



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

TESIS PROFESIONAL

“APLICACIÓN DE UN MODELO MATEMATICO NO LINEAL A PRUEBAS DE COMPRESION TRIAxIAL EN SUELOS. TIPO UU.

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

JULIO TENA HERNANDEZ.

ASESOR

M. en I. JULIO ALEJANDRO CHAVEZ CARDENAS.



MORELIA MICHOACAN FEBRERO 2008



CONTENIDO._

- I._ Introduccion a la mecánica de suelos.
- II._ Teoría de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo.
- III._ Marco teórico de las pruebas triaxiales y su clasificación.
- IV._ Desarrollo de las pruebas triaxiales en laboratorio.
- V._ Resultados Obtenidos en las pruebas triaxiales realizadas.
- VI._ Modelo matemático (PPN).
- VII._ Aplicación del modelo (PPN).
- VIII._ Conclusiones.
- Bibliografia._



CAPITULO I.

INTRODUCION A LA MECANICA DE SUELOS.

Introducción.

- 1._Origen y Formación de los suelos.***
- 2._Formación y Tipos de Suelos.***
- 3._Tipos de Suelo.***
- 4._Propiedades Físicas de los Suelos.***
- 5._Clasificación de Suelos.***



I. INTRODUCCIÓN A LA MECÁNICA DE SUELOS.

La naturaleza compleja de los suelos obliga a establecer cierta diferenciación entre su comportamiento, cuando son ensayados en el laboratorio bajo condiciones simples y bien definidas, y su comportamiento real en el terreno, donde las condiciones mencionadas pueden no ser exactamente iguales a las impuestas en el ensayo. Además y por la misma causa, puede haber también diferencias en cuanto a la magnitud entre las previsiones derivadas de la teoría de la mecánica de los suelos y la amplitud de los fenómenos que luego se producen en la realidad. El desarrollo de la mecánica de suelos y la física dieron gran impulso al nacimiento y crecimiento de la mecánica de suelos que tiene por objeto el estudio y comportamiento del suelo, investigar sus propiedades y su aplicación a problemas prácticos. El doctor. Karl Terzaghi considerado como el fundador de la mecánica de suelos, revolucionó con su manera de estudiar el comportamiento del suelo, las demás ciencias, al investigar primeramente las propiedades del material (suelo) en el laboratorio y posteriormente establecer la teoría que representa adecuadamente ese comportamiento y no como se hacía entonces, se establecía la teoría y después se hacían pruebas de laboratorio para ver si cumplía esta teoría, es decir, se pretendía hacer o forzar a que la naturaleza se comportara como nosotros queríamos. Se puede predecir el comportamiento de una estructura de concreto y acero con bastante aproximación, debido a que la fabricación de estos materiales está bien controlado y estudiado, pero en los suelos el problema es más complejo debido a la variabilidad de los procesos naturales que como se forma la estructura terrestre, los cuales están fuera del control del ingeniero. El suelo es un tipo de estructura mas por lo que se le pueden aplicar las leyes de la mecánica e hidráulica para entender su comportamiento, lo cual es el fin de la mecánica de suelos. Se vea que debido a la complejidad del suelo, este se tiene que idealizar y realizar hipótesis simplificativas de acuerdo al avance de las otras ramas de la ingeniería, lo cual trae como consecuencia diferencias, en ocasiones muy grandes entre la teoría y la realidad. En la práctica de su profesión, el ingeniero civil se enfrenta con variados e importantes problemas planteados por el terreno. El terreno le sirve como cimentación para soportar las estructuras y terraplenes, el suelo también se emplea como material de construcción; debe proyectar estructuras para la retención o sostenimiento del terreno en excavaciones y cavidades subterráneas y el suelo interviene en un gran número de problemas particulares de la ingeniería civil. El Dr. Terzaghi en alguna ocasión dijo que la ciudad de México es motivo de estudio a fondo del comportamiento de la naturaleza del sub-suelo en nuestra capital ha sido causa de dolores de cabeza de los ingenieros y constructores de todos los tiempos.

Desde las civilizaciones antiguas como los aztecas hubo fracasos en el desarrollo de sus edificaciones, debido a la baja resistencia del sub-suelo mexicano; no obstante también los españoles tuvieron grandes problemas en la estabilidad de sus construcciones y monumentos coloniales que nos legaron. Pero si los ingenieros de los pueblos mas adelantados del mundo no se ocuparon científicamente de los suelos hasta hace 100 años, los ingenieros mexicanos lo hicimos hasta hace 50 años.

Se hablaba apenas hace 30 años que las causas principales del asentamiento de la ciudad de México, era el incremento en la carga impuesta sobre la superficie con el crecimiento del área construida, la impermeabilidad de la corteza derivada de los propios edificios y de los pavimentos en las calles y los drenajes que extraían agua de las capas superiores del suelo.



Se suponía que el problema era debido a causas externas: falta de agua externa que nutriera el suelo, aumento de carga externa y alteración en las capas superficiales; no se pensaba que el origen del asentamiento estuviera en las capas profundas en donde se había creado el desequilibrio en las presiones del agua a causa de la infinidad de pozos profundos que se habían instalado para satisfacer las demandas de la creciente población urbana. Por fortuna el problema del hundimiento de la ciudad de México se ha aclarado y se ha tomado medidas que han hecho que la situación mejore día a día. En pocos años el progreso que se ha logrado en la ingeniería como consecuencia de un mayor conocimiento de la mecánica de suelos, es extraordinario.

KARL TERZAGHI. Reconocido universalmente como el padre de la mecánica de suelos, nació en Praga el 2 de octubre de 1883 y murió el 25 de octubre de 1963, en Winchester, Massachussets. Los primeros años de su carrera profesional los dedico a la búsqueda de un método racional para abordar problemas de la ingeniería de suelos y cimentaciones. Sus esfuerzos se vieron coronados con la publicación, en 1925, de su famoso libro *Erdbaumechnik* la cual se considera, en la actualidad, como el nacimiento de la mecánica de suelos. De 1925 a 1929, Terzaghi trabajo en el Instituto Tecnológico de Massachussets donde inicio el primer programa estadounidense sobre la mecánica de suelos y consiguió que esta ciencia se considerase como materia importante en la ingeniería civil. En 1938, pasó a la universidad de Harvard donde desarrollo y expuso su curso sobre geología aplicada a la ingeniería. Durante muchos años desempeño el cargo de presidente de la sociedad internacional de mecánica de suelos y cimentaciones. Los escritos de Terzaghi aportan importantes conocimientos sobre muchos temas, en especial la teoría de la consolidación, el proyecto y construcción de cimentaciones, calculo de ataguías y el mecanismo de deslizamiento de taludes. Quizá, la aportación mas importante de Terzaghi a la mecánica de suelos fue su forma de tratar los problemas que se plantean en ella, de acuerdo con la metodología que el enseño y supo poner en practica. Para conmemorar la gran obra de Terzaghi, la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles ha creado la Terzaghi Lectura (Catedra de honor de Terzaghi) y el premio Terzaghi.

Entre las personalidades que han contribuido en el desarrollo de la mecánica de los suelos, basándose de forma directa o indirecta de las teorías propuestas por el doctor Karl Terzaghi son: Dr. Donal Word Taylor, Dr. Arthur Casagrande, Dr. A. W. Skempton, Dr. Laurits Bjerrum, Dr. Ralph B. Peck, Entre otros, en México también la mecánica de suelos a tenido un importante desarrollo gracias a la contribución de personalidades como Dr. Eulalio Juárez Badillo, Dr. Nabor Carrillo Flores, Ing. José A. Cuevas, Ing. Carlos Crespo Villalaz, M. en I. Alfonso Rico Rodríguez. Por mencionar algunos.



Karl Terzaghi.



La mecánica de suelos en la ingeniería práctica se ha dividido en tres partes para su aplicación que son:

- 1._ **Propiedades Físicas de los Suelos.**
- 2._ **Mecánica Teórica de los Suelos.**
- 3._ **Problemas del Proyecto y de la Construcción.**

Propiedades Físicas de los Suelos.

Esta parte estudia las propiedades físicas y mecánicas de probetas homogéneas de suelos inalterados y suelos amasados. Estudia aquellas propiedades que sirven para distinguir entre si diferentes tipos de suelo y describirlos de forma adecuada. También estudia aquellas propiedades de los suelos que están directamente relacionadas con el comportamiento de las masas de suelo durante y después de la construcción de las obras.

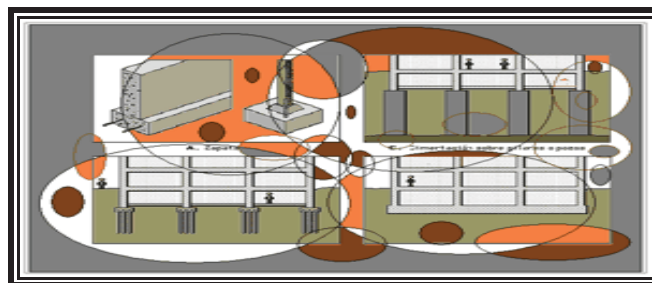
Mecánica Teórica de los Suelos.

Esta parte trata de conocer el conocimiento elemental de las teorías que se necesitan para resolver problemas que involucran la estabilidad o la capacidad de carga de los suelos, o bien que atañen a la acción mutua entre el suelo y agua. A pesar de que todas estas teorías se basan en hipótesis radicalmente simplificadoras respecto de las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos, cuando se aplican con propiedad, los resultados que se obtienen con estos procedimientos aproximados son suficientemente exactos para la mayoría de los propósitos prácticos en la ingeniería.

Problemas del Proyecto y de la Construcción.

Esta parte trata de la aplicación del conocimiento actual del comportamiento de los suelos y de las teorías de mecánica de suelos al proyecto y a la construcción en campo de las fundaciones y en la ingeniería de los suelos. El proyecto de pavimentos para caminos y aeropuertos. La construcción de obras hidráulicas, presas de tierra, diseño de canales así como la construcción y estabilidad de estructuras de tierra armada, taludes y muros de retención.

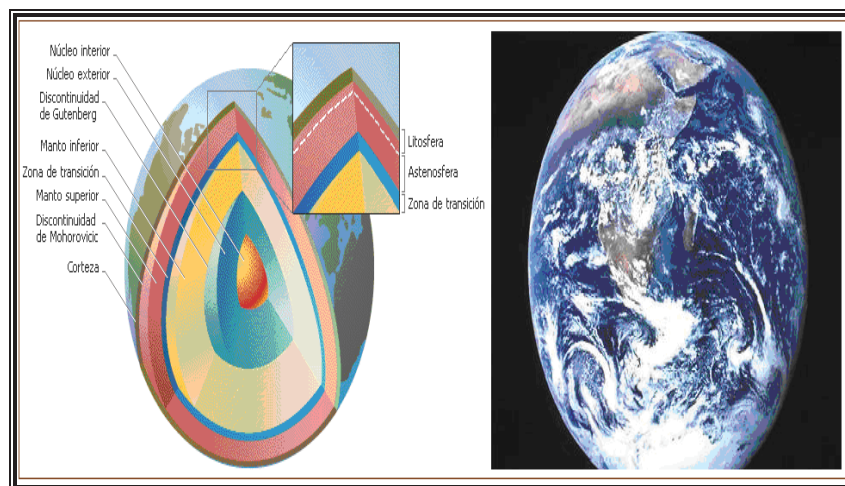
El proyecto de las estructuras comunes fundadas sobre suelos, o de aquellas destinadas a retener suelos, debe necesariamente basarse en simples reglas empíricas, así que estas pueden ser utilizadas con propiedad solamente por el ingeniero que posee un baraje suficiente de experiencia. Las obras de mayor vuelo, con características poco comunes, suelen justificar la aplicación intensiva de métodos científicos en su proyecto, pero a menos que el ingeniero a cargo de las mismas posea una gran experiencia, no podrá preparar inteligentemente el programa de ensayos requeridos ni interpretar sus resultados en la forma debida.





I. ORIGEN Y FORMACIÓN DE LOS SUELOS.

El globo terrestre lo podemos definir en varias partes; la parte central llamada NUCLEO, rodeando al núcleo tenemos el manto o magma y envolviendo al manto se encuentra la CORTEZA TERRESTRE, sobre la cual se encuentra una pequeña capa producto de la desintegración mecánica y descomposición química de ella misma llamada SUELO. Por suelo entenderemos a todo material terroso susceptible a desintegrarse fácilmente por la acción de la intemperie. Existen dos agentes generadores de suelos, que son la descomposición química y la desintegración mecánica de los cuales depende el tipo de suelo que se produzca. La desintegración mecánica se refiere a la disgregación de la roca por agentes físicos como lo son los cambios de temperatura, erosión de corrientes de agua, el viento, efecto de organismos y plantas, los cuales forman arenas y limos. La descomposición química se refiere a la acción de agentes que modifican la constitución mineralógica de la roca, el principal agente es el agua y los mecanismos de ataque son la oxidación, hidratación y carbonatación lo cual produce arcillas. Por lo antes dicho es común encontrar zonas húmedas y cálidas formaciones arcillosas y en lugares fríos formaciones arenosas y limosas. En los desiertos la falta de agua impide la descomposición por lo que predomina la arena. En las figuras siguientes se puede apreciar de manera general la constitución interna del globo terráqueo.



Desde el punto de vista de la ingeniería, **suelo** es el sustrato físico sobre el que se realizan las obras, del que importan las propiedades físico-químicas, especialmente las propiedades mecánicas. Los parámetros a tener en cuenta desde este punto de vista son sobre todo los granulométricos, relativos al tamaño de las partículas, así como los de permeabilidad y composición. El tamaño de las partículas va desde los tamaños granulares conocidos como gravas y arenas, hasta los finos como la arcilla y el limo. De la composición depende la capacidad de retención del agua y la estabilidad del volumen, presentando los mayores problemas los minerales arcillosos. Éstos son filosilicatos hidrófilos capaces de retener grandes cantidades de agua por adsorción, lo que provoca su dilatación, desestabilizando las obras si no se realiza una cimentación apropiada. También son problemáticos los sustratos solubles, principalmente calcáreos o evaporíticos, porque la circulación subterránea calcifica, produciendo cavidades que hacen el comportamiento local del terreno difícil de predecir.



Las principales propiedades de los suelos que en mayor o menor grado afectan de manera importante el comportamiento de las obras civiles son:

Compresibilidad. Relaciona a la deformación que sufre un material al aplicarle una carga o al disminuir su volumen.

Resistencia al Corte. La resistencia de un material puede medirse por el esfuerzo cortante máximo que puede soportar ese material; el esfuerzo límite es aquel que causara la falla en el suelo por fractura o por flujo plástico.

Permeabilidad. Nos indica la mayor o menor facilidad con que el agua fluye a través de un suelo estando sujeta a un gradiente hidráulico dado.

Se entiende como **suelo** al material formado por partículas minerales (producidas por la descomposición de las rocas) y vacíos, los cuales pueden o no estar ocupados por agua. Se distingue suelo y roca, desde el punto de vista práctico, en que el suelo puede ser disgregado por medios manuales (mediante el empleo de agua en caso necesario), ya que normalmente presentan una cementación nula, mientras que en las rocas sucede lo contrario. Las rocas ígneas y síliceas en general contienen feldespato, propio del granito, lo que produce suelos de tipo arcilloso como por ejemplo la Illita. Los materiales formados por hidróxidos de hierro son consecuencia del intemperismo sobre las rocas que contienen por ejemplo minerales de hierro. Es por eso que en general en regiones con altos índices de humedad, se encuentran suelos finos (limosos y arcillosos).

II._FORMACION Y TIPO DE SUELOS.

Según el proceso de formación, el suelo puede ser de las siguientes maneras:

- **Sedimentario.** En este tipo de suelo, las partículas se formaron en un lugar diferente, y fueron transportadas y se depositaron en otro emplazamiento;
- **Residual.** Este suelo se ha formado por la meteorización de las rocas en el mismo local donde ahora se encuentra, con escaso o nulo desplazamiento de las partículas;
- **Relleno artificial.** Estos son contruidos por el hombre para los más diversos fines.
- Suelos sedimentarios. Para explicar la formación de los suelos sedimentarios deben considerarse las tres fases del proceso de: (1) La formación del sedimento; (2) El transporte; y, (3) El depósito de los sedimentos.

Formación de sedimentos. El principal modo de formación de los sedimentos lo constituye la meteorización física y química de las rocas de la superficie terrestre. En general las partículas de limo, arena y grava se forman por la meteorización física de la roca, mientras que las partículas arcillosas son formadas por procesos de alteración química de las mismas. La formación de partículas arcillosas a partir de las rocas puede producirse, por combinación de elementos en disolución o por la descomposición química de otros minerales.



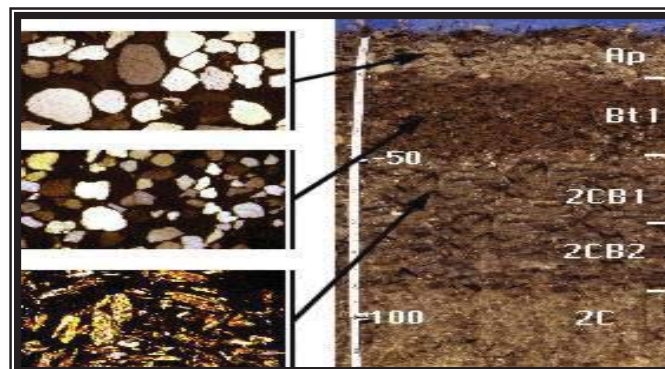
Transporte de los sedimentos. Los sedimentos pueden ser transportados por uno de los cinco agentes siguientes: agua, aire, hielo, gravedad y organismos vivos.

Depósito de los sedimentos. Después de que las partículas se han formado y se han transportado se depositan para formar el suelo sedimentario. Las tres causas de este depósito en el agua son: la reducción de la velocidad, la disminución de la solubilidad y el aumento de electrolitos. Cuando una corriente desemboca en un lago, océano, o un gran volumen de agua, pierde la mayor parte de su velocidad. Disminuye así la fuerza de la corriente y se produce una sedimentación. Cualquier cambio en la temperatura del agua o en su naturaleza química puede provocar una reducción en la solubilidad de la corriente, produciéndose la precipitación de alguno de los elementos disueltos.

En la tabla (tabla 2.1) que se muestra en la página siguiente resume algunos de los efectos de los cinco agentes citados sobre los sedimentos.

	Agua	Aire	Hielo	Gravedad	Organismos
Tamaño	Reducción por disolución, ligera abrasión en superficie, abrasión e impacto en el arrastre.	Considerable reducción	Considerable abrasión e impacto	Impacto considerable	Ligeros efectos de abrasión por el transporte directo por organismos vivos.
Forma y redondez	Redondeo de arena y grava	Elevado grado de redondeo	Partículas angulosas y planas	Angulosas, no esféricas	
Textura superficial	Arena: liza pulimentada brillante Limo: escaso	El impacto produce superficies mates	Superficies estriadas	Superficies estriadas	
Clasificación por tamaño	Considerable	Muy considerable (progresiva)	Muy escasa	Nula	Limitada

A continuación se muestra figura 2.2. Un perfil estratigráfico de un suelo formado por transporte de sedimentos.



(Figura 2.2)._ Perfil Estratigráfico.



Suelos Residuales. Los suelos residuales se originan cuando los productos de la meteorización de las rocas no son transportados como sedimentos sino que se acumulan en el sitio en que se van formando. Si la velocidad de descomposición de la roca supera a la de arrastre de los productos de la descomposición se produce una acumulación de suelo residual. Entre los factores que influyen en la velocidad de alteración de la naturaleza de los productos de la meteorización están el clima (Temperatura y lluvia), la naturaleza de la roca original, el drenaje y la actividad bacteriana.

El perfil de un suelo residual puede dividirse en tres zonas: a) la zona superior, en la que existe un elevado grado de meteorización, pero también cierto arrastre de materiales; b) la zona intermedia en cuya parte superior existe una cierta meteorización, pero también cierto grado de deposición hacia la parte inferior de la misma; y, c) la zona parcialmente meteorizada que sirve de transición del suelo residual a la roca original inalterada.

La temperatura y otros factores han favorecido el desarrollo de espesores importantes de suelos residuales en muchas partes del mundo. En la tabla 2.3 se muestran valores de las dimensiones de espesores de suelos residuales en algunas partes del mundo.

País.	Espesor (mts).
México.	5 a 10
EEUU	6 a 23
Angola	8
Sur de la India	8 a 15
África del Sur	9 a 18
África Occidental	10 a 20
Brasil	10 a 25

(Tabla 2.3)._Espesores encontrados.

A continuación se muestra figura 2.4 Un perfil estratigráfico de un suelo formado por la meteorización de roca.



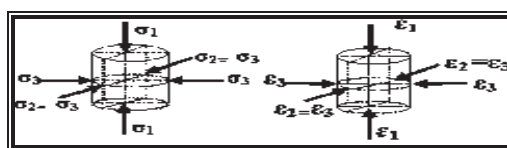
(Figura 2.4)._ Perfil Estratigráfico.

