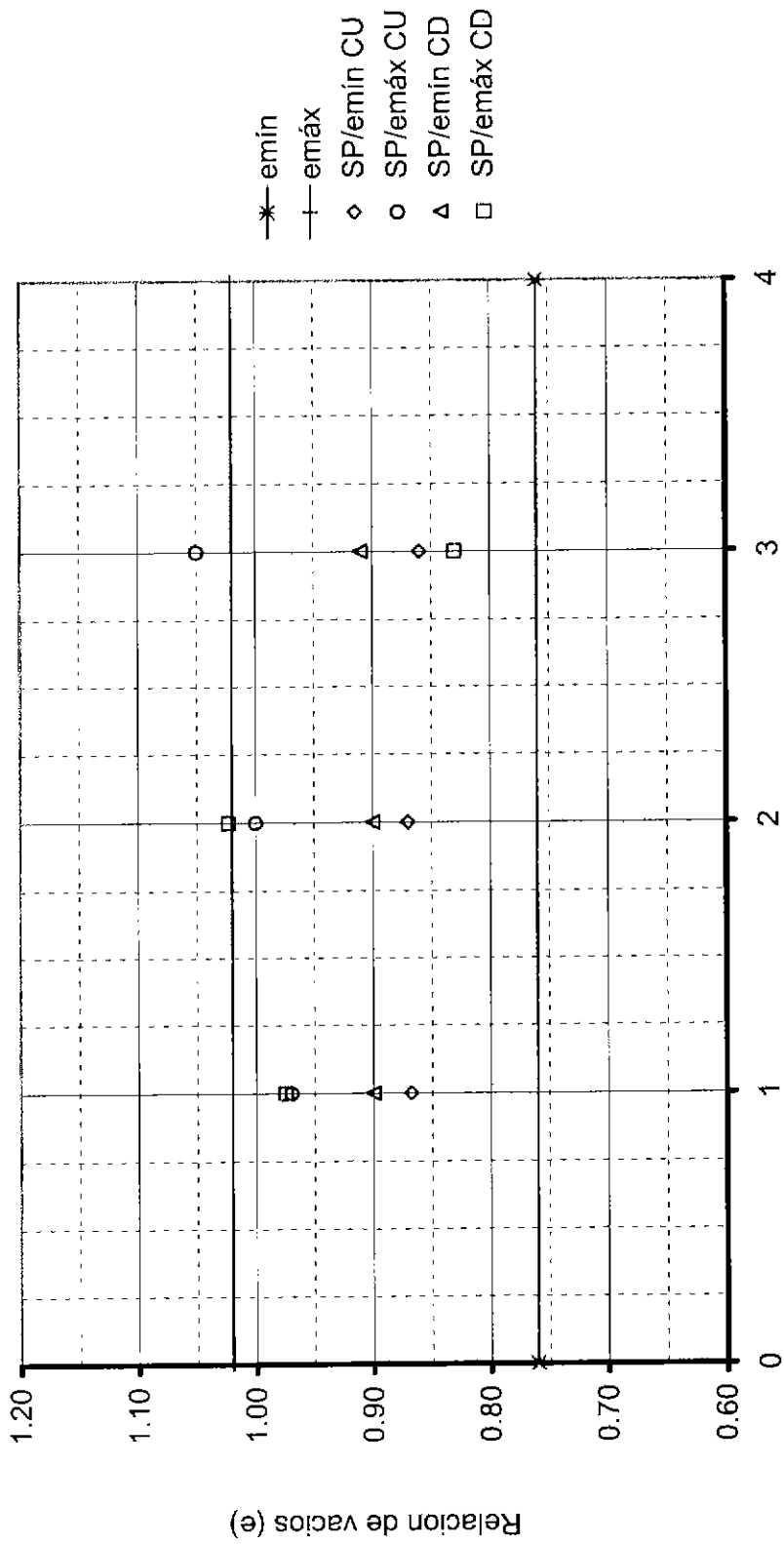
Resultados de la relación de vacíos $e_{máx}$ y $e_{mín}$
 para un suelo granular bien SW
 en las pruebas CU y CD



Número de ensaye

Figura 6.1.1

Resultados de relación de vacíos $e_{máx}$ y $e_{mín}$
 para un suelo mal graduado SP
 en las pruebas CU y CD



Número de ensaye

Figura 6.1.2

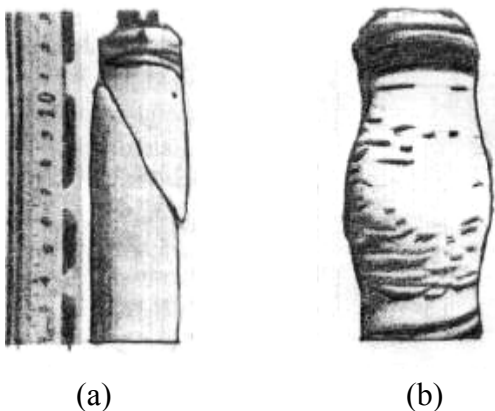
CONCLUSIONES

Debido a que el suelo es un material tan complejo, ninguna prueba basta por sí sola para estudiar todos los aspectos importantes del comportamiento esfuerzo-deformación.