Depósitos Artificiales. En los dos apartados anteriores se ha comentado la formación de depósitos de suelo por la naturaleza. Un depósito hecho por el hombre se denomina *terraplén* o [relleno](#). El terraplén constituye realmente un depósito *sedimentario* en el que el hombre realiza todos los

procesos de formación, de una forma controlada para alcanzar resultados previamente definidos. El suelo se extrae, por excavación o voladura de un determinado yacimiento cuyo material cumple con las especificaciones pre-establecidas; se transporta mediante un vehículo que puede ser un camión, una vagoneta, un buldozer, o por medio de barcazas o tuberías y se deposita en el lugar predeterminado. El material puede dejarse tal como cae, o puede acomodarse y compactarse, para alcanzar las características mecánicas deseadas.

Alteraciones de los suelos después de su formación. En especialista en suelos, al concebir un proyecto, debe proyectar las estructuras no solamente para las propiedades del suelo al comienzo de la obra sino que también para toda la duración, vida útil, de la misma. El tamaño y la forma de un depósito determinado como las propiedades mecánicas del suelo que lo componen pueden variar de manera muy significativa. Muchas de estas variaciones se producen independientemente de la actividad andrógena, mientras que otras se deben a la presencia de la obra. El suelo no es inerte, sino que es bastante activo y muy sensible a las condiciones de su entorno.

Presiones. En general un aumento de la presión sobre un elemento de suelo produce un incremento de la resistencia al esfuerzo cortante, una disminución de la compresibilidad y una reducción de la permeabilidad; los efectos contrarios se producen si las presiones disminuyen. Los cambios producidos por la reducción de la presión suelen ser menores que los producidos por un incremento de presiones de igual magnitud. El suelo se comporta por lo tanto como un cuerpo no perfectamente elástico. Durante la formación de un suelo sedimentario la presión total a una cota determinada continúa aumentando al ir creciendo la altura de la capa de suelo sobre el punto considerado. Así pues, las propiedades de un suelo sedimentario a una determinada profundidad están cambiando continuamente a medida que se va formando el depósito. La eliminación de las tierras superiores, por ejemplo por efecto de la erosión, da lugar a la reducción de las presiones. Un elemento de suelo que está en equilibrio bajo la máxima presión que ha experimentado en toda su historia se denomina *normalmente consolidado*, mientras que un suelo en equilibrio bajo una presión inferior a la que lo consolidó se denomina *sobre consolidado*. En la figura 2.5 se muestra un estado de esfuerzos de tensión y compresión de una muestra de suelo.



(Figura 2.5)._ Estado de esfuerzos en una masa de suelo.

Tiempo. El tiempo es una variable que interviene en los demás factores que contribuyen a las variaciones del comportamiento del suelo (en especial las presiones, la humedad y las condiciones del medio). Para apreciar las variaciones los efectos complejos de una variación de presiones, el agua debe ser expulsada o absorbida por el elemento del suelo.

Debido a la permeabilidad relativamente baja de los suelos de grano fino, se requiere un cierto tiempo para que esta agua escape o penetre en tales suelos. Por otro lado el tiempo es un factor evidente en las reacciones químicas, como las que se producen en los procesos de meteorización.



Agua. El agua puede tener dos efectos perjudiciales sobre el suelo. En primer lugar, la sola presencia del agua disminuye las fuerzas de atracción entre las partículas arcillosas. En segundo lugar, el agua intersticial puede, en determinadas situaciones particulares, soportar los esfuerzos aplicados, modificando así el comportamiento del suelo. Una muestra de arcilla, que puede tener una resistencia similar a la del cemento pobre cuando seca, puede convertirse en fango al sumergirse en agua. Así pues, el aumento de la humedad en un suelo reduce, por lo general, la resistencia del mismo. Las condiciones del agua intersticial pueden variar por causas naturales y por intervenciones andrógenas. Entre las causas naturales está la variación anual de precipitaciones, y por ende de la humedad en el suelo. En la estación seca, a causa de las pocas precipitaciones el nivel freático disminuye, en oposición a esto, en el período lluvioso, la abundancia de agua provoca una elevación del nivel freático. Esta variación de humedad en el suelo produce una variación significativa de las propiedades del suelo a lo largo del año. Por otro lado, muchos procesos constructivos modifican las condiciones del agua freáticas, y consecuentemente provocan variaciones importantes en las características de los suelos. Existen varias características del entorno de un suelo que pueden tener una influencia importante en el comportamiento mecánico de este. Entre estas características están la naturaleza del fluido intersticial y la temperatura. Las arcillas marinas han sufrido frecuentemente levantamientos tectónicos por lo cual se encuentran por encima del nivel del mar, y el agua que se filtra a través de las mismas tiene un contenido en sales muy inferior al agua del mar. Así a lo largo del tiempo se produce una disminución lenta y gradual de la sal contenida en los poros del sedimento arcilloso, de forma que al cabo de muchos miles de años de lavado o lixiviación, el fluido intersticial puede ser muy diferente del original que existía en el momento de la formación del sedimento. La reducción del contenido de los electrolitos del agua en torno a las partículas del suelo puede reducir la fuerza neta de atracción entre las mismas. En otras palabras el arrastre de la sal de entre los poros puede reducir la resistencia al corte del terreno.

III._TIPOS DE SUELOS.

De acuerdo con el origen de sus elementos (como ya se dijo anteriormente) los suelos se dividen en dos amplios grupos: suelos inorgánicos y suelos orgánicos. Que a continuación se describen.

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

Suelos Orgánicos. Este tipo de suelo se forman casi siempre in situ. Muchas veces la cantidad de materia orgánica, ya sea en forma de humus o de materia no descompuesta, o en su estado de descomposición es tan alta, con relación a la cantidad de suelo inorgánico, que las propiedades que pudieran derivar de la porción mineral quedan eliminadas. Un ejemplo de suelo orgánico son las llamadas turbas se caracterizan por su color negro o café oscuro, por su poco peso cuando están secos y su gran compresibilidad y porosidad.

Para el ingeniero civil es importante conocer el tipo de suelo, ya sea para construir sobre el o utilizarlo como material de construcción. A continuación se describen los suelos más comunes con los nombres generalmente utilizados por el ingeniero civil para su identificación.

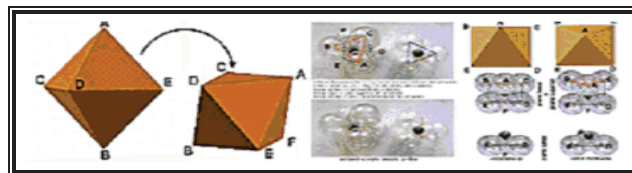


Gravas. Las gravas son acumulaciones sueltas de fragmentos de rocas y que tienen mas de dos milímetros de diámetro. Dado el origen, cuando son acarreadas por las aguas, las gravas sufren desgaste en sus aristas y son por lo tanto redondeadas. Como material suelto suele encontrarse en los lechos, en las márgenes y en los conos de deyección de los ríos, también en muchas depresiones del terreno rellenadas por el acarreo de los ríos y en muchos otros lugares a los cuales las gravas han sido transportadas. Las gravas ocupan grandes extensiones, pero casi siempre se encuentran con una mayor o menor porción de cantos rodados, arenas limos y arcillas. La forma de las partículas de las gravas y su relativa frescura mineralógica, depende de la historia de la formación de ellas, encontrándose variaciones desde los elementos rodados a los poliédricos.

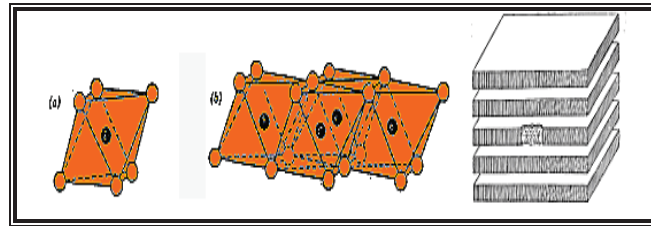
Arenas. La arena el nombre que se le da a los materiales de granos finos procedentes de la denudación de las rocas o de su trituración artificial, y cuyas partículas varían entre 2.00mm y 0.05mm de diámetro. El origen y también la existencia de las arenas, es análoga a las de las gravas; las dos suelen encontrarse juntas en el mismo deposito. Las arenas son materiales que, estando limpias, no se contraen en secarse, no son plásticas, son mucho menos compresibles que la arcilla y si se aplica una carga en su superficie, se comprimen casi instantáneamente.

Limos. Los limos son suelos de granos finos con poca o ninguna plasticidad, pudiendo ser limo inorgánico como el producido en canteras o limo orgánico como el que suele encontrarse en los ríos, siendo, en este ultimo caso, de características plásticas. El diámetro de las partículas de los limos esta comprendido entre 0.05mm y 0.005mm. Los limos sueltos y saturados son completamente inadecuados para soportar cargas por medio de zapatas. Su color varía desde gris claro a muy oscuro. La permeabilidad de los limos orgánicos es muy baja y su compresibilidad muy alta.

Arcillas. Se da el nombre de arcilla a las partículas sólidas con diámetro menor de 0.005mm y cuya masa tiene la propiedad de volverse plástica al ser mezclada con agua. Químicamente es un silicato de alumina hidratado, aunque en no en pocas ocasiones contienen también silicatos de hierro o de magnesio hidratados. La estructura de estos materiales es, generalmente, cristalina y complicada, con sus átomos dispuestos en forma laminar. De hecho se puede decir que hay dos tipos clásicos de tales láminas, uno de ellos del tipo silícico y el otro del tipo aluminico. Una lamina del tipo aluminico esta formado por un átomo de aluminio rodeado de seis átomos de oxígeno y hidrogeno arreglándose el conjunto en forma de octaedro, los cuales se agrupan entre si mediante un átomo común de oxígeno, repitiéndose la formación indefinidamente y dado como resultado una retícula laminar aluminica. En la figura 3.1 se muestra el arreglo molecular de los componentes de las arcillas.



(Figura 3.1)._ Arreglo reticular de los componentes de la arcilla.



(Figura 3.1)._ Formas octaédricas y formación de láminas.

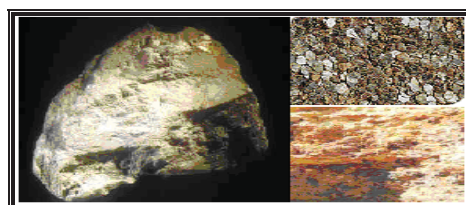
Ahora bien de acuerdo con su arreglo reticular los minerales de arcilla se pueden clasificar en tres grupos básicos. Que a continuación se describen.

1._ Caolinitico (Del nombre chino Kau-ling) que procede de la carbonatación de la ortoclasa (feldespato potásico). Las arcillas caoliniticas están formadas por una lamina silica y una lamina aluminica superpuestas indefinidamente y con una unión tal entre sus retículas que no permiten la penetración de moléculas de agua entre ellas, pues producen una capa electrónica neutral, lo que induce, desde luego, a que estas arcillas sean bastante estables en presencia del agua.

2._ Montmorilonitico (Que debe su nombre a Montmorillon, Francia), al cual pertenecen las bentonitas, se forman por la superposición indefinida de una lamina aluminica entre dos laminas silicas, pero con una unión débil entre sus retículas lo que hace que el agua pueda penetrar en su estructura con facilidad. Estas arcillas en contacto con agua sufren fuerte expansión provocando inestabilidad en ellas.

3._ Ilítico (Que se debe su nombre a Illinois, U.S.A.) que son el producto de la hidratación de las micas y que presentan un arreglo reticular similar al de las montmoriloniticas, pero con la tendencia a formar grumos, por la presencia de iones de potasio, lo que reduce el área expuesta al agua y por lo mismo no son tan expansivas como las arcillas montmoriloniticas.

En general las arcillas, ya sean caoliniticas, montmoriloniticas o iliticas, son plásticas se contraen al secarse, presentan marcada cohesión según su humedad, son compresibles y al aplicárseles una carga en su superficie se comprimen lentamente. Otra característica interesante, desde el punto de vista de la construcción, es la perdida por el remoldeo se recupera principalmente con el tiempo. Este fenómeno se conoce con el nombre de tixotropía y es de naturaleza físico-química. Se puede decir, que un contenido mínimo del 15% de arcilla en un suelo le dará a este las propiedades de la arcilla. En la figura 3.2 se muestra los tipos de grupo de minerales arcilla ya descritos anteriormente vistas al microscopio electrónico.



(Figura 3.2)._ Minerales de arcilla.



Además de los clásicos suelos indicados con anterioridad, se encuentran en su estado natural ciertos suelos especiales, que a continuación se describen.

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

Loess. Los loess son sedimentos eólicos uniformes y cohesivos. Esa cohesión que poseen es debida a un cementante de tipo calcáreo y su color es generalmente castaño claro. El diámetro de las partículas de los loess esta comprendido de 0.01mm y 0.05mm. Los loess se distinguen porque presentan agujeros verticales que han sido dejados por raíces extinguidas. Los loess modificados son aquellos loess que ha sido como imersion temporaria, erosión y formación de nuevo deposito. Debido al contenido calcáreo los cortes hechos en loess se mantienen generalmente, casi verticales.

Diatomita. Las diatomitas o tierras diatomaceas son depósitos de polvo silico, de color blanco generalmente, compuesto total o parcialmente por residuos de diatomeas. Las diatomeas son algas unicelulares microscopicas de origen marino o de agua dulce presentado las paredes de sus células características silicas.

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

Tepetate. Es un material pulverulento, de color café claro o café oscuro, compuesto de arcilla, limo y arena en proporciones variables, con un cementante que puede ser la misma arcilla o el carbonato de calcio. Según sea el componente predominante, el tepetate se suele llamar arcilloso, limoso, arenoso, arcillo-limoso si es que predomina la arcilla, areno-limoso si predomina la arena, limo-arenoso si predomina el limo, y así sucesivamente. La mayoría de las veces el tepetate debe su origen a la descomposicion y alteración, por intemperismo, de cenizas volcánicas basálticas pueden encontrarse dentro del tepetate capas o lentes de arena y cenizas basálticas que no tuvieron tiempo de intemperizarse cuando fueron cubiertas por una capa que si se altero. También suelen encontrarse lentes de piedra pómez dentro de la estructura del tepetate. Este material es utilizado con mucha frecuencia en el desarrollo de estructuras en la ingeniería, tales como: estructuras de bases hidráulicas, conformación de taludes, muros de tierra armada entre otras. Su empleo esta en función de sus propiedades físicas y mecánicas; de acuerdo a la utilización y modo de empleo que especifique el proyecto que se tenga en desarrollo.

IV._PROPIEDADES FISICAS DE LOS SUELOS.

Suelos Cohesivos y Suelos No Cohesivos.

Una característica que hace muy distintivos a diferentes tipos de suelos, es la cohesión. Debido a ella los suelos se clasifican en "*Cohesivos y No Cohesivos*". Los suelos cohesivos son los que poseen cohesión, es decir, la propiedad de atracción intermolecular, como las arcillas. Los suelos no cohesivos son los formados por partículas de roca y producto de su disgregación. Sin ninguna cimentación, como la arena y la grava.

Estructura de los suelos gruesos (No cohesivos).



Se conoce como estructura de un suelo a la ubicación, arreglo y orientación, entre otros factores, de sus partículas. Según esto, los suelos pueden ser gruesos o finos, cuyos tamaños se presentan en la tabla 4.1.

Nombre.	Limite de Tamaño.	Ejemplo Comparativo.
Boleo	305mm o mayores	Mayor que una pelota de baloncesto
Canto rodado	76mm a 305mm	Toronja
Grava gruesa	19mm a 76mm	Limón o naranja
Grava fina	4.76mm a 19mm	Chicharo o uva
Arena gruesa	2mm a 4.76	Sal mineral
Arena mediana	0.42mm a 2mm	Azúcar
Arena fina	0.074mm a 0.42mm	Azúcar en polvo.
Finos	Menores que 0.074	

(Tabla 4.1)._Referencia de tamaño de partícula de algunos suelos.

A)._Condiciones de drenaje._ (Saturación, nivel freático, etc.) En general, el efecto del agua sobre los suelos gruesos es desfavorable, ya que disminuye su resistencia al corte y aumenta su compresibilidad.

B)._Compacidad del suelo._ Hace referencia al estado natural de compactación del suelo, clasificándolo en suelos suelto, medio, y compacto. La compactación del suelos esta en función de la forma y acomodo de partícula.

C)._Estratigrafía._ Capas de horizontes que lo forman.

D)._Densidad y absorción._ Se refiere a la densidad aparente y a la capacidad de absorber agua en un tiempo determinado. Solo suelos granulares.

E)._Granulometría._ En esta se distinguen en general dos aspectos importantes: por un lado el tamaño de las partículas y por otro la distribución granulométrica.

G)._Resistencia individual o dureza de los granos._ Hace referencia a la capacidad de resistencia de los granos que comprenden el suelo trabajando de forma individual sin considerar el suelo en conjunto.

H)._Forma de los granos._ Se conoce la forma equidimensional y alargada, la redondez (redondeada o sobre redondeada), la angulosa y la subangulosa.

i)._Rugosidad de las partículas._ Se considera dentro de esta los movimientos y acomodo que se generan entre los granos de suelo.

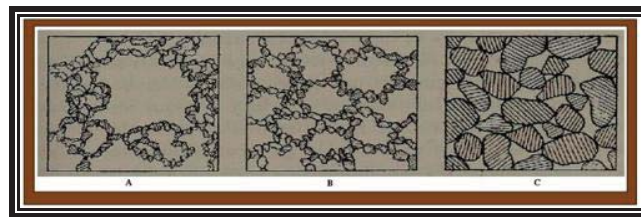
J)._Textura superficial y color._ Las características secundarias de la superficie de una partícula independientemente del tamaño, forma o grado de redondez, se denominan "textura superficial" de la partícula. Para describir esta textura se utilizan término como pulimentado, liso, rugoso, estriada, mate, etc. El color se utiliza para describir un conjunto de partículas, por ejemplo la arcilla azul de



Boston. Las descripciones de colores deben utilizarse con cuidado ya que el color de una masa de suelo puede variar con la humedad o con la composición química.

Estructura de los suelos Finos (cohesivos).

La estructura de los suelos finos es muchos más compleja que la de los suelos gruesos. En la estructura de los suelos finos influye de manera determinante las fuerzas electromagnéticas propias de las partículas de esas dimensiones y las fuerzas de origen molecular. Este tipo de suelos resulta ser pequeñísimo, ya que por lo general las partículas que lo forman no pueden ser observadas a simple vista. Las estructuras mas comunes de estos suelos son las llamadas panaloide, floculenta, y dispersa. En la figura 4.2 podemos observar las estructuras ya mencionadas.



(Figura 4.2)._ A-Panaloide,B-Floculenta,C-Dispersa.

Físico–Química de las Arcillas.

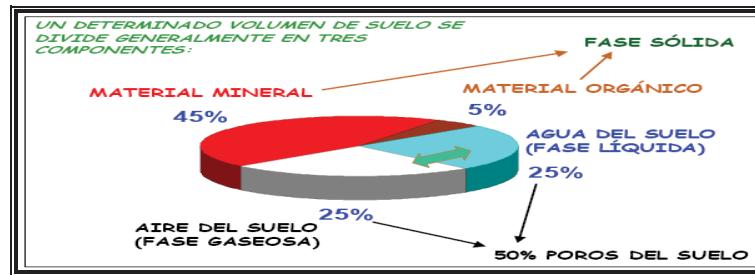
Las arcillas están formadas en su mayor parte por partículas que forman estructuras llamadas panaloides; estas al unirse a su vez componen las estructuras floculentas o panaloides de orden superior. Estas partículas presentan entre si fenómenos de atracción que se deben principalmente a fenómenos electromagnéticos (cargas negativas) en su superficie. Al estar las partículas en contacto con el agua (que actúa como agente electrolítico) se equilibran sus cargas, notándose que la repulsión de las partículas disminuyen al aumentar la concentración de sales en el agua, por lo que las floculaciones son mas frecuentes en arcillas de origen marino. Existen otras fuerzas de atracción entre las partículas de arcilla denominadas de Van der Waals, siendo estas menores que las de repulsión. Cuando no se presenta la floculación, las partículas de arcilla quedan suspendidas o dispersas, lo que nos demuestra por que las estructuras floculentas son mas compresibles que las no floculentas. Es tan fuerte la presión de atracción entre las partículas de arcilla (aproximadamente 20 ton/cm²) que el agua que circunda las partículas se encuentra en estado sólido.

Entre las superficies de contacto de esta agua y la partícula de arcilla existe agua en estado de plasma o viscoso; por esta razón, en algunas construcciones como taludes y muros de retención, no se utilizan materiales arcillosos ya que estas tienden a deslizarse de acuerdo al llamado “Fenómeno de Creep”.

Propiedades Volumétricas y Gravimétricas.

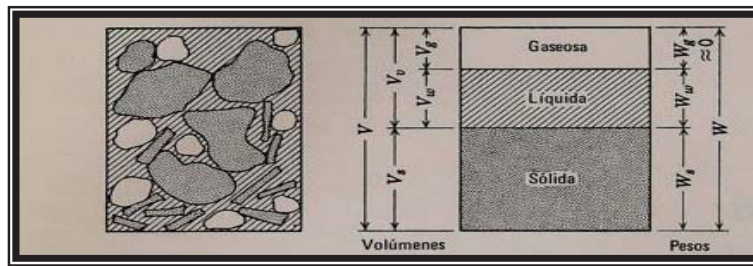
Observando a simple vista un suelo, se podría definir como un sistema de partículas cuyos espacios libres pueden estar parcial o totalmente llenos de agua, teniéndose de hecho, tres fases consideradas, FASE SÓLIDA, FASE LIQUIDA, Y FASE GASEOSA.

Para identificar racionalmente los suelos, prever su posible comportamiento mecánico y facilitar la solución de los problemas que presentan, se ha establecido relaciones entre los pesos y volúmenes de las fases, siendo de gran importancia el estudio de las mismas. En la figura 4.3 podemos observar de manera general el sistema de fases del suelo.



(Figura 4.3)._ Sistema de Fases.

Por tratarse de un sistema discontinuo de partículas, un elemento de suelo constituye intrínsecamente un sistema de varias fases como ya se dijo anteriormente. Se ha separado en fases con el fin de facilitar la deducción de las relaciones entre ellas. Existen tres importantes relaciones de volumen: que son porosidad, relación de vacíos y grado de saturación. En la figura 4.4 se muestra la separación de estas relaciones de un elemento de suelo.



(Figura 4.4)._ Separación en volúmenes y pesos de un elemento de suelo.

Relación de Vacíos (e)._ Se denomina relación de vacíos, oquedad o índice de poros a la relación entre el volumen de vacíos y volumen de sólidos en un suelo. Su medida es adimensional, y teóricamente sus valores están comprendidos entre (0 a ∞).

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

Donde:

e._ Relación de vacíos del suelo.

Vv._ Volumen de Vacíos del suelo.

Vs._ Volumen de sólidos del suelo.

Valores de la relación de vacíos (e), para algunos tipos de suelos.

e	Suelo.
0.25	Arenas muy compactas.
0.85	Arena limosa.
1.0	Arena fina uniforme.



1.2	Limo uniforme.
6.0	Arcillas muy compresibles
15.0	Arcillas altamente compresibles.

Porosidad (n). Se llama porosidad de un suelo a la relación entre su volumen de vacíos y el volumen de su masa. Físicamente la porosidad representa que tantos huecos tiene una muestra de suelo. La porosidad de un suelo se expresa normalmente en porcentaje, sus valores oscilan de (0 a 100%).

$$n = \frac{V_v}{V_m} \times 100$$

Donde:

n. Relación de porosidad del suelo.

V_v. Volumen de Vacíos del suelo.

V_m. Volumen de la muestra de suelo.

Valores de la relación de porosidad (n), para algunos tipos de suelos.

n	Material.
20%	Arenas muy compactas.
90%	Arcillas muy compresibles.
100%	Aire.

Grado de Saturación (G_w). Esta relación entre el volumen de agua de un suelo y su volumen de vacíos. El grado de saturación nos permite observar si un suelo es seco, parcialmente saturado o totalmente saturado. En porcentaje.

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

Donde:

G_w. Grado de saturación del suelo.

V_w. Volumen de agua del suelo.

V_v. Volumen de vacíos del suelo.

Es importante clasificar el tipo de saturación, para poder conocer las características de estabilidad del suelo en estudio.

Consideraciones para aplicar el grado de saturación (G_w) en los suelos.

G _w	Material.
0%	Suelo seco.
1-99%	Suelo parcialmente saturado
100%	Suelo totalmente saturado.



Contenido de agua (W). Resulta de relacionar el peso del agua entre el peso de la fase sólida de una muestra de suelo. Esta es una de las propiedades de más fácil determinación y en gran forma nos ayuda a prever el posible comportamiento de un suelo. El contenido de humedad de un suelo suele expresarse como el porcentaje y se calcula de acuerdo a la siguiente expresión.

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

Donde:

W. Contenido de Humedad del suelo.

W_w. Peso del agua del suelo.

W_s. Peso seco del suelo.

Valores del contenido de humedad natural de algunos tipos de suelos.

w	Suelo.
19%	Arenas densa.
40%	Arcilla glacial saturada.
200%	Arena bentonitita.
300-600%	Arcillas compresibles (cd. de México)
1000%	Arcillas altamente compresibles.

En el laboratorio, dada la muestra se pesa para obtener su peso W_m. (peso húmedo). A continuación se seca en el horno durante un tiempo que por convención varia de 18 a 24 horas y a una temperatura de 105 a 110 °C. Se vuelve a pesar la muestra ya seca y se obtiene el W_s (peso seco). Se deduce que para calcular el peso del agua, simplemente se aplica la expresión $w = \frac{W_m - W_s}{W_s}$, con lo cual la humedad podrá quedar determinada. El contenido de agua varia teóricamente en el rango (0 asta ∞).

Pesos específicos o volumétricos. La definición de peso volumétrico es la relación que existe entre el peso y el volumen de la muestra que se tenga en estudio. Este valor es muy empleado en la mecánica de suelos para establecer diferencias entre los diferentes tipos de minerales que constituyen los suelos. Este valor esta en función de las propiedades ya mencionadas (e,n,Gw, y W.) lo cual su valor presenta diferentes variaciones de acuerdo al fin que se tenga. Existen otras relaciones de pesos volumétricos como el PVS_V Y PVMS (peso volumétrico seco varillado y el peso volumétrico seco suelto). Que se emplean con otros fines.

Peso específico húmedo (γ_m). Es el cociente del peso total de la muestra del suelo entre el volumen de la misma. Sus unidades usuales son (kg/m³), (ton/m³), (lbs/ft³) etc.

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



Peso específico seco (γ_d). Es el cociente del peso de los sólidos entre el volumen total de la muestra, es decir se excluye el peso del agua. Se expresa en (kg/m^3), (ton/m^3), (lbs/ft^3) etc.

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

Peso específico sumergido (γ'). Se trata del caso de un suelo sumergido en el agua y que experimenta un empuje hacia arriba igual al peso del volumen del agua desalojada, según el principio de Arquímedes. Para poder establecer esta relación el agua que actúa sobre la masa de suelo se considera estática. De esta manera la expresión que se emplea para definir el peso específico sumergido es la siguiente. Se expresa en (kg/m^3), (ton/m^3), (lbs/ft^3) etc.

$$\gamma' = \frac{W_m}{V_m} - \gamma_0$$

El ultimo elemento de esta relación (γ_0) representa el peso específico del agua equivalente al peso que tiene el agua por unidad de volumen, a 4 °C y al nivel del mar. Para fines prácticos, es usual igualar dicho peso específico del agua con el peso volumétrico de la misma, aunque este ultimo puede variar respecto a la temperatura.

$$\gamma_0 = \gamma_w = 1 \text{ ton} / \text{m}^3 = 1 \text{ gr} / \text{cm}^3.$$

Valores de pesos específicos para diferentes tipos de suelos.

Suelo	γ_d (Ton/m ³).	γ_{sat} . (Ton/m ³).	γ' (Ton/m ³).
Arena uniforme suelta.	1.43	1.89	0.89
Arena uniforme compacta.	1.75	2.09	1.09
Arcilla blanda.	1.60	1.43	0.43
Arcilla muy blanda.	1.50	1.27	0.27

Peso específico relativo. También conocido como densidad de los sólidos (S_s), se define como la relación entre el peso específico de una sustancia y el peso específico del agua, siendo entonces un numero adimensional. Este peso específico puede ser de toda la muestra de un suelo y se expresa por definición como se indica.

$$S_m = \frac{\gamma_m}{\gamma_0} = \frac{W_m}{(V_m \times \gamma_0)}$$



Sin embargo, en la práctica el más usual es el peso específico relativo de los sólidos, también llamado densidad de sólidos como ya se estipuló anteriormente, la relación se calcula de acuerdo a la siguiente expresión.

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} = \frac{W_s}{(\gamma_o \times V_s)}$$

Donde:

S_s ._ Densidad de sólidos.

γ_s ._ Peso específico del suelo.

γ_o ._ Peso específico del agua.

W_s ._ Peso del suelo seco.

V_s ._ Volumen del suelo seco.

Valores de los pesos específicos relativos de algunos suelos.

Ss	Suelo.
2.64-2.66	Arena de cuarzo.
2.67-2.73	Limo.
2.70-2.90	Arcilla.
2.65-2.73	Loes.
1.30-1.9	Turba.

Compacidad relativa (Cr)._ Esta compacidad relativa presenta de acuerdo a los diferentes grados de compactación de un suelo, tendencias a ser mas grande mientras dicho suelo sea mas compacto, siendo obviamente no mayor del 100%. Para poder medir la compacidad relativa de una masa de suelo TERZAGHI introdujo una relación empírica determinable en laboratorio.

En función de las relaciones de vacíos; máxima, mínima y natural de la masa de suelo que se tenga en estudio.

$$Cr = \left(\frac{e_{max} - e_{nat}}{e_{max} - e_{min}} \right) \times 100 \quad e_{nat} = e = \frac{S_s \times V_m \times \gamma_o}{W_s} - 1$$

Donde:

e_{max} ._ Relación de vacíos del suelo en su estado mas suelto.

e_{min} ._ Relación de vacíos del suelo en su estado mas compacto.

e_{nat} ._ Relación de vacíos del suelo en su estado natural.

Generalmente la compacidad relativa se expresa en porcentaje, la compacidad relativa de un suelo resulta de gran utilidad en la prevención de su posible comportamiento. Las arenas muy finas pasan a su estado mas suelto cuando tienen presencia de agua, lo contrario en las arcillas y de otros suelos cohesivos el grado de densidad depende en forma primordial de las cargas que en los



mismos han soportado y en algunos casos, de la velocidad con que las cargas fueron aplicadas sobre ellos. Los valores establecidos de e (relación de vacíos). Se determinan en laboratorio de acuerdo con los procedimientos establecidos en las normas ASTM de la American Society for Testing and Materials. (1997, Designación de la prueba. D-4254). La compacidad relativa también se puede expresar en función de los pesos específicos del suelo, quedando la ecuación de la siguiente manera.

$$Cr = \left(\frac{\gamma_d - \gamma_d (\min)}{\gamma_d (\max) - \gamma_d (\min)} \right) \times \frac{\gamma_d (\max)}{\gamma_d} \times 100$$

Donde:

γ_d _Peso específico seco *in situ*.

$\gamma (\max)$ _Peso específico seco en el estado mas denso; es decir, cuando la relación de vacíos (e) es mínima.

$\gamma (\min)$ _Peso específico seco en el estado mas suelto, es decir, cuando la relación de vacíos (e) es máxima.

Los valores de la compacidad relativa varían para cada conformación del suelo.

Granulometría en suelos. La granulometría es la parte de la mecánica de suelos que estudia lo referente a las formas y distribución de tamaños de las partículas que constituye el suelo. En las formas equidimensionales se acostumbra subdividir en muy redondeadas, redondeadas, subredondeadas, subangulares y angulares. En suelos con características de este ultimo tipo (angulares), existe una mayor trabazón entre las partículas, lo cual hace posible una mayor resistencia a comparación de suelos que están constituidos por partículas con forma subredondeada o redondeada.

Suelos Gruesos. _ El análisis granulométrico solo tiene sentido efectuarlo en suelos gruesos, o sea aquellos en que el rango de tamaño varía entre 0.074 y 76.2mm. La experiencia nos indica que los suelos gruesos bien graduados, o sea con amplia gama de tamaños, tienen un comportamiento mecánico e hidráulico más favorable que los suelos de granulometría muy uniforme o uniforme. La medición en el tamaño de los granos de un suelo puede efectuarse de la siguiente manera:

A) _Análisis Directo. _ Este tipo de medición puede hacerse en partículas de un suelo de 3 pulgadas de tamaño con aparatos de precisión manuales. (Vernier).

B) _ Análisis por mallas. _ Un análisis granulométrico por mallas se efectúa tomando una cantidad medida de suelo seco, bien pulverizado y pasándolo a través de una serie de mallas cada vez *más* pequeñas *y* con una charola en el fondo.

La cantidad de suelo retenido en cada malla mide *y* el por ciento acumulado de suelo que pasa a través de cada malla es determinado. Este porcentaje es generalmente denominado el "porcentaje que pasa". La tabla 4.5 contiene una lista de los números de mallas usadas en Estados Unidos y el

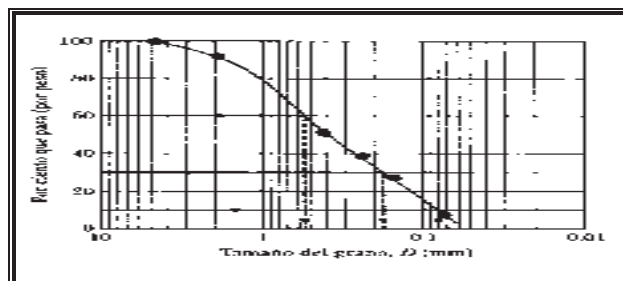


correspondiente tamaño de sus aberturas. Estas mallas se usan comúnmente para el análisis de suelos con fines de clasificación.

El porcentaje que pasa por cada malla, determinado por un análisis granulométrico por mallas, se grafica sobre papel semilogarítmico, como muestra la figura 4.6. Note q el diámetro del grano D se grafica sobre la *escala* logarítmica y el porcentaje que pasa se grafica sobre la *escala aritmética*. Este método de medición por mallas es muy utilizado para clasificar suelos gruesos, sin embargo, pueden presentarse problemas para que pasen las partículas por las mallas mas finas. Cuando esto sucede, se usa el procedimiento de la vía húmeda, o sea, lavar el material para que pueda pasar. Lógicamente, se aumenta el peso del suelo por lo que la muestra obtenida se deposita en un recipiente refractario, se espera a que sedimenten las partículas y por medio de un sifón se extrae el máximo de agua posible hasta dejar una ligera capa de agua que luego se procede secar en un horno.

Malla No.	Abertura (mm).	Malla No.	Abertura (mm).
3"	4.750	4	4.750
2 1/2"	3.350	6	3.350
2"	2.360	8	2.360
1 1/2"	2.000	10	2.000
1 1/4"	1.180	16	1.180
1"	0.850	20	0.850
3/4"	0.600	30	0.600
1/2"	0.425	40	0.425
1/4"	0.300	50	0.300
		60	0.250
		80	0.180
		100	0.150
		140	0.106
		170	0.088
		200	0.075
		270	0.053

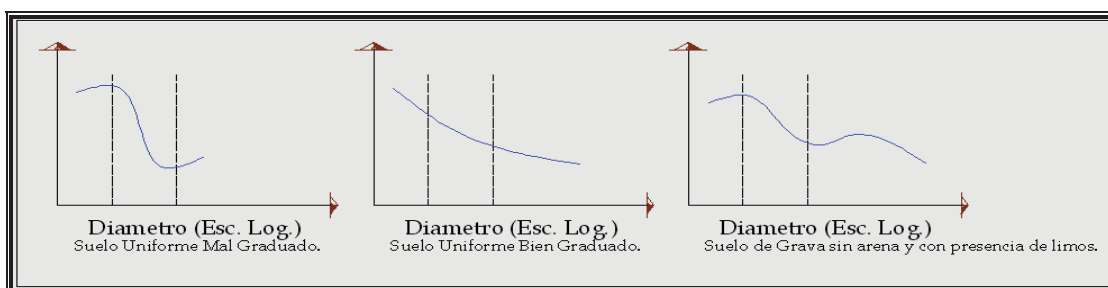
(Tabla 4.5)._ Graduación de mallas para obtener el análisis granulométrico.



(Tabla 4.6)._ Grafico obtenido en la prueba de granulometría.

La distribución de una gran variedad de tamaños de las partículas que constituye el suelo, como se comento anteriormente, tiene un mejor comportamiento ingenieril que en un suelo en el cual no existe esta distribución; por ejemplo, para una carga que actué sobre dos suelos uno bien graduado y otro uniforme, se tendrá menos concentración de esfuerzos en el suelo bien graduado que en el uniforme, ya que en el suelo bien graduado, los huecos que existen entre estas ultimas los ocupan otras todavía mas pequeñas, y así sucesivamente, lo que no sucede en el suelo uniforme, lo que disminuye su capacidad de carga; si suponemos un mismo origen geológico para los granos que constituyen ambos suelos.

Por lo anteriormente dicho, nos damos cuenta que de acuerdo a la distribución de partículas de un suelo se pueden inferir cierta información a nivel cualitativo para un suelo grueso, esta información aunada a la compacidad relativa y otros elementos, nos sirve como base para determinar las características mecánicas e hidráulicas de estos suelos. La distribución de tamaño de las partículas constitutivas de un suelo grueso se expresa gráficamente mediante una curva de distribución granulométrica. Como la que se mostró en la figura anterior. Entonces, una curva de distribución granulométrica nos indica en general el tamaño de los granos y la buena o mala graduación de estos. En la figura 4.7 se curvas de distribución granulométrica en función de la distribución de tamaño de partícula de los suelos.



(Tabla 4.7)._ Tipos de distribución granulométrica en suelos.

A partir de la curva de distribución granulométrica pueden obtenerse dos importantes indicadores que caracterizan a un suelo. Estos parámetros son: el coeficiente de uniformidad y el coeficiente de curvatura. Se calculan de forma empírica mediante las siguientes expresiones.

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

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

Cu._ Coeficiente de Uniformidad. Cc._ Coeficiente de Curvatura.

D10._ Es el diámetro efectivo, o sea el diámetro que corresponde a las partículas cuyo tamaño es mayor o igual, que el 10% en peso del total de partículas de un suelo.

D30._ Es el diámetro de partículas; cuyo tamaño es mayor o igual que el 30% en peso total de partículas.

D60._ Es el diámetro de partículas cuyo tamaño es mayor o igual que el 60% del peso total de las partículas.

El coeficiente de uniformidad (Cu) representa la extensión de la curva de distribución granulométrica, es decir, a mayor extensión de esta curva, se tendrá una mayor variedad de tamaños, lo que es propio de un suelo bien graduado; generalmente esto se cumple en arenas para un $Cu \geq 6$, y en gravas con un $Cu \geq 4$. El coeficiente de curvatura (Cc) trata de indicarnos una curva granulométrica constante, sin escalones; esto se cumple tanto en arenas como gravas para cuando $1 \leq Cc \leq 3$. Por lo tanto, ambos coeficientes de Uniformidad y Curvatura sirven para indicarnos de una manera práctica y sencilla en el laboratorio cuando un suelo se encuentra bien graduado o mal graduado. Algunas aplicaciones prácticas de la curva de distribución granulométrica son entre otras, la determinación de bancos de préstamo para la construcción de cortinas de tierra en la zona de



transición y respaldo, en la base y sub base que forman parte del cuerpo geométrico de las carreteras, en el agregado pétreo para la fabricación de concreto hidráulico y asfáltico etc.

Suelos Finos. Algunas veces puede ser necesario determinar la granulometría de los suelos finos (menores a 0.074mm) por lo que el análisis por mallas resulta complicado, para poder obtener este análisis se utiliza el análisis por sedimentación empleando el método de hidrómetro. El análisis granulométrico con el hidrómetro se basa en el principio de sedimentación de las partículas de suelo en agua. Para esta prueba se usan 50 gramos de suelo seco pulverizado. Un agente defloculante se agrega siempre al suelo. El defloculante más usado mas usado para el análisis granulométrico con el hidrómetro es 125cc de solución al 4% de exametafosfato de sodio. Se deja que el suelo se sature por lo menos 16 horas en el defloculante. Después de este periodo de saturación se agrega agua destilada y la mezcla suelo-agente defloculante es agitada vigorosamente. La muestra se transfiere a una probeta de 100 ml. Se agrega mas agua destilada a la probeta hasta la marca de 1000ml y luego la mezcla es agitada vigorosamente.

Un hidrómetro se coloca dentro de la probeta para medir generalmente durante un periodo de 24 horas, la densidad de sólidos de la suspensión suelo-agua en la vecindad del bulbo (figura 1.2). Los hidrómetros están calibrados para mostrar la cantidad de suelo que esta aun en suspensión en cualquier tiempo dado (t). El diámetro máximo de las partículas de suelo aun en suspensión en el tiempo (t) se determina mediante la ley de Stokes.

D. Diámetro de la partícula.

G_s. Peso específico de los sólidos del suelo.

η. Viscosidad del agua

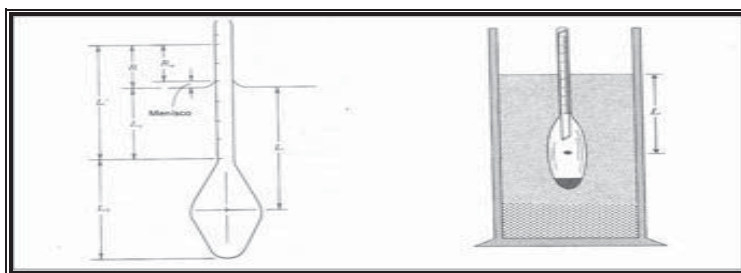
γ_w. Peso específico del agua.