La prueba triaxial constituye el método mejor y más versátil para el estudio de las propiedades esfuerzo-deformación. Con este tipo de pruebas se pueden obtener una gran variedad de estados reales de carga.

En la ilustración de la figura 1, se observan las muestras típicas de arena después de ser ensayadas en las cámaras triaxiales.

En muestras densas, comúnmente ocurre un plano de ruptura claramente definido y se encuentra un ángulo de ruptura con respecto al eje de la muestra que estará de acuerdo con la teoría de ruptura de Mohr. En el otro extremo, en muestras muy sueltas, la falla ocurrirá por un abolsamiento o abombamiento simétrico.



En la figura 1 (b) las arrugas que se aprecian son el resultado del acortamiento axial de la muestra. En el abombamiento la envoltura de hule se ha estirado tangencialmente, pero el hule es tan delgado que la fuerza requerida para causar este estiramiento es prácticamente nula.

Figura 1 Muestras falladas por medio de pruebas triaxiales

Factores que contribuyen a la resistencia al esfuerzo cortante

Angulo de fricción interna

Se puede decir que la resistencia al esfuerzo cortante en arenas consiste en dos partes, la resistencia friccional interna entre partículas, la cual es una combinación de fricción deslizante y fricción rodante, y el segundo factor para el cual el nombre más común es entrelace o entrelazamiento. El entrelace contribuye en gran parte a la resistencia en arenas densas; este fenómeno no ocurre en arenas sueltas. La pérdida gradual de resistencia después de que se ha pasado el punto máximo, puede ser atribuido a una disminución gradual del entrelace, lo cual sucede debido a que la muestra disminuye en densidad. El ángulo de fricción interna, a pesar de su nombre, no depende únicamente de la fricción interna, ya que una parte de los esfuerzos cortantes sobre un plano de falla es utilizado para contrarrestar el entrelace.

Por otro lado es importante mencionar que las arenas casi nunca están completamente limpias o secas, y por lo tanto generalmente tienen una cierta cantidad de cohesión. Para las resistencias al esfuerzo cortante a presiones intergranulares ordinarias esta pequeña cohesión puede ser de una magnitud completamente inapreciable.

El ángulo de fricción interna en el punto máximo de un suelo granular dado bajo las condiciones existentes en pruebas convencionales depende considerablemente de la relación de vacíos inicial de la prueba y en un grado menor de la presión.

Los ángulos de fricción interna para los suelos en general dependen en cierto grado de un número de factores que son las propiedades de las partículas. Un valor mayor del ángulo de fricción ocurrirá en los suelos con partículas puntiagudas que en los suelos con partículas redondeadas. El contenido mineralógico de las partículas tendrá algún efecto sobre el valor del ángulo de fricción.

De las pruebas triaxiales CU y CD realizadas podemos observar que las arenas uniformes tienden a tener ángulos de fricción interna menores que aquellas arenas con una gran variedad de tamaños de partículas.

Relación de vacíos

Las arenas densas generalmente llegan a resistencias mayores cuando se evitan los cambios de volumen durante el corte, y las arenas sueltas pierden resistencia.

La relación de vacíos a la cual el evitar los cambios en volumen lleva a que no se tengan cambios en las resistencias es llamada relación de vacíos crítica.

La resistencia al esfuerzo cortante de cualquier suelo es bajo todas las condiciones dependiente en un alto grado de la relación de vacíos en la falla.

Cuando los cambios de volumen ocurren libremente, la resistencia depende de la relación de vacíos y de las presiones que prevalecen cuando se llega a la falla, y no dependen grandemente de las presiones que existieron antes de que se llegara a ésta.

La relación de vacíos está determinada por el tipo de estructura ya sea densa o suelta, y por la presión que actuó sobre la muestra antes de que se iniciara la falla al corte

Para que una arena compacte falle por corte, debe vencerse en cierta forma el elevado grado de encaje. Esto puede suceder, bien rompiendo y fracturando las partículas o aumentando el volumen.

Se puede observar que en un suelo granular bien se alcanza la $e_{\text{mín}}$ y $e_{\text{máx}}$ con mayor precisión, esto no sucede con los materiales que son mal graduados

Deformaciones volumétricas en la compresión isotrópica

Pueden producirse grandes deformaciones volumétricas durante la compresión isotrópica (sus propiedades son las mismas cualquiera que sea la dirección que se considere a partir del punto) como resultado del colapso de agrupaciones de partículas, cada uno de estos colapsos produce la rodadura y el deslizamiento entre partículas y, como resultado, se originan fuerzas tangenciales en los puntos de contacto.

Las relaciones volumétricas esfuerzo-deformación de los suelos son muy semejantes, tanto en compresión isotrópica como confinada.