L. Longitud efectiva (es decir, longitud medida de la superficie del agua en la probeta al centro de gravedad del hidrómetro.

t. Es el valor del tiempo.

$$D = \sqrt{\frac{18 \eta}{(G_s - 1) \gamma_w}} \times \sqrt{\frac{L}{t}}$$

Las partículas de suelo con diámetros mayores que son calculados con la ecuación anterior (Ley de Stokes), se habrán asentado más allá de la zona de medición. Así con las lecturas tomadas en tiempos diferentes en el hidrómetro, el porcentaje de suelo mas fino que un diámetro dado D puede calcularse y preparase una grafica de la distribución granulométrica. Los procedimientos de cribado e hidrométrico pueden combinarse para un suelo que tenga granos finos y gruesos. En la figura 4.8 se muestra el diagrama con las dimensiones del hidrómetro.



(Tabla 4.8). Hidrómetro utilizado en la granulometría por Sedimentación.



Plasticidad en Suelos._ Se debe que todos los materiales, inclusive los mas rígidos de la naturaleza son deformables, existiendo cuerpos con comportamiento elástico (o aquellos que al aplicarles una carga sufren deformación con tendencias o posibilidades de recuperar su forma) o bien con el comportamiento plástico (cuerpos a los que al aplicarles una carga no recuperan la forma original cuando este se les retira). Así pues, se conoce como plasticidad de un cuerpo a la capacidad o propiedad de un material por lo cual es capaz de soportar deformaciones sin “sin rebote” elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse.

Estados y Límites de Consistencia._ Se han desarrollado hasta la fecha varios criterios para medir la plasticidad de las arcillas; sin embargo, el mas aplicado es el de Atterberg, quien hizo notar que la plasticidad no es una propiedad permanente en las arcillas, sino puramente circunstancial y dependiente de su contenido de agua. Cuando un suelo arcilloso se mezcla con una cantidad excesiva de agua, este puede fluir como un semilíquido. Si el suelo es secado gradualmente, se comportara como un material plástico, semisólido o sólido, dependiendo de su contenido de agua.

Según Atterberg existen diferentes estados de los suelos finos en función de su contenido de agua, llamados estados de consistencia. En la tabla 4.9 se muestran dichos estados.

ESTADO DE CONSISTENCIA	LIQUIDO	SEMILQUIDO	PLASTICO	SEMISOLIDO	SOLIDO
Propiedades y Carácter del Suelo	Suspensión	Comportamiento de un fluido viscoso	Comportamiento plástico	Disminución del volumen al perder humedad (contracción)	No disminuye volumen al secarse
Límite Líquido (LL) Límite Plástico (LP) Límite de Contracción (LC) Índice de Plasticidad $I_p = LL - LP$					

(Tabla 4.9)._ Estados de consistencia de los suelos.

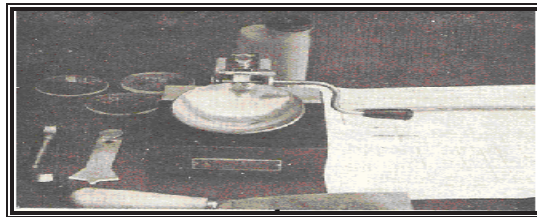
Para establecer las fronteras entre estos, el mismo Atterberg estableció las primeras convenciones para ello, nombrándolos límites de consistencia, siendo los más importantes los siguientes.

Límite Líquido (LL)._ Es el contenido de agua de un suelo fino para el cual este tiene la resistencia al esfuerzo cortante de 25grs/cm². Su valor se determina en el laboratorio utilizando el método de la Copa de Casagrande (Método empírico), que consiste en colocar una mezcla homogénea del suelo que se desea clasificar, dentro de la copa y enrasarlo, haciendo seguidamente con un ranurador una pequeña ranura y después, mediante una pequeña leva la copa se levanta y cae repentinamente, repitiendo el procedimiento varias veces hasta que cierre la ranura. La determinación del límite líquido se hace mediante tanteos, es decir, se efectúa una prueba en la copa de casagrande y cuando se cierra la ranura hecha en la muestra de suelo, (Aproximadamente media pulgada) entonces, nos encontramos en el límite liquido. Se acostumbra a repetir el procedimiento 4 veces de modo, que dos determinaciones sean de mas 25 golpes y dos estén por debajo de dicho numero; si se llevan los resultados de cada prueba a una grafica en donde el contenido de agua en (%) se representa en el eje de las ordenadas y el numero de golpes (N) en el de las abscisas (en escala logarítmica) se encontrara que los puntos obtenidos pueden casi unirse por una recta. Entonces para



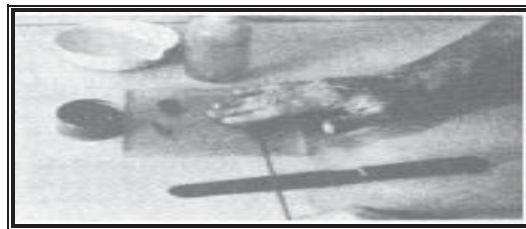
encontrar LL del suelo en cuestión bastara encontrar el valor correspondiente al contenido de agua para los 25 golpes en la curva de fluidez.

En la figura 4.10 se puede apreciar el dispositivo para la obtención del límite líquido. Para el análisis del límite líquido en laboratorio es importante tener conocimiento de la realización de la prueba. Ya que los valores dados resultan empíricamente, para el uso del dispositivo de la copa de casagrande; será importante tener los conocimientos de calibración y uso del dispositivo como marca la normativa correspondiente.



(Tabla 4.10)._ *Copa de Casagrande.*

Límite Plástico (LP)._ Es el contenido de agua según el cual el suelo comienza a perder sus propiedades plásticas para pasar a un estado semisólido. Su determinación se lleva a cabo en el laboratorio colocando aproximadamente un cm³ de mezcla agua-suelo sobre un vidrio pulido empezando a formar rollitos de ella con los dedos de diámetro de 3mm, al seguir girando dichos rollitos estos empiezan a agrietarse, se dice que se esta llegado al limite plástico, que se determina obteniendo rápidamente su contenido de agua. En la figura 4.11 se pueden apreciar la realización del límite plástico de un suelo.



(Tabla 4.11)._ *Determinación del límite plástico en el laboratorio.*

Límite de Contracción (LC)._ Cuando en suelo pierde agua, normalmente su volumen disminuye y esto se debe principalmente a las fuerzas de tensión capilar que son producidas por el agua intersticial. El limite de contracción es el contenido de agua a partir del cual el volumen del suelo permanece constante aunque la humedad disminuya. Este limite suele manifestarse visualmente por un cambio de tono de color oscuro a mas claro al irse secando el suelo gradualmente. Los limites anteriormente mencionados son importantes para describir la plasticidad de una arcilla; al rango de contenidos de agua para los cuales un suelo se comporta plásticamente se le conoce como índice de plasticidad, parámetro que numéricamente es igual a la diferencia del limite liquido y el limite plástico.

$$Ip = LL - LP$$



Conforme aumenta el límite líquido, los suelos se vuelven más compresibles; en la tabla 4.12 se muestran valores representativos de los límites líquido y plástico para varios minerales y suelos arcillosos. Sin embargo, los límites de atterberg para varios suelos varían considerablemente.

Tipo de suelo.	LL (%).	LP (%).
Caolinita.	35-100	25-35
Ilita	50-100	30-60
Arcilla azul de Boston.	40	20
Arcilla de la Ciudad de México.	500-300	60-140
Arcilla de la Ciudad de Morelia.	50-100	20-40

(Tabla 4.12)._ Valores de Limite Liquido y Limite Plástico.

Puede presentarse el caso en que dos suelos tengan los mismos límites de plasticidad o el mismo índice plástico, pero distintas curvas de fluidez; cuando esto suceda el suelo cuya curva sea la mas tendida, tendrá una mayor resistencia en el límite plástico o tenacidad cerca del límite plástico, definiéndose a esta como la resistencia que tiene el suelo a la deformación.

Índice de Fluidez (Fw)._ Es la pendiente de la curva de flujo, es decir, la variación del contenido de agua para un ciclo de la escala logarítmica con que se mide el número de golpes.

$$F_w = \left[\frac{w_2 - w_1}{\log \left(N_1 / N_2 \right)} \right]$$

Índice de Tenacidad (Tw)._ Este índice no es muy útil para establecer una diferenciación adicional en lo que se refiere a las características plásticas de un suelo; su valor generalmente varia entre 1 y 3 y rara vez alcanza valores de 5 o menores a 1. El índice de tenacidad se calcula mediante la expresión siguiente.

$$T_w = \frac{I_p}{F_w}$$

Índice de Liquidez (IL)._ Este índice define la posición del suelo dentro del rango plástico y se expresa como se indica.

$$IL = \frac{w - Lp}{Ip}$$

Donde los valores de las expresiones anteriores se enuncian a continuación:

W1, W2._ Contenido de agua para un ciclo en la curva de fluidez.

N1, N2._ Numero de golpes en la copa de Casagrande en un ciclo de la escala logarítmica en la curva de fluidez del suelo.

Ip._ Índice de plasticidad.

Lp._ Límite plástico del suelo.



w. Contenido de humedad natural del suelo.

El índice de liquidez tiende a cero cuando el contenido de agua del suelo esta cerca del limite plástico, y cuando tiende a uno esta cerca del limite liquido.

Permeabilidad en Suelos. Es la capacidad de un material para permitir que un fluido lo atraviese sin alterar su estructura interna. Se dice que un material es permeable si deja pasar a través de él una cantidad apreciable de fluido en un tiempo dado, e impermeable si la cantidad de fluido es despreciable. La velocidad con la que el fluido atraviesa el material depende de tres factores básicos:

A). La porosidad del material.

B). La densidad del fluido considerado afectada por su temperatura.

C). La presión a que esta sometido el fluido.

Para ser permeable un material debe ser poroso, es decir, debe contener espacios vacíos o poros que le permitan absorber fluido. A su vez tales deben estar interconectados para que el fluido disponga de caminos a través del material. El agua en el suelo puede clasificarse en tres categorías, dependiendo de la movilidad dentro del el:

Agua Absorbida. Esta agua esta ligada a las partículas del suelo por fuerzas de origen eléctrico.

Agua Capilar. Esta agua cuyo flujo presta gran importancia en algunas cuestiones de mecánica de suelos, se encuentra por arriba del nivel de aguas freáticas (N.A.F.).

Agua Libre o Gravitacional. Esta agua puede moverse por el interior de la masa de un suelo por efecto de la gravedad terrestre. Sin otro obstáculo que el que le impone su viscosidad y la trama estructural del suelo. El agua en el suelo encuentra su escurrimiento natural. En mecánica de suelos e ingeniería de cimentaciones se debe saber cuanta agua fluye a través del suelo en un tiempo unitario. Este conocimiento se requiere para diseñar presas de tierra, determinar la cantidad de infiltración bajo estructuras hidráulicas y para desaguar antes y durante la construcción de cimentaciones. Darcy (1856) propuso la siguiente ecuación para calcular la velocidad de flujo de agua a través de un suelo.

$$V = K \times i$$

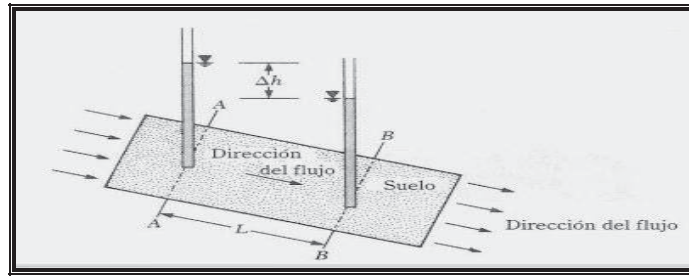
Donde:

V. Velocidad de Darcy (cm/seg).

K. Permeabilidad hidráulica del suelo (cm/seg).

i. Gradiente Hidráulico. (Adimensional).

El gradiente hidráulico se define como $i = \Delta h / L$ en la figura 4.13, se puede apreciar el calculo del gradiente hidráulico en suelos.



(Tabla 4.13)._ Gradiente hidráulico.

La ley de Darcy es válida para un amplio rango de suelos. Sin embargo, con materiales como grava limpia y en un pedraplen de tamaño uniforme, esta ley no funciona debido a la naturaleza turbulenta del flujo a través de ellos. El valor de la permeabilidad hidráulica en los suelos varía considerablemente. El coeficiente de permeabilidad de un suelo es un dato cuya determinación correcta es de fundamental importancia para la formación del criterio del proyectista en algunos problemas de mecánica de suelos y, en muchos casos, para la elaboración de cálculos. El régimen del flujo se dice que es laminar cuando las líneas de flujo permanecen sin juntarse entre sí, excepción hecha del efecto microscópico de mezcla molecular; cuando las líneas de flujo se entremezclan y dan lugar a turbulencias características se dice que el flujo es turbulento dentro de la masa de suelo. Hay varios procedimientos para la determinación de la permeabilidad de los suelos; unos directos, así llamados porque se basan en pruebas cuyo objetivo fundamental es la medición de tal coeficiente; otros son indirectos, proporcionados, en forma secundaria, por pruebas y técnicas que primariamente persiguen otros fines. A continuación se describen los métodos ya mencionados.

Métodos directos._

- 1._ Permeámetro de carga constante.
- 2._ Permeámetro de carga variable.
- 3._ Prueba directa de los suelos en el lugar.

Métodos indirectos._

- 1._ Cálculo a partir de la curva granulométrica.
- 2._ Cálculo a partir de la prueba de consolidación.
- 3._ Cálculo con la prueba horizontal de capilaridad.
- 4._ Cálculo utilizando redes de flujo.

En los métodos descritos anteriormente en el caso de los directos se puede determinar el coeficiente de permeabilidad con bastante aproximación en laboratorio. En el caso de los métodos indirectos, no se ha podido establecer una relación confiable entre el coeficiente de permeabilidad y la curva granulométrica de un suelo. Para arenas finas, Allen Hazen obtuvo ya en 1922 su famosa relación que a continuación se describe:

$$K = C (D_{10})^2$$

Donde:

K._ Es el valor del coeficiente de permeabilidad. (cm/seg).



C._ Coeficiente adimensional propuesto por Hazen.

D._ Es el diámetro efectivo correspondiente al 10%.

Esta expresión es una manera burda de establecer la magnitud del coeficiente de permeabilidad en arenas de tamaño mediano a grueso, con las cuales Hazen trabajo para obtener su relación, y nunca como algo que sustituya las pruebas de laboratorio cuando se requiera una precisión razonable. El valor de C en la expresión anterior vario entre 41 y 146 en las pruebas de Hazen, y un valor de 120 suele mencionarse como promedio aceptable para el manejo de la formula.

La composición mineralógica de las arcillas influye mucho en la permeabilidad de los suelos, a causa de las atmósferas de absorción que se forman en torno a los cristales de mineral, adheridas muy fuertemente a estos y que contribuye a dificultar el flujo de agua.

La estructuración de los suelos también afecta su permeabilidad. En suelos muy finos, son minerales de forma laminar, el hecho que exista una estructura floculada o dispersa es importante, pues en el segundo caso se tienen permeabilidades muchos mayores en la dirección paralela a las caras alineadas de las partículas, produciéndose así una fuerte anisotropía en la distribución de permeabilidad dentro de la masa de suelo.

Estos fenómenos plantean muy frecuentemente en suelos compactados, en los que la estructura que se obtiene es floculada o dispersa, según el procedimiento de compactación que se emplee. En la siguiente tabla 4.14 se muestra propuesta por A. Casagrande y R. E. Fadum, aparecen las interrelaciones entre el coeficiente de permeabilidad, los tipos de suelo y los métodos de prueba aplicada en cada caso. El valor del coeficiente de permeabilidad se ha puesto en escala logarítmica, debido a que el intervalo completo de valores que se maneja en mecánica de suelos oscila entre $10 \text{ E } 2$ a valores de $10 \text{ E } -9 \text{ cm/seg}$ en la permeabilidad de los suelos.

Practica todos los suelos de granos finos, el valor de k depende en gran parte del porcentaje de elementos en forma de escamas y de otros factores que no dependen de la relación de vacíos. Si un suelo es micáceo o contiene elementos finos o muy finos, la relación entre el coeficiente de permeabilidad y la relación de vacíos pueden ser establecida solo por medio de ensayos directos, ejecutando por lo menos tres ensayos de permeabilidad en tres probetas de un suelo con relaciones de vacíos muy diferentes.



COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD "K" en cm. por seg. (escala log.)										
	10 ²	10 ¹	1.0	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷
Propiedad de Drenaje			Buen Drenaje					Mal Drenaje		Prácticamente Impermeables
Aplicación en Presas de Tierra y Diques			Secciones Permeables de Presas y Diques					Secciones Impermeables de Presas de Tierra y Diques		
Tipos de Suelos	Grava Limpia		Arenas Limpias Mezclas de Grava y Arena Limpias				Arenas muy Finas, Limos Orgánicos e Inorgánicos, Mezclas de Arena, Limo y Arcilla, Morena Glacial, Depósitos de Arcilla Estratificados, etc.			Suelos "Impermeables", vg. Arcillas Homogéneas abajo de la zona de in- temperismo
							"Suelos Impermeables" que han sido modificados por los efectos de la vegetación y del intemperismo.			
Determinación Directa del coeficiente de permeabilidad			Prueba Directa de los Suelos en su Posición Original (vg. Pozos de bombeo) Confiable si se conduce apropiadamente. Requiere Considerable Experiencia.							
			Permeámetro de Carga Constante Requiere poca Experiencia							
							Permeámetro de Carga Variable Rango de Permeabilidad inestable Requiere Mucha Experiencia para una Correcta Interpretación			Acceptable Requiere Considerable Experiencia
Determinación Indirecta del coeficiente de permeabilidad			Cálculo de la distribución granulométrica, (vg. Fórmula de A. Hazen) Aplicable únicamente a Gravas y Arenas Limpias sin cohesión							
							Prueba Horizontal de Capilaridad Requiere Muy Poca Experiencia. Especialmente Util para la Prueba Rápida de un gran Número de Muestras en el Campo sin Equipo de Laboratorio			Cálculos de los Pruebas de Consolidación Equipo de Laboratorio Costoso Requiere considerable ex- periencia.

(Tabla 4.14). _ Tabla indicadora de valores del coeficiente de permeabilidad. (K).

V._CLASIFICACION DE SUELOS.

Los suelos con propiedades similares se clasifican en grupos y subgrupos basados en su comportamiento ingenieril. Los sistemas de clasificación proporcionan un lenguaje común para expresar en forma concisa las características generales de los suelos, que son infinitamente variadas sin una descripción detallada. Actualmente, dos sistemas de clasificación que usan la distribución por tamaño de grano y plasticidad de los suelos son usados comúnmente por los ingenieros civiles. Estos son el sistema AASHTO lo usan principalmente los departamentos de caminos estatales esencial para las vías terrestres. El otro sistema es el SUCS. Utilizado para la clasificación del suelo desde el punto de vista estructural. A continuación se hace mención de cada uno de estos sistemas. Un Sistema de Clasificación de los Suelos es una agrupación de éstos con características semejantes. El propósito es estimar en forma fácil las propiedades de un suelo por comparación con otros del mismo tipo, cuyas características se conocen. Son tantas las propiedades y combinaciones en los suelos y múltiples los intereses ingenieriles, que las clasificaciones están orientadas al campo de ingeniería para el cual se desarrollaron.

Sistema AASHTO.

El sistema de clasificación de suelos ASSHTO fue propuesto originalmente por el Highway Research Board's Comité sobre la clasificación de materiales para subrasantes y caminos de tipo granular (1945). De acuerdo con lo actual forma de este sistema, los suelos pueden clasificarse según 8 grupos principales, del A-1 al A-8, en base a su distribución granulométrica, limite líquido e índice de plasticidad. Los suelos comprendidos en los grupos A-1, A-2 y A-3 son materiales de grano grueso y aquellos en los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7 son de grano fino. La turba, el lodo y otros suelos altamente orgánicos quedan clasificados en el grupo A-8. Estos son identificados por inspección visual.



Materiales de lodo y arcilla (Más del 35% de la muestra total pasa por la malla no. 200)				
Clasificación general				
Clasificación del grupo	A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5 ^a A-7-6 ^b
Análisis por cribas (%)				
Malla no. 10				
Malla no. 40				
Malla no. 200	36 mín	36 mín	36 mín	36 mín
Para la fracción que pasa la malla no. 40				
Límite líquido (<i>LL</i>)	40 máx	41 mín	40 máx	41 mín
Índice de plasticidad (<i>PI</i>)	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín
Tipo usual de material	Principalmente suelos limosos		Principalmente suelos arcillosos	
Calificación de la capa	Regular a pobre			
^a Si $PI \leq LL - 30$, es un A-7-5.				
^b Si $PI > LL - 30$, es un A-7-6.				

(Tabla 5.1)._ Sistema de clasificación ASSHTO.

Sistema SUCS.

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. (SUCS). Fue originalmente propuesto por A. Casagrande en 1942 y después revisado y adoptado por el Bureau of Reclamation de Estados Unidos y por el cuerpo de ingenieros. Este sistema se usa prácticamente en todo trabajo de geotecnia.

Dentro de los suelos gruesos, el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, considera a cada grupo representándolo con dos letras mayúsculas, que son las iniciales de los nombres ingleses de los suelos más típicos, tal como a continuación se indica.

Símbolo.	Significado.
G	Gravas
S	Arenas y Suelos Arenosos.

Las gravas y arenas se separan en la malla No 4 (4.76mm) por lo que el suelo pertenecerá al grupo G si mas del 50% de su fracción gruesa (o sea retenida en la malla No 200) no pasa la malla No 4, y si sucede lo contrario, el suelo formara parte del grupo S. Las gravas y arenas dan lugar a la siguiente clasificación, dependiendo de las características de limpieza y graduación y porcentaje de finos de cada grupo como se indica a continuación.

Símbolo.	Característica.
W	Material limpio de finos, bien graduado.
P	Material limpio de finos, mal graduado.
M	Material con finos no plásticos.
C	Material con finos plásticos.



Los anteriores símbolos procedidos del de la grava (G) o arena (S) dan lugar a los grupos que a continuación se mencionan, todos considerados gruesos:

Grupo GW y SW._ Suelos bien graduados y con pocos finos o bien limpios, de tal manera que, en la práctica, el contenido de finos sea menor del 5% en peso. Para considerar una arena bien graduada, el coeficiente de uniformidad será mayor que 6, y el de curvatura entre 1 y 3; para una grava, el coeficiente de Uniformidad debe ser mayor que 4 y el coeficiente de curvatura debe de estar comprendido también entre 1 y 3.

Grupo GP y SP._ Este tipo de suelos siendo mal graduados, son de apariencia uniforme o presentan predominio de un tamaño faltando algunos intermedios. Deben de satisfacer los requisitos señalados para los grupos GW y SW, pero no cumplen en lo referente a los índices de graduación.

Grupo GM y SM._ Dentro de estos suelos, la proporción de finos afecta las principales características mecánicas (resistencia, esfuerzo-deformación, drenaje) de la parte gruesa. Normalmente esto ocurre para porcentajes de finos superiores al 12%. La plasticidad de estos finos es nula o media situándose bajo la línea A de la Carta de Plasticidad o bien con un índice de plasticidad menor que 4.

Grupo GC y SC._ Igual que en los grupos GM y SM, el contenido de finos para estos grupos debe ser mayor al 12% en peso; pero sin embargo, los finos para estos suelos son de meda a alta plasticidad, localizándose sobre la línea A con un índice plástico mayor que 7.

A los suelos gruesos con contenidos entre el 5% y el 12% en peso, así como a los suelos cuyo material no cae claramente dentro del grupo, el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos les asigna un símbolo doble por considerarse casos de frontera.

A los suelos finos, el sistema también considera a los suelos reuniéndolos en grupos formados por dos letras mayúsculas, elegidas con un criterio similar al usado para los suelos gruesos, tal como ya fue explicado anteriormente, al hacerse referencia a la llamada carta de plasticidad, obteniéndose las siguientes divisiones.

Símbolo.	Característica.
M	Limos Inorgánicos.
C	Arcillas Inorgánicas.
O	Limos y Arcillas orgánicas.

Estos tres tipos se subdividen a su vez, de acuerdo a su límite líquido, en dos grupos; si el LL es menor de 50%, se les añade al símbolo genérico la letra L (Low compressibility), que representa a suelos de compresibilidad media o baja. A los suelos finos con un límite líquido mayor que el 50 %, o sea suelos de alta compresibilidad, se les agrega tras el símbolo genérico la letra H (High compressibility).

Los suelos que contienen una gran cantidad de elementos orgánicos, suelos usualmente fibrosos tales como turbas y suelos pantanosos, que resultan ser altamente compresibles, se considera



dentro de un grupo independiente con símbolo Pt. A continuación se describen los distintos grupos de suelos finos, en una forma más detallada, haciendo principal referencia a su localización dentro de la carta de plasticidad.

Grupo CL y CH._ A estos grupos pertenecen las arcillas inorgánicas. El grupo CL comprende a la zona sobre la línea A, definida por $LL < 50\%$ e $IP > 7\%$. El grupo CH corresponde a la zona arriba de la línea A, definida por $LL > 50\%$. Como ejemplo de este último grupo, se tienen las arcillas formadas por la descomposición química de cenizas volcánicas, tales como las arcillas del valle de México, que tiene valores del LL de hasta 500%.

Grupo ML y MH._ El grupo ML comprende la zona bajo la línea A, definida por $LL < 50\%$ y la porción de la línea A con índice plástico $IP < 4\%$; el grupo MH corresponde a la zona debajo de la línea A, definida por $LL > 50\%$. Dentro de estos grupos quedan comprendidos los limos típicos inorgánicos y limos arcillosos. Los tipos comunes de los limos inorgánicos y polvo de roca que comprenden un límite líquido menor que el 30% caen, al igual que los depósitos eólicos, dentro del grupo ML. Las tierras diatomáceas prácticamente puras suelen no ser plásticas, por más que el límite líquido pueda ser mayor que 100%, por lo que caen, aun estando mezcladas con otros suelos de partículas finas, dentro de los grupos ML o MH.

Grupo OL y OH._ A estos dos grupos las zonas correspondientes son las mismas que la de los grupos ML y MH, aunque cabe señalar que los suelos orgánicos siempre se encuentran en lugares próximos a la línea A.

Grupo Pt._ En suelos turbosos las pruebas de límites se ejecutan después de un completo premoldeo. El límite líquido en estos suelos suelen estar comprendidos entre 300% y 500%, quedando su posición dentro de la carta de plasticidad netamente debajo de la línea A.

Al igual que en los suelos gruesos, cuando un material fino no se define claramente en uno de estos grupos, se utilizarán para los símbolos dobles de frontera. Por ejemplo, el símbolo doble MH - CH representará un suelo fino con $LL > 50\%$ e índice plástico tal que el material quede situado prácticamente sobre la línea A. El SUCS no se concreta a ubicar al material dentro de uno de los grupos enumerados, sino que abarca, además, una descripción del mismo, tanto alterado como inalterado.

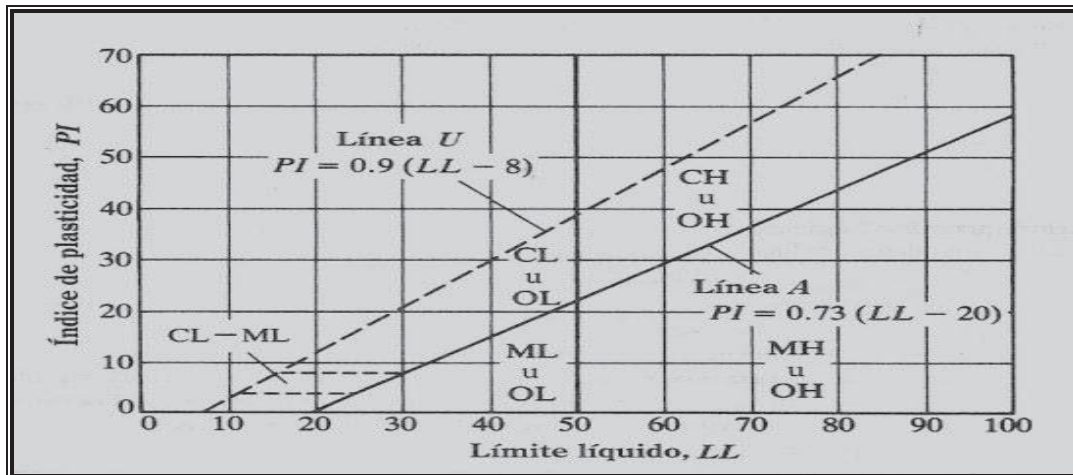
En los suelos gruesos, en general, deben proporcionarse los siguientes datos: nombre típico, porcentajes aproximados de grava y arena, tamaño máximo de las partículas, angulosidad y dureza de las mismas, características de su superficie, nombre local y geológico, etc, de acuerdo a la aplicación ingenieril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

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

Para los suelos finos se proporcionarán, en general, los siguientes datos: nombre típico, grado o carácter de su plasticidad, cantidad y tamaño máximo de las partículas gruesas, color del suelo húmedo, olor, nombre local y geológico, así como cualquier otra información descriptiva pertinente, de acuerdo a la aplicación que vaya a hacerse del material. Los suelos finos en estado inalterado



deberán agregar información relativa a su estructura, estratificación, consistencia en los estados inalterados y remoldeado, condiciones de humedad y características de drenaje. A continuación se muestra la carta de plasticidad (figura 5.2) propuesta por A. Casagrande para la identificación de suelos finos en laboratorio.



(Figura 5.2)._ Carta de Plasticidad.

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 situó; naturalmente, según ya se dijo, la experiencia juega un papel importante en la utilización que se pueda sacar de la clasificación. El sistema unificado hay criterios para la clasificación de suelos en laboratorio; estos criterios de tipo granulométrico y de investigación de características, de plasticidad. Las ventajas del sistema, se ofrecen criterios para la identificación en campo, es decir, en aquellos casos en que no se disponga de equipo de laboratorio para efectuarse las pruebas necesarias para una identificación estricta del suelo.



CAPITULO II.

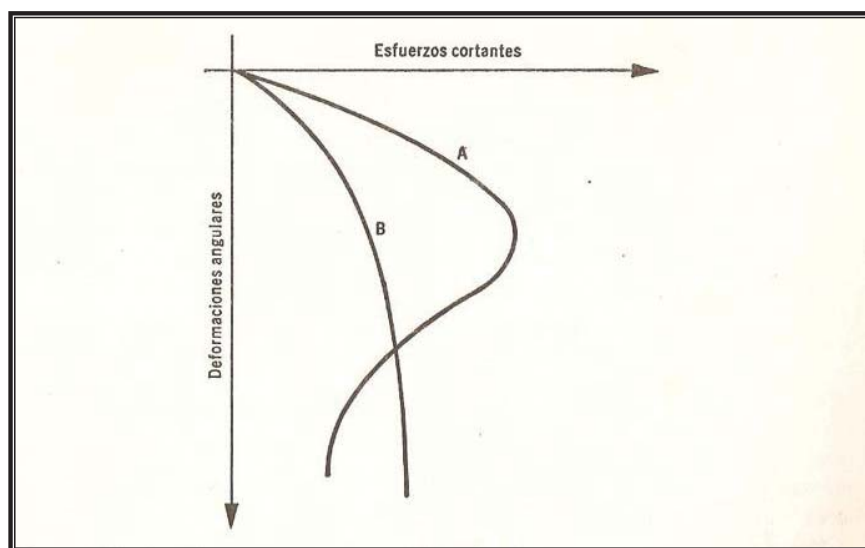
TEORIA DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN SUELOS.

- 1._Teorias de falla al corte en suelos.***
- 2._Resistencia al esfuerzo al cortante en suelos.***
- 3._Parametros de corte en suelos.***
- 4._Determinacion de los parámetros de corte.***

I. TEORIAS DE FALLA AL CORTE EN SUELOS.

El problema de la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos puede decirse que constituye uno de los puntos fundamentales dentro de la mecánica de suelos. En efecto una valoración correcta con esperanzas de éxito, cualquier aplicación de la mecánica de suelos al análisis de la estabilidad de las obras civiles. La mecánica de 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 MHOR-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 a 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 actual mecánica de suelos, es la causa de que prácticamente todos los problemas en que se involucra la resistencia de los suelos, se refiera a la resistencia, al esfuerzo cortante de estos.

Para establecer una teoría de falla cualquiera, es condición definir claramente lo que se entiende por falla, dentro de tal teoría. 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 este 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 y deformaciones angulares, como se ve en el esquema siguiente que se muestra a continuación. En la figura 2.1.



(Figura 1.1)._ Curvas esfuerzos cortantes-deformaciones angulares.

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 que 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 2 grupos que se definen como:



- 1._El que utiliza criterios dinámicos; es decir, que refiere la condición de falla a esfuerzos actuantes.
- 2._ 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 se presentan a continuación, correspondiente a diferentes autores:

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. Esta teoría ha sido condenada por los experimentos de Bridgman, que demostró que si un material se sujeta a deformaciones principales iguales según tres direcciones cartesianas ortogonales, aplicando alta presión hidrostática, no se produce en él ruptura ni flujo plástico y ello aunque las deformaciones producidas sean muy importantes.

De hecho, Bridgman demostró que el comportamiento de muchos materiales era casi perfectamente elástico bajo las altas presiones hidrostáticas usadas en los experimentos.

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

Teoría del máximo esfuerzo normal (Rankine).

Supone que la ruptura o el flujo plástico del material está determinado por el mayor esfuerzo principal y no depende de los otros esfuerzos principales.

Los mismos experimentos de Bridgman hacen ver a esta teoría como inadecuada, pues cuando los 3 esfuerzos principales son iguales, el material puede soportar muy grandes presiones, sin que se presente una condición de falla.

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.

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 representada por el esfuerzo cortante de falla, dista de ser constante en esos materiales.

Teoría de Coulomb:

En 1773 Coulomb estableció una teoría según la cual un material falla cuando el esfuerzo cortante actúa en un plano a su través alcanza un valor límite máximo.



Dentro de la teoría que también es atribuida a Navier se acepta que dicho esfuerzo cortante limite depende del esfuerzo normal actuante en el plano de falla y que existe una ley de variación lineal entre ambos tipos de esfuerzos.

Esta teoría se uso en épocas pasadas, en los comienzos de los estudios modernos de la mecánica de suelos.

Teoría de Mhor:

Esta teoría, debida a Otto mhor 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 Mhor como una función tanto del acomodo y forma del suelo, como del coeficiente de fricción entre ellas. La teoría de mhor no fija la hipótesis de variación lineal entre el esfuerzo normal y el cortante que definen la oblicuidad limite en la superficie critica; según esta teoría, dicha ley de variación representada en general por una curva. Esta teoría explica satisfactoriamente varios fenómenos de importancia en los materiales frágiles, como rocas, concretos y suelos.

La mecánica de suelos actual utiliza generalmente como criterio de falla lo que suele llamarse el criterio de mhor – Coulomb, con líneas de falla curvas. Se atribuye la falla al esfuerzo cortante y se acepta que este 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 Mhor –Coulomb, puede ser insuficientemente 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 pre consolidados, la generalización que representa el criterio de mhor es conveniente. Modernamente se han desarrollado otras teorías que toman en cuenta el esfuerzo normal principal intermedio. Estas teorías usan de los conceptos esfuerzo normal octaédrico y esfuerzo tangencial octaédrico, que corresponden respectivamente al promedio de los tres esfuerzos normales principales. Manejando estos dos conceptos en Forma similar a como se manejaron el esfuerzo cortante máximo y al esfuerzo normal en el plano de falla, pueden obtenerse teorías de falla análogas a las antes mencionadas, pero referentes a esfuerzos octaédricos,j. Así la teoría de Von Mises supone que existe un esfuerzo tangencial octaédrico límite constante que define la resistencia de los materiales.

Esta teoría coincide con la de Guest cuando el esfuerzo principal intermedio es igual a uno de los otros dos esfuerzos principales. La teoría de Von Mises no es tampoco aplicable a rocas, concreto o suelo y solo ha trabajado bien al ser aplicada a metales dúctiles.

Generalizaciones de esta teoría consideran al esfuerzo tangencial octaédrico límite como función del esfuerzo normal octaédrico, lo cual parece dar buen resultado para un mayor de materiales reales.

En el caso de los suelos, parece que uno de los mejores criterios de falla hoy disponibles es una generalización de las ideas de Mohr–Coulomb a un espacio cartesiano ortogonal de tres dimensiones.

II. RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS.

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. En efecto, una valoración correcta de ese concepto constituye un paso previo impredecible para intentar, con esperanzas de éxito, cualquier aplicación de la mecánica de suelos al análisis de la estabilidad de las obras civiles.

Esta es la razón por la que elaborar una doctrina completa y sistemática para poder analizar los suelos expuestos a estos parámetros de resistencia. En muchos laboratorios de ingeniería de suelos se trabaja hoy en día con los parámetros establecidos de hace años por lo que es necesario, abrir nuevos campos de investigación y poner en práctica las teorías expuestas en la actualidad (esfuerzo-deformación en los suelos). Y poder obtener mejores resultados en el análisis y comportamiento de los suelos solicitados a cargas de servicio. En sus diferentes tipos de estados ya se inalterados e remodelados.

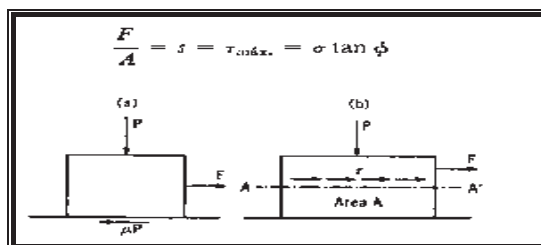
Reseña histórica. el primer trabajo en que seriamente trato de explicarse la génesis de la resistencia de los suelos es debido al conocido físico e ingeniero francés CHARLES A. COULOMB. La primera idea de COULOMB consistió en atribuir a la fricción entre las partículas del suelo la resistencia al corte del mismo y en extender a este orden de fenómenos las leyes que siguen la fricción entre cuerpos, según la mecánica elemental. Es sabido que si un cuerpo sobre el que actúa una fuerza normal P a de deslizar 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 partículas de contacto. COULOMB admitió que en primer lugar, que los suelos fallan por esfuerzo cortante a lo largo de planos de deslizamiento y que esencialmente, el mismo mecanismo de fricción arriba mencionado rige la resistencia del esfuerzo cortante de, por lo menos ciertos tipos de suelos. Dada una masa de suelo y un plano potencial de falla de la misma AA' 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 σ , presión normal en el plano AA' , teniéndose, la siguiente expresión:

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

Esta ecuación se puede ejemplificar en el siguiente esquema:



(Figura 2.1)._ Mecanismos de los fenómenos de fricción.



Automáticamente nace así una ley de resistencia según la falla se produce cuando el esfuerzo cortante, τ , alcance un valor s , tal que se deduce la siguiente expresión:

$$s = \sigma \tan \phi$$

La constante de proporcionalidad entre s y σ , $\tan \phi$, fue definida por COULOMB en términos de un ángulo al cual el llamo ángulo de fricción interna y definió como una constante del material. En general según COULOMB, los suelos presentan características mixtas, es decir presentan a la vez cohesión y fricción interna, por lo que se les puede asignárseles una ley de resistencia que sea una combinación de ambas ecuaciones.

La resistencia de estos materiales a estos esfuerzos, fija su resistencia a la falla, ya que se acepta que la correlación de los esfuerzos cortantes a normales que puede ser lineal o no, da la aparición del fenómeno de fricción y a su vez esta, origina esfuerzos cortantes resistentes. En suelos puede ocurrir también, que aunque no se presente esfuerzo normal, exista una cierta resistencia al esfuerzo cortante, a esto se le dio el nombre de “cohesión aparente del suelo”. En el caso más general se ha hablado de suelos cohesivos y friccionantes o suelos intermedios. Estos términos aun usados en la actualidad por muchos ingenieros, aunque el significado intimo de las expresiones se hayan modificado considerablemente, respecto al pensamiento original de COULOMB.

La resistencia cortante de una masa de suelo es la resistencia interna por área unitaria que la masa de suelo ofrece para resistir la falla y el deslizamiento a lo largo de cualquier plano dentro de el. En la mecánica de suelos actual, la teoría de falla mas utilizada es la podía considerarse una combinación de dos teorías clásicas, es así que la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos se define con la siguiente expresión._

$$s = c + \sigma \tan \phi$$

Donde:

s ._ Es el esfuerzo cortante actuante, final o de falla.

c ._ Es la cohesión aparente del suelo supuesta constante por COULOMB. Resulta ser la resistencia del suelo bajo presión normal exterior nula.

σ ._ Es el esfuerzo normal actuante en el plano de falla.

ϕ ._ Angulo de fricción interna del suelo, también supuesto como un valor constante por COULOMB.

La ecuación de falla definida por la ecuación presentada es una línea curva. Para la mayoría de los problemas de mecánica de suelos. Es suficiente aproximar el esfuerzo cortante sobre el plano de falla como una función lineal del esfuerzo normal. A esta ecuación precedente se le llama criterio de falla de MHOR-COULOMB. Y donde C y σ son los llamados parámetros de corte del suelo. La falla de estos al esfuerzo cortante actuante resulta entonces lógico que en tal marco de ideas, la resistencia al corte de los suelos resulte el parámetro fundamental a definir en conexión con los problemas de Resistencia y falla. La teoría de falla de MHOR-COULOMB permite, en general, llegar a resultados bastante satisfactorios en las aplicaciones de la mecánica de suelos actual.