Características de la compresión triaxial

- a) La rigidez disminuye al aumentar los esfuerzos hasta que se alcanza la resistencia máxima
- b) En compresión las arenas densas tienden a aumentar de volumen mientras que las arenas sueltas experimentan escaso cambio de volumen
- c) Las arenas compactas pierden resistencia cuando se deforman más allá de la resistencia máxima, no sucediendo esto en las arenas sueltas.

Contenido de humedad

Cualquier arena, a no ser que se acabe de secar intencionadamente, posee una pequeña humedad. La presencia de esta humedad puede tener un cierto efecto sobre el ángulo de fricción entre las partículas minerales. Sin embargo, como tanto en las pruebas de corte como en la mayoría de los casos prácticos, se trata de arena secada al aire o saturada, la presencia de esta pequeña cantidad de humedad raramente necesita tomarse en cuenta.

Tamaño de las partículas

Para una determinada energía de compactación las arenas alcanzan diferentes relaciones de vacíos. Sin embargo, el ángulo de fricción es análogo para todas las arenas. La influencia del mayor encaje inicial en la arena de partículas más gruesas viene compensada por el mayor grado de rotura y fracturación de las partículas que se produce en las partículas más grandes debido a la mayor fuerza por contacto.

La fracturación de las partículas, y la consiguiente curvatura de la envolvente de Mohr, es más importante con partículas más grandes, en especial para el tamaño de las gravas o bloques de roca para enrocamientos.

Esto se debe a que el aumento del tamaño de las partículas da lugar a una mayor carga por partícula y por tanto la fracturación comienza con menores presiones de confinamiento.

Granulometría de la arena

Para energías de compactación comparables, la arena mejor graduada tiene una menor relación de huecos inicial y un ángulo de fricción más grande. Resulta claro que una mejor distribución de tamaños de las partículas produce un mejor encaje. Esto es que un suelo bien graduado experimenta menos roturas que un suelo uniforme de la misma granulometría ya que en el primero existen muchos contactos entre las partículas y la carga por contacto es, por tanto, menor que en un suelo uniforme.

Angulosidad de las partículas

Podría esperarse que las partículas angulosas encajen más perfectamente que las redondeadas, y por tanto, las arenas formadas por partículas angulosas tendrían un mayor ángulo de fricción. La arena con partículas angulosas tiene un mayor ángulo de fricción. En las gravas, la influencia de la angulosidad es menor debido al aplastamiento y fractura de las partículas.

Tipo de mineral

A no ser que una arena contenga mica, existe escasa diferencia entre que la arena se componga principalmente de cuarzo, de feldespato, etc. Una arena micácea tendrá generalmente una relación de vacíos grande y por tanto poco encaje y un ángulo de fricción bajo

Al realizar los ensayos se presentó una curva de aprendizaje, en donde varias de las probetas fueron desechadas por la falta de experiencia, la cual fue desarrollándose durante la elaboración del presente trabajo.

Efecto de montaje

Es importante tener cuidado al momento de estar elaborando y ensayando probetas de suelos granulares (arenas), ya que cualquier testereo al equipo por mínimo que sea afecta considerablemente su resistencia al esfuerzo cortante, modificando su comportamiento mecánico.

Efecto de los incrementos de carga

El efecto de incremento de carga en la probeta posiblemente influye en la resistencia, aunque siempre se mantuvo constante la relación carga-tiempo.

BIBLIOGRAFÍA

Juárez Eulalio Badillo. (1977): Mecánica de Suelos. Tomo I. Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Limusa Noriega.

Roy Whitlow. (1998): Fundamentos de la Mecánica de Suelos. CECSA.

T. William Lambe. (1991): Mecánica de Suelos. Instituto Tecnológico de Massachusetts. Limusa.

Taylor Donald W. (1969): Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Continental.

J. Antonio Jiménez S. (1975): Geotecnia y Cimentaciones. Tomo I.

Secretaria de Recursos Hidráulicos. (1970): Manual de Mecánica de Suelos. Dirección de Proyectos. Departamento de Ingeniería Experimental.

G. Norris (March 1997): Liquefaction and Residual Strength of Sands From Drained Triaxial Tests,
Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 123, No. 3.

Vegesna S. Raju (April 1974): Membrane Penetration in Triaxial Tests on Sand,
Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 100, No. 4.

Manfred Kiekbusch (November 1977): Membrane Penetration and Its Effect on Pore Pressures,
Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 103, No. 11.

B. Aberg (January 1996): Grain – Size Distribution for Smallest Possible Void Ratio,
Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 122, No. 1.

Padma K. Bora (May 1984): Shear Frailure in Granular Media,
Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 110, No. 5.

K.V. Ramana (February 1982): Membrane Penetration in Triaxial Tests,
Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 108, No. 2.

Kyle M. Rollins (March 1994): Identification and Characterization of Collapsible Gravels, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 120, No. 3.

Mark D. Evans (March 1995): Liquefaction Behavior of Sand – Gravel Composites, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 121, No. 3.

Richard J. Fragaszy (June 1992): Modeling Strength of Sandy Gravel, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 118, No. 6.

Steven L. Kramer (April 1990): Analysis of Membrane Penetration in Triaxial Test, Journal of Engineering Mechanics, Vol. 116, No. 4.