III. PARAMETROS DE CORTE EN SUELOS.

Angulo de fricción interna. (ϕ).—

Como se sabe, por la mecánica, que al aplicar una fuerza normal a un cuerpo y que a su vez esta apoyado sobre una superficie, la fuerza necesaria para hacerlo deslizar es proporcional a la fuerza normal aplicada. $F = \mu N$. Imaginemos a un cuerpo, apoyado sobre un plano inclinado movable y únicamente interaccionado por su peso. Al mayor Angulo de inclinación más se incrementara F , disminuyendo N . La fuerza opuesta a F desarrollada en la superficie de contacto, entre el plano inclinado y el cuerpo, dependerá de la fuerza N y del ángulo de dicho plano, llamado ángulo de oblicuidad. Si el ángulo de oblicuidad aumenta hasta el valor tal que el cuerpo apoyado en el, empieza a deslizarse a este valor se llama, ángulo de fricción entre las superficies de contacto. Se puede expresar mediante la siguiente expresión.

$$F = W \sin \alpha \quad \alpha = F' = N \mu = \mu W \cos \alpha$$

$$N = W \cos \alpha$$

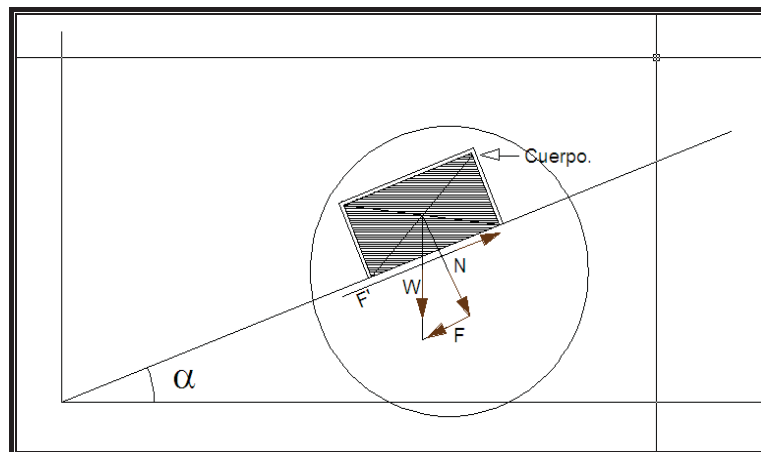
En general, la constante μ , es de acuerdo al equilibrio, la tangente del ángulo de oblicuidad o el de fricción así se tiene que:

$$S = F / A ; \sigma = N / A$$

$$F' = W \cos \alpha \tan \phi$$

$$S = \sigma \tan \phi$$

En el esquema siguiente se puede mostrar lo explicado anteriormente por las ecuaciones escritas.



(Figura 3.1).— Sistema de fuerzas actuantes.

Se entiende como ángulo de fricción interna, aquel para el cual $\mu = \tan \phi$. El primer intento para correlacionar el esfuerzo cortante y este ángulo, en suelos lo llevo a cabo el físico C.A. COULOMB, llamado a dicho ángulo: "ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA".



Aun a la fecha no se sabe, con certeza que la relación guarda este parámetro con el esfuerzo cortante, pero se han hecho experimentos entre superficies químicamente limpias, haciendo variar la rugosidad de sus superficies, determinándose que el coeficiente de fricción aumenta con la rugosidad, dando idea que esta relación es debida a la trabazón entre partículas. Esta trabazón entre partículas como es lógico, depende de la fuerza normal aplicada y del tamaño de las partículas del suelo.

En general el esfuerzo normal se medirá en base a presiones efectivas, o sea presiones intergranulares No dependiendo del esfuerzo neutral (según Terzaghi, 1925). Esto se puede expresar usando la siguiente expresión.

$$s = \sigma \tan \phi - (\sigma - u) \tan \phi$$

Donde u Indica la presión de poro en el agua contenida en el suelo.

La presión del agua está influenciada, por la sobre carga que se aplica al terreno de cimentación, sino además por la velocidad con la que se aplica. Para obtener en un problema real el ángulo de fricción interna de un suelo, se usan las pruebas de compresión triaxial y todas ellas basadas en la prueba del esfuerzo al corte directo que por su simplicidad de concepto fue usada inicialmente. Mas adelante se detallaran estas pruebas realizadas en suelos.

Cohesión Aparente en suelos.(c). _

Como se menciona anteriormente, el esfuerzo cortante puede determinarse en base al ángulo de fricción interna, pero este, a su vez depende de la fuerza normal aplicada se empezaron a notar discrepancias entre suelos de diferentes características, ya que algunos de ellos, sin aplicarles ningún tipo de fuerza, presentaban una cierta resistencia al esfuerzo cortante, a esta fuerza, COULOMB la llamo "COHESION APARENTE". Se tomo a partir de su identificación como una constante física de determinados materiales, pero observándose algunas diferencias entre lo calculado y lo que realmente pasaba, orillando a los investigadores a determinar dicha constante de forma fundamentada. A nivel general puede decirse que la actividad eléctrica entre las moléculas, parece ser la causa de la existencia de fuerza de cohesión entre ellas.

En suelos, actualmente se acepta, cuando menos implícitamente, que el origen de la cohesión es eléctrica por lo tanto se considera también otro factor importante, el contenido de agua, que aplica:

A). _ Cohesión APARENTE. _ Es la fuerza resultante del secado a debida a la tensión capilar del agua, pudiendo presentarse en cualquier tipo de suelo indistintamente.

B). _ Cohesión REAL. _ Es la fuerza aglutinante debida a la presencia de un cementante y que puede deberse a las fuerzas eléctricas establecidas entre las partículas del suelo, pudiendo modificarlas con el cambio de humedad que se presenta. Estas fuerzas pueden modificarse o anularse con la variación en el contenido de agua, o sea que, la COHESION es función del contenido de humedad.

$$s = c, s = f(w)$$

Dicha función expresada según Hvorslev (1936).

**Resistencia cortante en suelos.(s). _**

En general como más adelante se detallara, existe una gran variedad de suelos, así como diferentes comportamientos para cada tipo de ellos, como se ha venido detallando anteriormente. COULOMB Y MHOR, tratando de llegar a una determinación grafica del comportamiento de los suelos, los idealizaron agrupándolos, dependiendo de la propiedad de resistencia al esfuerzo cortante en tres grupos diferentes que son:

A)._ Aquellos que presentaban esfuerzo cortante, sin depender de la fuerza normal aplicada, llamándolos suelos “Cohesivos”.

B)._ Aquellos que solamente al aplicarles una fuerza normal, presentaban esfuerzo cortante, llamándolos suelos “Friccionantes”

C)._ Aquellos que presentaban ambas propiedades simultáneamente, a los que llamo “Cohesivos–Friccionantes”.

En suelos existen, los tres tipos generales anteriormente mencionados. Así el esfuerzo cortante depende de los dos factores:

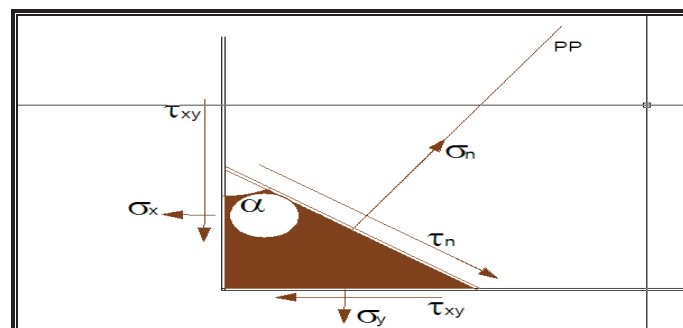
$$s = f (w) + (\sigma - v) \tan \phi$$

Solución Grafica de MHOR . _

Tomando como base la teoría de la elasticidad, y así mismo la teoría del esfuerzo cortante comentada anteriormente implícitamente se acepta que existe, en cualquier cuerpo tres planos ortogonales principales, esto es que en cualquier tipo de deformación o esfuerzo, podrán dividirse en sus componentes aplicadas sobre dichos planos. Cuando por simplicidad, se estudia solamente un plano de esfuerzos despreciando los esfuerzos aplicados sobre los otros dos planos, se dice que el cuerpo esta sometido a un “Estado de esfuerzos plano” . A si pues suponiendo un estado de esfuerzos plano, cuya deformación correspondiente a un plano cualquiera AA, basándose únicamente en las leyes de la estática. Llegando a las siguientes expresiones:

$$\sigma_n = \sigma_x \cos^2 \alpha + \sigma_y \sin^2 \alpha - 2\tau_{xy} \sin \alpha \cos \alpha$$

$$\tau_n = (\sigma_x - \sigma_y) \sin \alpha \cos \alpha + \tau_{xy} (\cos^2 \alpha - \sin^2 \alpha)$$



(Figura 3.2)._ Sistema de esfuerzos en el plano PP.



Las expresiones anteriores dan los esfuerzos: normal y cortante en cualquier plano, dependiendo de los esfuerzos aplicados en dos direcciones ortogonales y el ángulo de cualquiera de ellas con el plano interesado. A si también implícitamente se acepta que, en los planos principales el esfuerzo cortante es igual a cero. Para encontrar el valor de los esfuerzos (σ_n , τ_n), considerando al cuerpo sometido a dos esfuerzos principales basta con hacer $\tau=0$. En las ecuaciones anteriores se tiene simplificando las siguientes expresiones:

$$\sigma_n = \sigma_1 \cos^2 \theta + \sigma_3 \sin^2 \theta$$

$$\tau_n = (\sigma_1 - \sigma_3) \sin \theta \cos \theta$$

Donde:

(σ_n , τ_n)._ Representa esfuerzos en un plano cualquiera referido a esfuerzos principales.

(σ_1 , σ_3)._ Representa esfuerzos principales: Mayor y Menor, respectivamente.

(θ)._ Es el ángulo que forman el plano de esfuerzos principales con el plano.

La solución de MHOR, a estas dos ecuaciones, en un plano coordenado (σ , τ). Se obtienen las siguientes expresiones:

$$\left(\sigma_n - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right)^2 + \tau_n^2 = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right)^2 [\cos^2 2\theta + \sin^2 2\theta]$$

Dicha ecuación representa un círculo de centro; definido por las siguientes coordenadas:

$$\sigma_n = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2}, \tau_n = 0$$

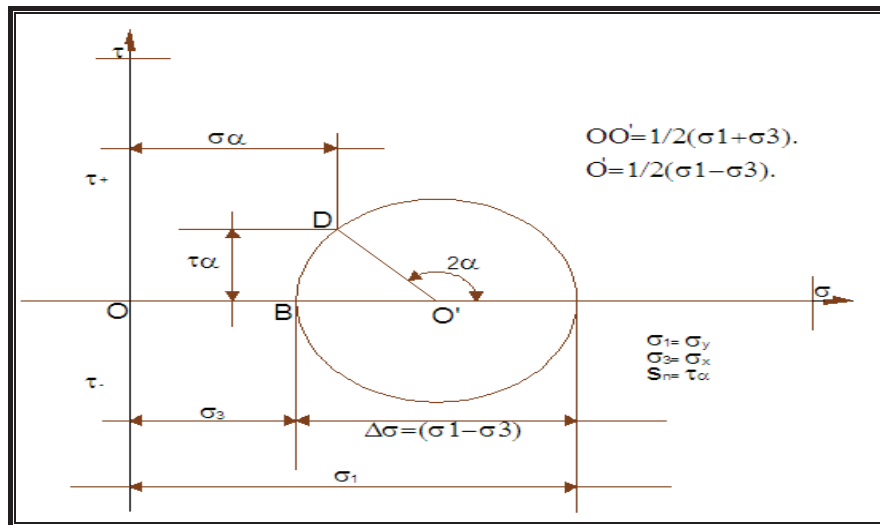
La solución de MHOR, para un esfuerzo cualquiera y según planos ortogonales x,y será:

$$S_n = \frac{\sigma_y - \sigma_x}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_y - \sigma_x}{2} \right)^2 + \tau_{xy}}$$

Que es muy parecida a la ya enunciada para la teoría del esfuerzo cortante.

$$S_y = \frac{\sigma_y - \sigma_x}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_y - \sigma_x}{2} \right)^2 + \tau_{xy}}$$

Como se puede ver las literales en si son correspondientes. Igual a lo que propone MHOR, a continuación se muestran el estado de esfuerzos en una prueba de compresión triaxial en una probeta de suelo.

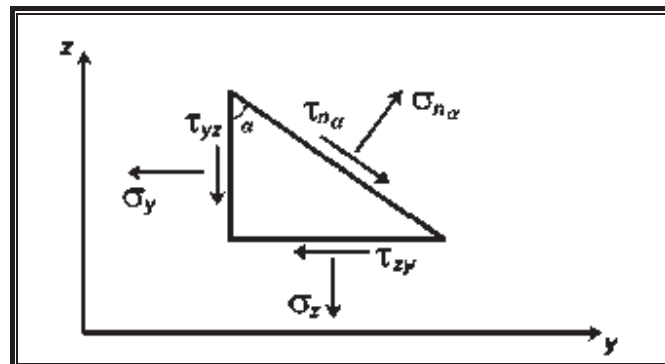


(Figura 3.2)._ Representación grafica del estado de esfuerzos según; MHOR.

Enunciando la teoría de MHOR, asevera que: “El esfuerzo de la resistencia a la falla de un material esta dado por combinación máxima del esfuerzo normal y el esfuerzo cortante, que se logre con la aplicación de un sistema de cargas sobre ese material”. En mecánica de suelos esta teoría es llamada criterio de resistencia al corte de (MHOR-COULOMB). Como ya se menciono anteriormente es la mas usada, para la valoración del esfuerzo cortante y tomando como base, las mediciones de las pruebas de compresión triaxial.

Estado de tenciones en un punto de una masa de suelo._

El estado de tensión en un punto está definido cuando se conocen las sollicitaciones en ese punto.



(Figura 3.3)._ Representación grafica del estado de tención alrededor de un punto en una porción de suelo.

Del equilibrio de un prisma elemental, según Fig. 3.3, se obtiene:

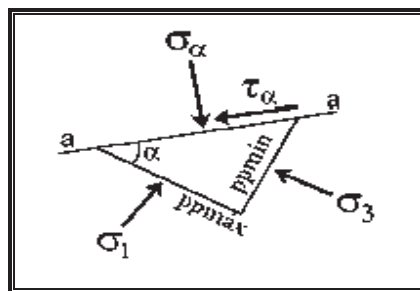
$$\begin{aligned}\sigma_{\alpha} &= \sigma_y \cdot \cos^2 \alpha + \sigma_z \cdot \sin^2 \alpha + \tau_{yz} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \\ \tau_{\alpha} &= (\sigma_z - \sigma_y) \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \tau_{yz} \cdot (\cos^2 \alpha - \sin^2 \alpha)\end{aligned}$$

En la Teoría de la Elasticidad se demuestra que existen planos ortogonales entre sí, llamados planos principales de esfuerzos en los que los esfuerzos tangenciales son nulos, existiendo únicamente esfuerzos normales, denominados principales (σ_1 y σ_3). A partir de estos esfuerzos principales σ_1 y σ_3 pueden obtenerse para una condición de equilibrio del prisma elemental

$$\sigma_\alpha = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\cos 2\alpha$$

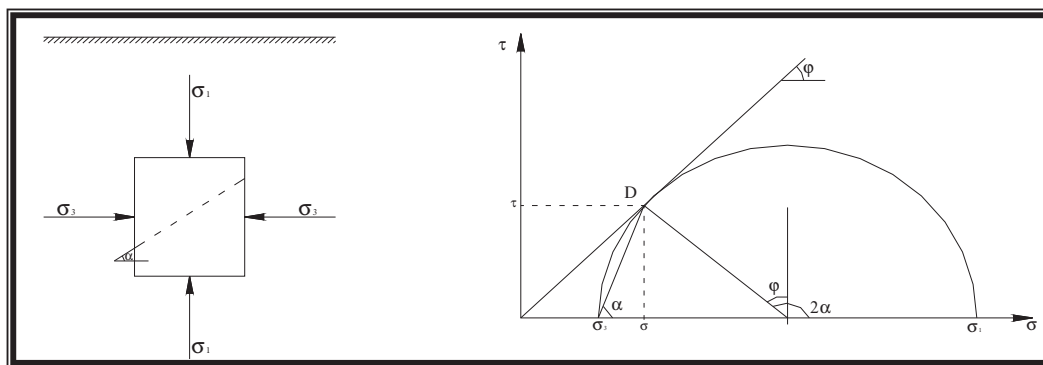
$$\tau_\alpha = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\sin 2\alpha$$

Donde σ_α y τ_α son respectivamente las tensiones normales y tangenciales en el plano $a-a$ que forma un ángulo α con la vertical. Estas expresiones representan la ecuación de una circunferencia



(Figura 3.3)._ Representación grafica del estado de tensión alrededor de un punto en una porción de suelo.

Si se considera un elemento de suelo sometido a las presiones normales principales σ_1 y σ_3 siendo la presión vertical mayor que la horizontal, es decir, $\sigma_1 > \sigma_3$, se tiene un sistema plano de tensiones, donde los pares de tensiones σ y τ que se ejercen sobre planos intermedios a los principales quedan representados en el círculo de Mohr.



(Figura 3.4)._ Representación del estado de esfuerzos en el círculo de Mhor.

Uno de los puntos del círculo de Mohr tendrá una combinación de tensiones σ y τ que producirá la rotura en un plano de inclinación α respecto al plano en que se ejerce la tensión principal mayor, en este caso σ_1 . Este es el punto D donde el círculo de Mohr resulta tangente a la línea de resistencia al corte $\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi$ llamada *línea de resistencia intrínseca*.



Asociado a la condición de rotura, geométricamente se obtiene que $2\alpha = 90^\circ + \phi$, por lo tanto el ángulo correspondiente al plano de rotura será: $\alpha_{ROT} = 45^\circ + \phi/2$, Es decir que el plano de rotura forma un ángulo de $45^\circ + \frac{1}{2}\phi$ con la dirección de la tensión principal menor.

IV. DETERMINACION DE LOS PARAMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE.

En este capítulo se presentan las diferentes pruebas utilizadas, en laboratorio para determinar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. Se trata de extender un poco el tema, complementándolo con una descripción general de los aparatos y pruebas que se emplean para determinar las propiedades de resistencia al corte.

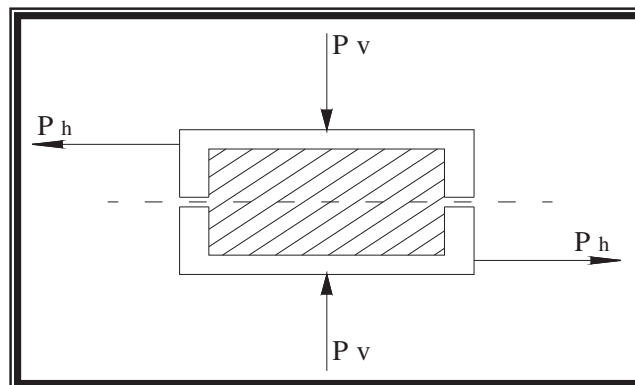
Las pruebas mas utilizadas son:

- ❖ Prueba de corte directo.
- ❖ Prueba de corte empleando veleta.
- ❖ Prueba de compresión simple.
- ❖ Prueba de compresión triaxial.

Esta prueba de compresión triaxial se detallara mas adelante su metodología y su empleo para determinar la resistencia al esfuerzo cortante en los suelos, y su aplicación en la solución de problemas prácticos en la ingeniería.

ENSAYO DE CORTE DIRECTO.

Se le impone a la muestra un plano de rotura localizado sobre el que actúa una carga P_v que genera una tensión normal σ_1 , y se aplica una fuerza tangencial P_h que desplaza la parte móvil de la caja produciendo la tensión de corte τ .



Principio Fundamental de la Prueba de corte directo.

Se requieren al menos dos pares de valores $\sigma - \tau$ para obtener las incógnitas c y ϕ de la ecuación de Coulomb. La ventaja de este ensayo es que es fácil de ejecutar e interpretar y rápido en el caso de ensayos drenados por el corto camino a recorrer por el agua. Entre las desventajas se puede citar que la superficie de rotura no es necesariamente la más débil y la distribución de tensiones no es uniforme.



Además, el área de la muestra cambia a medida que el ensayo progresa; este cambio es complejo de calcular sobre todo en el caso de muestras circulares. Durante el ensayo se miden las deformaciones horizontales y verticales de la muestra. El ensayo se puede realizar de dos maneras:

- **A deformación controlada:** se aplica una velocidad de deformación preestablecida, por ejemplo, 1 mm por minuto, y se controla la carga máxima para alcanzar esa deformación a cada instante.
- **A tensión controlada:** aplican cargas de magnitudes conocidas y se observan las deformaciones generales.

Como resultado se obtienen gráficas de τ/σ en función de la deformación horizontal para cada estado de carga, y con los valores máximos de τ para diferentes tensiones normales σ se traza la gráfica de resistencia $\tau = f_{(q)}$.

1._Generalidades._

Cuando una estructura se apoya en la tierra, transmite los esfuerzos al suelo de fundación. Estos esfuerzos producen deformaciones en el suelo que pueden ocurrir de tres maneras:

A)._Por deformación elástica de las partículas.

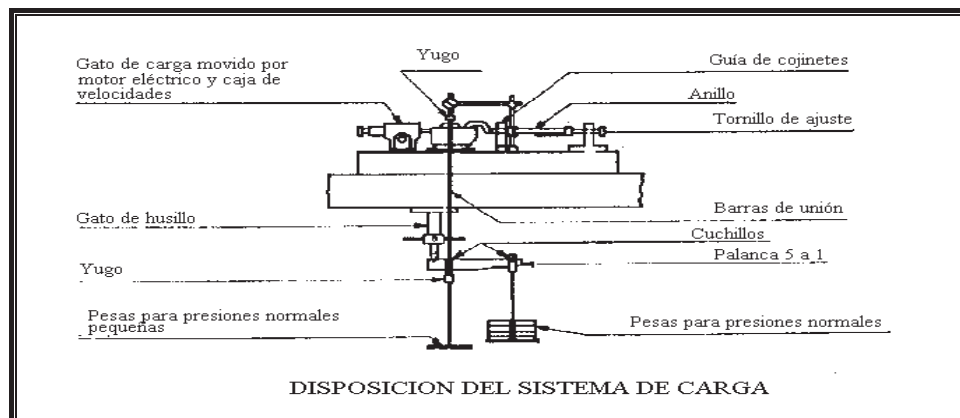
B)._Por cambio de volumen en el suelo como consecuencia de la evacuación del líquido existente en los huecos entre las partículas.

C)._Por deslizamiento de las partículas, que pueden conducir al deslizamiento de una gran masa de suelo.

El primer caso es despreciable para la mayoría de los suelos, en los niveles de esfuerzo que ocurren en la práctica. El segundo caso corresponde al fenómeno de la consolidación. El tercer caso, corresponde a fallas del tipo catastróficos y para evitarla se debe hacer un análisis de estabilidad, que requiere del conocimiento de la resistencia al corte de suelo. El análisis debe asegurar, que los esfuerzos de corte solicitantes son menores que la resistencia al corte, con un margen adecuado de modo que la obra siendo segura, sea económicamente factible de llevar a cabo. Vemos que es absolutamente imposible independizar el comportamiento de la estructura y el del suelo. Por tanto 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. En efecto, una valoración correcta de este concepto constituye un paso previo imprescindible para intentar, con esperanza de éxito cualquier aplicación de la Mecánica de Suelos al análisis de la estabilidad de las obras civiles. El procedimiento para efectuar la prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante tal como se presenta en este informe, se aplica solamente al más sencillo de los casos que pueden presentarse en la práctica: aquel en que se prueba el material en estado seco.

2._ El ensayo de corte directo._

Consiste en hacer deslizar una porción de suelo, respecto a otra a lo largo de un plano de falla predeterminado mediante la acción de una fuerza de corte horizontal incrementada, mientras se aplica una carga normal al plano del movimiento.



4.1._ Mecanismo de la prueba de corte directo.

Los aspectos del corte que nos interesa cubrir pueden dividirse en cuatro categorías:

- A)._ Resistencia al corte de un suelo no cohesivo (arenas y gravas) que es prácticamente independiente del tiempo.
- B)._ Resistencia al corte drenado para suelos cohesivos, en que el desplazamiento debe ser muy lento para permitir el drenaje durante el ensayo.
- C)._ Resistencia al corte residual, drenado, para suelos tales como arcillas en las que se refieren desplazamientos muy lentos y deformaciones muy grandes.
- D)._ Resistencia al corte para suelos muy finos bajo condiciones no drenadas en que el corte es aplicado en forma rápida.

Los tipos de ensayos para determinar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos en Laboratorio son: Corte Directo, Compresión Triaxial, Compresión Simple. Durante muchos años, la prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante fue prácticamente la única usada para la determinación de la resistencia de los suelos: hoy, aún cuando conserva interés práctico debido a su simplicidad, ha sido sustituida en buena parte por las pruebas de compresión Triaxial.

3._Clasificación de ensayos de corte directo.

Ensayos no consolidados – no drenados._El corte se inicia antes de consolidar la muestra bajo la carga normal (vertical). Si el suelo es cohesivo, y saturado, se desarrollará exceso de presión de poros. Este ensayo es análogo al ensayo Triaxial no consolidado – drenado.

Ensayo consolidado – no drenado._Se aplica la fuerza normal, se observa el movimiento vertical del deformímetro hasta que pare el asentamiento antes de aplicar la fuerza cortante. Este ensayo puede situarse entre los ensayos triaxiales consolidado – no drenado y consolidado – drenado.

Ensayo consolidado – drenado._ La fuerza normal se aplica, y se demora la aplicación del corte hasta que se haya desarrollado todo el asentamiento; se aplica a continuación la fuerza cortante tan lento como sea posible para evitar el desarrollo de presiones de poros en la muestra.

Este ensayo es análogo al ensayo Triaxial consolidado – drenado.

Para suelos no cohesivos, estos tres ensayos dan el mismo resultado, esté la muestra saturada o no, y por supuesto, si la tasa de aplicación del corte no es demasiado rápida. Para materiales cohesivos, los parámetros de suelos están marcadamente influidos por el método de ensayo y por el grado de





4.2._ Maquina de corte directo.

1._Preparación de la muestra.

El procedimiento depende del tipo de suelo y de las condiciones en que será ensayado. El tamaño máximo de las partículas para la caja de 10 cm de lado es de 3,35 mm.

Arena Seca._Se ensaya generalmente a una densidad predeterminada, la muestra se prepara colocando el material en la caja de corte y compactándola en ella, el peso de la muestra se calcula por diferencia entre el peso de la caja con muestra y el peso de la caja vacía. El nivel a que se coloca es del orden de 5 mm por debajo del nivel superior. Coloque la placa ranurada, en la superficie de la muestra con las ranuras en dirección perpendicular al movimiento. Mida la distancia entre el borde superior de la caja y la superficie de la placa, en las cuatro esquinas o en el centro de los cuatro lados, el promedio de estos valores lo llamaremos X. Determine la altura de la muestra a partir de la expresión siguiente:

$$H = B - (t_1 + 2t_2 + X) \text{ [cm]}$$

Donde :

B ._ Altura total de la caja

t_2 ._p + nqr/L

Arena seca densa._Se recomienda vibrar la muestra al interior de la caja.

Arena seca suelta._Dejar caer la muestra desde una pequeña altura en el interior de la caja. Evite golpear la caja al instalarla, puesto que la arena suelta es muy sensible a los golpes.

Arena saturada._En estas condiciones agregue agua a la muestra y colóquela en la caja. No se debe obtener densidades bajas, sólo densidades medias o altas.

**Procedimiento de ensayo._*****Suelo no cohesivo._***

- 1.1._ Pesar un plato grande de arena seca (o mojada con el contenido de humedad conocido con exactitud) con suficiente material para hacer por lo menos tres ensayos a la misma densidad.
- 1.2._ Ensamblar cuidadosamente la caja de corte (retroceder cualquier separación existente entre las partes de la caja y los tornillos de empalme) y fijar la caja en posición. Obtener la sección transversal A de la muestra.
- 1.3._ Colocar cuidadosamente la arena en la caja de corte hasta cerca de 5 mm del borde de la superficie del anillo y colocar el pistón de carga (incluyendo la piedra porosa) sobre la superficie del suelo. Tomar un nivel pequeño y verificar la nivelación del pistón o bloque de carga.

Pesar el recipiente de la arena para determinar el peso exacto del material utilizado en la muestra. Obtener a continuación una referencia del espesor de la muestra de suelo marcando en varios puntos el borde del pistón o bloque de carga alrededor del perímetro con respecto a la altura de la caja de corte.

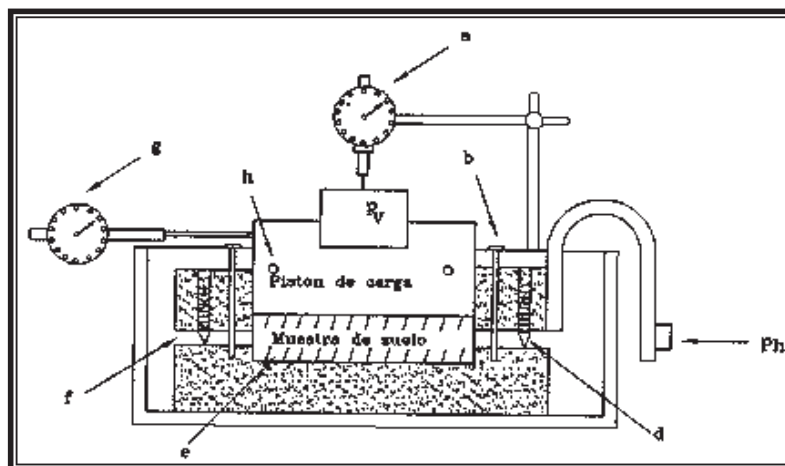
Ejemplo $\gamma_t = 1.92 \text{ g/cm}^3$ Volumen de la caja = 365.84 cm^3

Entonces la masa de ensayo será de 702.4 grs.

- 1.4._ Aplicar la carga normal P_v deseada y colocar el dial para determinar el desplazamiento vertical (con precisión de 0,01 mm por división). Recordar incluir el peso del pistón de carga y la mitad superior de la caja de corte como parte del peso P_v .
- 1.5._ Separar dos partes de la caja de corte desplazando los tornillos espaciadores que se encuentran en la parte superior de la caja de corte. El espacio desplazado debería ser ligeramente superior (al ojo) que el tamaño más grande de partículas presente en la muestra. A continuación se debe fijar el bloque de carga apretando los tornillos de fijación provistos para tal propósito a los lados de la parte superior de la caja de corte. Inmediatamente después de separar los tornillos espaciadores de manera que se libere la parte inferior de la caja de corte; en este momento la carga normal, la mitad de la carga de la caja de corte, y el bloque o pistón de carga se encuentran actuando sobre la muestra de suelo.
- 1.6._ Ajustar el deformímetro de carátula (0,01 mm/división) para medir el desplazamiento en cortante.
- 1.7._ Para ensayos saturados, saturar la muestra llenando la caja de muestra y permitiendo transcurrir suficiente tiempo para que tenga lugar la saturación.

Asegurarse de que las piedra porosas que se encuentran en la caja de corte estén saturadas si el suelo al ensayarse contiene alguna humedad.

- 1.8._ Comenzar la carga horizontal (cortante) y tomar lecturas del deformímetro de carga, del deformímetro de desplazamiento cortante, y del deformímetro vertical (cambio de volumen). Si el ensayo es de tipo deformación unitaria controlada, se deben tomar esas lecturas a desplazamientos horizontales de: 5, 10, y cada 10 ó 20 unidades de desplazamiento horizontal. Utilizar una tasa de deformación unitaria del orden de 0,5 a no más de 2 mm/min. No utilizar tasas de deformación unitaria más rápidas, pues existe el peligro de que se presente el pico de carga cortante entre dos lecturas. La tasa de deformación unitaria debería ser tal que la muestra “falle” entre 3 y 5 min.
- 1.9._ Retirar la arena de la caja de corte y repetir los pasos 1 a 8 sobre por lo menos dos muestras adicionales y a una densidad ojalá dentro de los 5 g y no más de 10 g respecto a la cantidad de suelo usada en el primer ensayo. Asegurarse de que la arena ocupe el mismo volumen utilizando las marcas de referencia del paso N° 3. En el paso anterior usar un valor diferente de P_v para cada ensayo (se sugiere doblar la carga exterior, por ejemplo, 4, 8, 16 kg más el peso del bloque o pistón de carga para esos tres ensayos ó 5, 10, 20 kg, etc.).



4.4._ Detalle del ensayo y la caja de corte directo

En la figura 4.4 se aprecian los siguientes componentes: (a) Deformímetro para medir desplazamientos verticales (b) barra de carga (c) pasadores de alineación (d) tornillos para separar las partes de la caja de corte (e) bordes estríados para retener la muestra (f) espacio mayor que el tamaño de la máxima partícula en la muestra (g) Deformímetro (h) juego de tornillos para fijar en posición la cabeza de carga.

Procedimiento de ensayo._

Suelo cohesivo._

- 2.1._ Moldear cuidadosamente tres o cuatro muestras al mismo tamaño (y, ojalá, a la misma densidad) tomadas de una muestra de bloque grande, o de una muestra de tubo, o de cualquier



otro tipo de fuente. Utilizar un anillo cortante de manera que el tamaño pueda ser controlado bastante aproximadamente. Cualquier muestra con un peso apreciablemente diferente de las otras debe descartarse y en su lugar moldear otra muestra.

Nota: Se pueden necesitar seis muestras si el suelo está inalterado y preconsolidado. Mantener las muestras en ambiente de humedad controlada mientras se hace el moldeo, la preparación de la máquina de corte y los demás tipos de ensayo.

2.2._ Retroceder la separación y el agarre de los tornillos guía en la parte superior de la caja de corte y ensamblar las dos partes. Asegurarse de que las piedras porosas están saturadas a menos que se vaya a ensayar un suelo seco. Medir las dimensiones de la caja de corte para calcular el área de la muestra.

2.3._ Colocar cuidadosamente la muestra dentro de la caja de corte. La muestra debe ajustar perfectamente en la caja y llenarla hasta cerca de 5 mm de la parte superior de la caja de corte. Colocar el bloque o pistón de carga en su sitio sobre el suelo, la carga normal P_v y ajustar el deformímetro de carátula vertical. Para un ensayo consolidado es necesario controlar el deformímetro vertical igual que para el ensayo de consolidación para determinar cuando la consolidación haya terminado.

2.4._ Separar cuidadosamente las mitades de la caja de corte dejando una pequeña separación apenas mayor que el tamaño de la partícula más grande presente en el suelo, retroceder los tornillos de separación y empalmar la cabeza de carga en su sitio utilizando los tornillos fijos para tal propósito. Asegurarse de que la carga normal refleje la fuerza normal más el peso del bloque de carga y la mitad superior de la caja de corte. Ser extremadamente cuidadoso al separar la caja de corte cuando se ensaya una arcilla blanda porque parte del material puede ser extruido fuera de la caja por la zona de separación - utilizar en esos casos cargas verticales pequeñas y/o hacer si puede requerir el hacer la consolidación antes de la separación de cajas.

2.5._ Acoplar el deformímetro de deformación constante, fijar en cero tanto el deformímetro horizontal como el vertical. Para ensayos saturados, es necesario llenar la caja de corte con agua y esperar un tiempo razonable para que se produzca la saturación de la muestra.

2.6._ Comenzar la carga horizontal (cortante) y tomar lecturas del deformímetro de carga, desplazamiento de corte y desplazamientos verticales (de cambio de volumen). Si el ensayo se hace a deformación unitaria controlada tomar estas lecturas a desplazamientos horizontales de 5, 10 y cada 10 ó 20 unidades del deformímetro de desplazamiento horizontal. Utilizar una tasa de deformación unitaria del orden de 0.5 a no más de 2 mm/min.

No utilizar tasas de deformación unitaria demasiado altas, ya que es posible que la carga pico de corte esté entre dos lecturas. La tasa de deformación unitaria debería ser tal que la muestra "falle" en 5 a 10 min a menos que el ensayo sea de tipo con drenaje. Puede hacerse una gráfica de la lectura de deformación vertical contra el log del tiempo similar a la del ensayo de consolidación del suelo.



2.7._ Remover el suelo y tomar una muestra para contenido de humedad. Repetir los pasos 2 a 6 para dos o más muestras adicionales. Si el suelo está preconsolidado y se utilizan seis muestras para el ensayo, es preciso asegurarse de utilizar un rango de tres cargas normales a cada lado del esfuerzo de preconsolidación.

3._ Cálculos

Los siguientes cálculos son aplicables tanto a suelos cohesivos como a suelos no cohesivos.

A)._Densidad de la muestra: Si durante el ensayo ocurren asentamientos importantes la densidad varía de la siguiente forma:

$$\gamma_v = \frac{H}{H - \Delta} \times \gamma_0$$

Donde:

γ_v : Densidad en función del asentamiento.

H : Altura inicial de la muestra

Δ : Asentamiento (Deformación vertical)

γ_0 : Densidad inicial

B)._Cálculo de Esfuerzos normales

$$\sigma = P/A$$

Donde:

P_v = Carga aplicada normal.

A = Área de la muestra (100 cm²)

Los esfuerzos normales con los que se trabajará son:

$$\sigma_{N1} = 0,25 \text{ (Kg/cm}^2\text{)} \quad \sigma_{N2} = 1,00 \text{ (Kg/cm}^2\text{)} \quad \sigma_{N3} = 4.0 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

C)._ Calculo del Esfuerzo Cortante Ultimo

$$\tau = \frac{T}{A}$$

T= Fuerza rasante dada por el anillo de carga

D)._ Construir la Envolvente de Falla

- Dibujar el valor del esfuerzo cortante contra el esfuerzo Normal.
- Trazar una línea recta a través de los puntos dibujados.
- Obtener el intercepto de cohesión (si existe) con el eje ordenado y medir la pendiente de la línea para obtener el ángulo de fricción interno.

**E)._ Deformación Unitaria**

- Dibujar una curva de esfuerzo de deformación Unitaria contra esfuerzo cortante.
- Entregar el dato de deformación máxima en milímetros

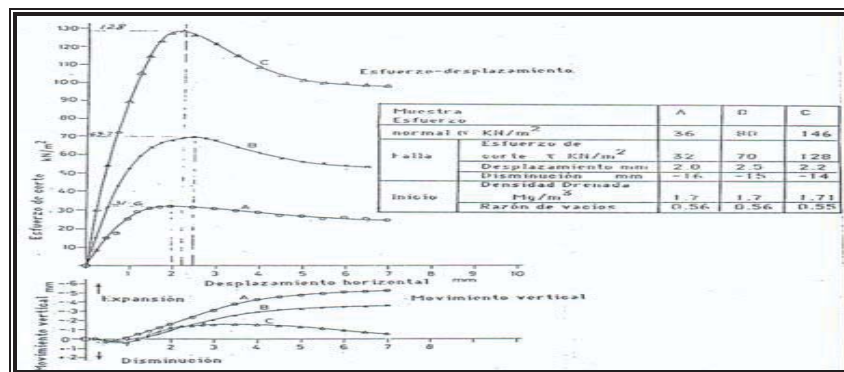
F)._ Esfuerzos de corte y cambios de volumen

Confeccione un gráfico que lleve en las abscisas el desplazamiento y en las ordenadas los esfuerzos de corte. Usando la misma escala para los desplazamientos horizontales, confeccione otro gráfico, llevando en las ordenadas los cambios de volumen. Las curvas para un set de ensayos, deben ir en un solo grafico, como se indica en la figura 4.5 que se muestra a continuación.

G)._ Envoltente de Coulomb

Confeccione un gráfico llevando en las ordenadas el esfuerzo de corte de falla, y en abscisas los esfuerzos normales. Las escalas vertical y horizontal deben ser las mismas. Dibuje una línea que represente a los puntos del gráfico. Si el suelo es granular y no cohesivo, esta recta debería pasar por el origen ($c=0$) que puede considerarse como otro punto del ensayo. Esta recta es la llamada envolvente de falla o de Coulomb.

Determine la inclinación de esta recta ($\tan \Phi$), que indica el ángulo de fricción interna. Determine la intersección con el eje vertical que nos indica la cohesión del suelo.



4.5._ Envoltentes de falla obtenidas en las prueba de corte directo.

Tipo de suelo	ϕ Grados	
	Suelto	Denso
limo	27 - 30	30 - 34
arena limosa	27 - 33	30 - 35
arena uniforme	28	34
arena bien graduada	33	45
grava arenosa	35	50

4.6._ Valores de algunos parámetros de corte en suelos utilizando la prueba de corte directo.

Aplicaciones de los resultados del ensayo a fallas de terreno



- a)._ Capacidad de carga en bases y fundaciones para estructuras en arcillas homogéneas saturadas, inmediatamente después de la construcción. El terreno bajo una fundación, es presionado por la falla y asume fallar por corte.
- b)._ La presión de tierra en el muro de contención, prevalece inmediatamente después de la construcción.
- c)._ Presión de tierra contra la entibación de una excavación temporal.
- d)._ Prevención contra el levantamiento de fondo de las excavaciones.
- e)._ Estabilidad de los taludes, inmediatamente después de la excavación.
- f)._ Estabilidad en diques de tierra, durante períodos cortos de construcción.

En los problemas de estabilidad a corto plazo, el valor de la resistencia o cohesión aparente debido al deslizamiento de tierra, es aplicable en el uso de cálculos. El ángulo de resistencia al corte Φ , es requerido para obtener los coeficientes de presión o coeficientes de la capacidad de fuerza en diferentes cálculos. Estos coeficientes son dados en libros y textos de Ingeniería de Fundaciones. Para el análisis a largo plazo en estabilidad de taludes, muros de contención, diques de tierra, los parámetros c y Φ son requeridos para determinar la resistencia al deslizamiento. La estabilidad de taludes en una arcilla preconsolidada, está basada en los parámetros c_r y σ_r de resistencia residual.

Ventajas del ensayo de corte directo

- 1._ El ensayo es relativamente rápido y fácil de llevar a cabo.
- 2._ El principio básico es fácilmente comprensible.
- 3._ La preparación de la muestra no es complicada.
- 4._ El principio puede aplicarse a suelos granulares y otros materiales que contienen grandes partículas que serían muy caras de ensayar por otros medios.
- 5._ Puede medirse el ángulo de fricción entre suelo y roca, o entresuelo y otros materiales.
- 6._ El ensayo Triaxial es, relativamente, mucho más difícil de ejecutar e interpretar, especialmente si se toman medidas de presión de poros.
- 7._ El tamaño de las muestras hace que efectuar ensayos consolidados no drenados y consolidados drenados no requiere demasiado tiempo, pues el tiempo de drenaje es bastante corto aún para materiales con bajo coeficiente de permeabilidad, debido a que el camino de drenaje es muy pequeño.
- 8._ Se ha introducido cajas con muestra cuadrada de forma que la reducción de área durante el ensayo pueda fácilmente tenerse en cuenta si se desea. El uso de cajas cuadradas es relativamente reciente, y la mayoría de las máquinas antiguas todavía en servicio, utilizan cajas circulares.
- 9._ La máquina de corte directo es mucho más adaptable a los equipos electrónicos de medición, de forma que no se requiera la presencia continua de un operario para efectuar ensayos consolidados-drenados, que puedan durar varios días.



10._ Se ha encontrado que los parámetros de suelo τ y c obtenidos por el método de corte directo son casi tan confiables como los valores triaxiales (probablemente esto se debe más a problemas del operador que al hecho de que los equipos tengan igual capacidad de comportamiento).

Limitaciones del ensayo de corte directo

- 1._ La muestra está obligada a fallar en un plano predeterminado.
- 2._ La distribución de esfuerzos en ésta superficie no es uniforme.
- 3._ No es posible controlar el drenaje de la muestra, sólo se puede variar la velocidad de desplazamiento.
- 4._ No puede medirse la presión de poros.
- 5._ Las deformaciones aplicadas están limitadas por recorrido máximo de la caja.
- 7._ El área de contacto entre las dos mitades de la muestra disminuye a medida que se realiza el ensayo. Pero como afecta a τ y a σ en la misma proporción, el efecto en la envolvente de Coulomb es despreciable.
- 8._ El ensayo usa una muestra muy pequeña, con el consiguiente resultado de que los errores de preparación son relativamente importantes.
- 9._ No es posible determinar el módulo de elasticidad ni el de la relación de Poisson.

ENSAYO DE CORTE EMPLEANDO VELETA.

Ensayo de corte con veleta (o ensayo del molinete). La veleta es un aparato que se usa comúnmente para obtener la resistencia al corte de arcillas blandas a muy blandas. Debido a su tamaño es posible hacer varios ensayos para determinar estadísticamente la resistencia al corte sin drenar (σ_u), de muestras SPT hechas a grandes profundidades, donde la toma de muestras produce mayores alteraciones (figura 3.7). El ensayo se aplica en depósitos cohesivos blandos donde la perturbación es crítica. Consiste en insertar una veleta dentro del suelo y aplicar una torsión. La resistencia al corte sin drenar (σ_u) se puede calcular mediante la siguiente expresión:

t = torsión aplicada (kgs*cm)

d = diámetro de la veleta (5 a 1 cms.)

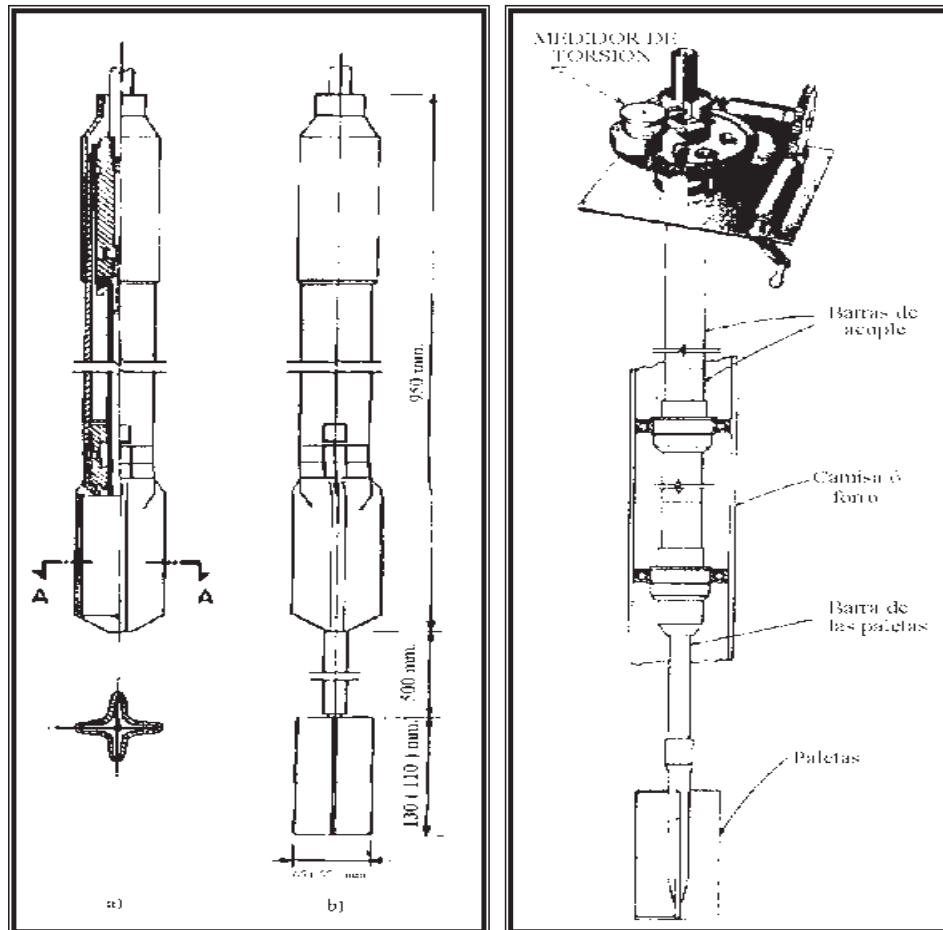
h = longitud de la veleta (10 a 22,5 cms.)

$a = 2/3$ para distribución final uniforme de los esfuerzos cortantes.

$a = 3/5$ para distribución final parabólica de los esfuerzos cortantes.

$a = 1/2$ para distribución final triangular de los esfuerzos cortantes.

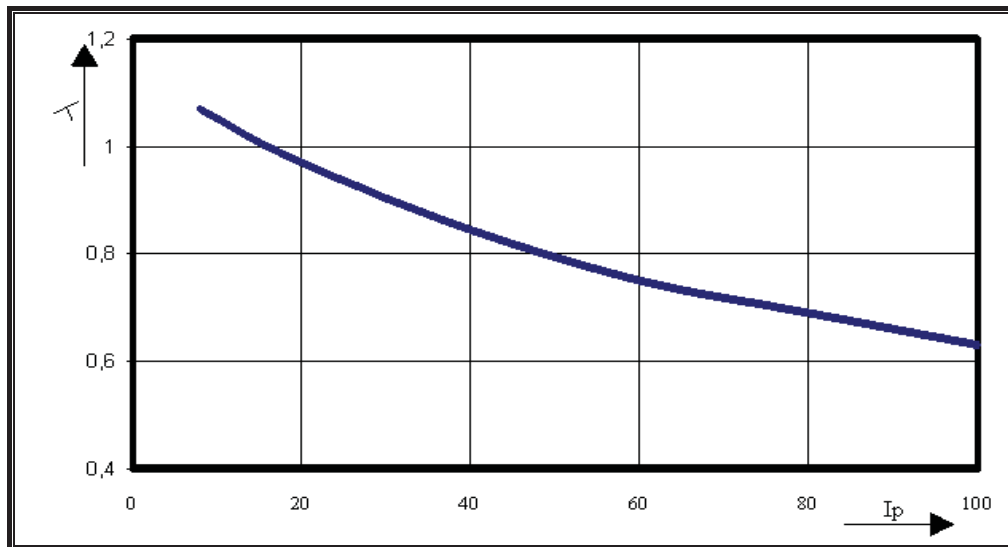
El coeficiente α que aparece en la fórmula, tiene por objeto eliminar el supuesto de que la rotura se produce según un cilindro perfecto circunscrito a las aspas de la veleta. Este coeficiente depende de la relación d/h y de la naturaleza del terreno, el cual fallará de forma distinta según sea su tipo.



4.7._ Diagrama de la veleta de campo.

La veleta se introduce hasta la profundidad deseada y se aplica la torsión hasta que se corte el cilindro de suelo contenido entre el perímetro de la veleta (Carlson recomienda velocidad angular de $0,1^\circ/\text{seg}$). El valor obtenido debe corregirse ya que las investigaciones señalan que entrega valores demasiado altos. Para corregir Bjerrum (1972) propuso una curva donde el valor de σ_u se multiplica por un factor α obtenido del gráfico de la figura 3.7. y así tenemos el σ_u de diseño.

Diversas investigaciones señalan que a cierta profundidad, dependiendo de la calidad del muestreo, existe una coincidencia aceptable entre los valores de resistencia sin drenaje dados por la fórmula y la mitad de la resistencia a la compresión simple de muestras inalteradas ensayadas en laboratorio. Para profundidades mayores la resistencia con veleta es mayor, debido a la dificultad de la toma de muestras.

4.7 Gráfico para corregir el valor de σ_u . (Bowles J., 1982.)

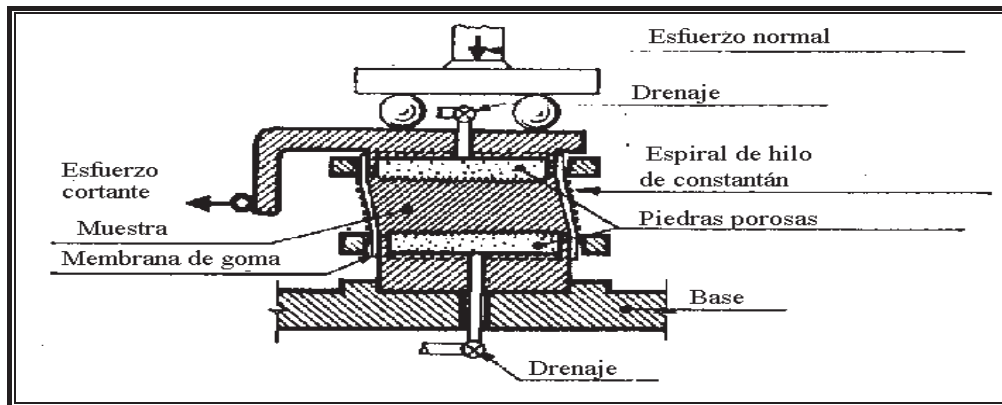
ENSAYO DE COMPRESION SIMPLE.

Es una variante del corte directo de laboratorio, en donde a la muestra ensayada no se le induce un plano de corte sino que se somete a una fuerza que produce una deformación. En este ensayo, las líneas horizontales son líneas de extensión nula, en cambio en el ensayo de corte directo, la deformación está limitada a una zona muy estrecha próxima a la separación entre las cajas, por lo que este ensayo es inadecuado para el estudio de las deformaciones.

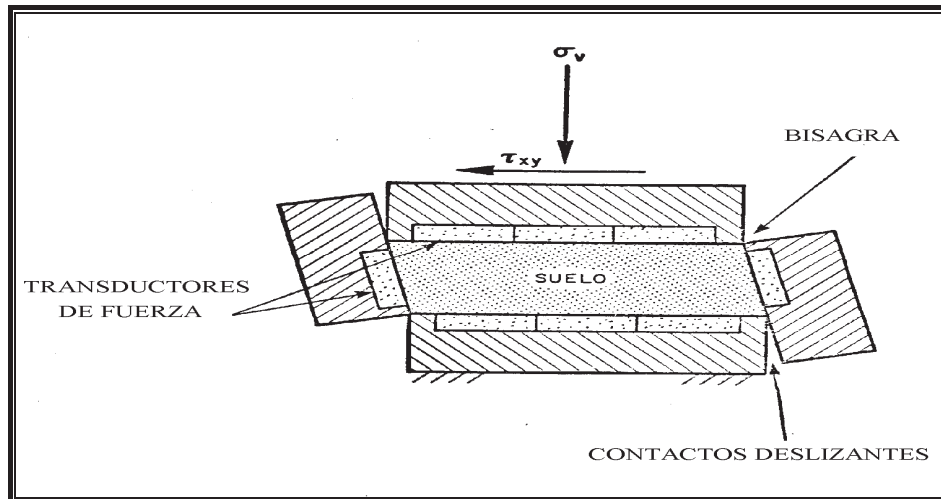
En los aparatos de corte simple (figura 4.8.), se coloca la muestra cilíndrica dentro de una membrana de goma, reforzada con un espiral de hilo de constantán (aleación de cobre y níquel). La muestra se somete a una deformación de corte simple (figura 4.9.) donde los planos principales de tensiones y deformaciones rotarán en la medida en que cambie el estado de tensiones. Durante el ensayo las tensiones y las deformaciones, serán las mismas sobre cualquier plano horizontal. Además se elimina el roce con las paredes al aplicar el esfuerzo vertical.

Durante la fase de consolidación, la tensión principal mayor es igual a la presión de consolidación vertical (σ_v) y la tensión principal menor es igual a la tensión horizontal (σ_h) que corresponde al valor de $\sigma_h = K_o^* \sigma_v$.

Debido a un incremento en las tensiones de corte en el plano horizontal, las que provocan una rotación en la dirección de las tensiones principales y cambio en la magnitud, las condiciones de tensiones son desconocidas y están limitadas a considerar las tensiones de corte (σ_{xy}) y las tensiones normales (σ_v) en el plano horizontal. Se supone que la probeta se rompe cuando la resistencia al corte en este plano alcanza un valor máximo, independiente de que se haya producido una resistencia al corte mayor en otro plano.



4.8._ Ensayo de corte simple.



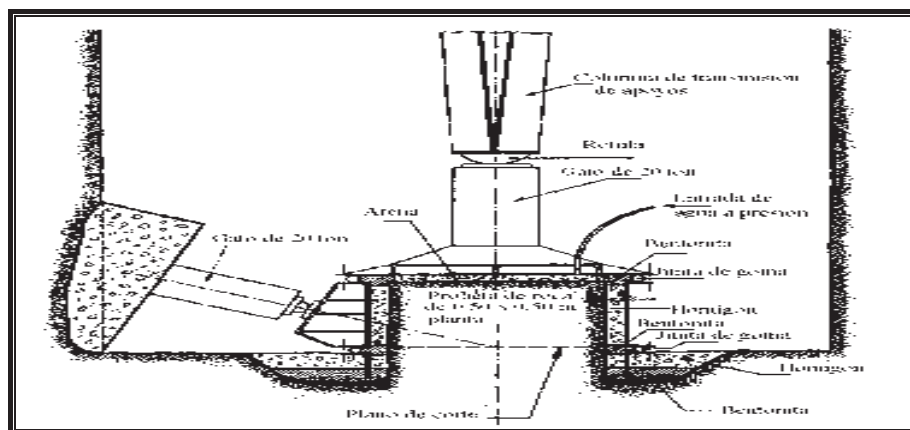
4.9._ Deformacion en ensayo de corte simple.

Los ensayos de laboratorio convencionales de corte directo, no han resuelto en forma satisfactoria las propiedades de resistencia al corte de materiales granulares gruesos y generalmente en la literatura especializada nos encontramos con situaciones propias de Europa y Estados Unidos, las que lógicamente son distintas a las de países con geomorfología asociada a tectonismo reciente, como es nuestro caso. En algunos laboratorios existe un aparato de corte gigante, donde las dimensiones de la caja de corte son de 60*60 cm. y 40 cm. de alto. Esta caja es capaz de recibir materiales de tamaño máximo de 2,5". El funcionamiento de este equipo es similar al convencional, con la diferencia que las fuerzas, verticales y horizontales.

Son aplicadas mediante gatos mecánicos insertos en un marco metálico. Es necesario el empleo de estos gatos, para poder alcanzar las tensiones de corte y tensiones verticales superiores a 7 kgs/cm², para obtener la compacidad y el ángulo de fricción interna de los materiales ensayados. La fuerza vertical es aplicada sobre una placa metálica de sección cuadrada, que descansa sobre el material depositado en la caja. Una vez aplicada esta fuerza, se procede a cargar horizontalmente la

caja inferior, la que puede deslizar sobre polines. La caja superior se mantiene fija y en ella se mide la fuerza de corte que se induce a la muestra de suelo en la superficie de falla, utilizando una celda de carga provista de un registro electrónico. Estos ensayos muestran dificultades en calcular los parámetros de resistencia al corte, debido principalmente a que el marco metálico es una estructura muy rígida ya que la fuerza es aplicada mediante un gato mecánico, lo que tiene como consecuencia la variación del esfuerzo normal durante el transcurso del ensayo. Como se sabe, en un ensayo de corte convencional el ángulo de fricción interna de un suelo granular se puede obtener como la arcotangente de la razón entre el valor máximo que alcanza el esfuerzo de corte y el esfuerzo normal, el que permanece constante durante el ensayo. En el ensayo de corte directo gigante, en principio, el parámetro se determina análogamente, pero el valor máximo que alcanza el esfuerzo de corte no necesariamente es el mayor esfuerzo de corte y la tensión normal no permanece constante durante el ensayo. Por este motivo se optó por calcular la máxima razón entre el esfuerzo de corte y el esfuerzo normal. Se ha podido comprobar en numerosos ensayos, que el equipo de corte gigante permite obtener resultados confiables en suelos granulares gruesos, quedando excluida la posibilidad de ensayar suelos cohesivos o de hacerlo en condiciones saturadas.

Ensayo de corte in situ. Estos ensayos son análogos a los de corte directo en laboratorio y su aplicación hoy se extiende tanto a suelos como a rocas. Básicamente consisten en tallar bloques generalmente dentro de calicatas de reconocimiento, en su base o paredes, lo que induce el plano de falla del bloque (figura 4.10.). Este tipo de ensayos es de interés en todos aquellos casos en que la toma de muestras o el tallado de éstas sea difícil, como sucede en suelos con proporción importante de piedras, o en suelos residuales, en los que existen con frecuencia trozos de roca semi-descompuesta. El bloque se rodea con un marco metálico, el cual se une al bloque con mortero de cemento. El gato hidráulico que aplicará la fuerza horizontal, por lo general, se ancla a las paredes del pozo con hormigón. La presión vertical también es aplicada con un gato hidráulico.



4.10. Deformación en ensayo de corte simple.

Se deben medir los movimientos de las cuatro esquinas de la cara superior del bloque en dirección vertical como horizontal. Las cargas generalmente se miden con un anillo dinamométrico o mediante células de presión y se aplican en forma similar al ensayo de corte directo convencional, es decir, primero la fuerza vertical de confinamiento y luego la fuerza horizontal, que provoca el esfuerzo cortante. Las dimensiones del bloque oscilan entre 40*40 cm. y 100*100 cm., aunque se han ensayado muestras de hasta 400*400 cm. Una variante del ensayo de corte típico, es el ensayo



con saturación previa empleado usualmente en obras hidráulicas. Para esto, se aplica agua a presión que disuelve el aire incluida en el bloque. En arcillas figuradas se realiza ensayo de corte in situ sin drenaje con el objeto de ensayar bloques de tamaño adecuado, aplicando una carga normal a la muestra (aunque esté saturada) para cerrar las fisuras.

En este tipo de suelos se ha visto que la resistencia en planos horizontales es menor a la obtenida en muestras de menor tamaño en laboratorio, siendo la diferencia de tamaño la causa principal, lo que se interpreta como que las muestras pequeñas vienen de trozos intactos no afectados por las fisuras, por lo tanto presentan una mayor resistencia.

CAPITULO III

Marco teórico de las pruebas triaxiales.

Introducción.

- 1._Desarrollo de las pruebas triaxiales.***
- 2._Clasificación de las pruebas triaxiales.***



CAPITULO III

Marco teórico de las pruebas triaxiales.

Introducción.

1. *Desarrollo de las pruebas triaxiales.*
2. *Clasificación de las pruebas triaxiales.*



INTRODUCCION.

La determinación de la resistencia al corte de los suelos se basa principalmente en datos obtenidos de ensayos de laboratorio. Los *ensayos triaxiales* son los más utilizados para la determinación de las características de tensión-deformación y la resistencia de los suelos. Son ensayos donde se pueden variar las presiones actuantes entre direcciones ortogonales sobre un espécimen de suelo. Para simplificar los ensayos, dos de las tres tensiones actuantes ($s_2 = s_3$) son iguales si la probeta a ensayar es cilíndrica (simetría). El dispositivo básico para la realización del ensayo triaxial es el que se muestra en la Fig. 6 y se denomina *cámara triaxial*. Las muestras de suelo utilizadas son de forma cilíndrica, sus dimensiones están en función del material a analizar, y se las coloca en una cámara cilíndrica, hermética que se llena generalmente de agua. El agua permite someter a la muestra a una presión de confinamiento variable por medio de un compresor, y para proteger la muestra del líquido se la recubre con una vaina de látex delgada. Mediante el vástago que atraviesa la parte superior de la cámara se transmite a la muestra una carga axial. Bajo las condiciones del ensayo triaxial, la sollicitación principal mayor s_1 es la sollicitación axial, y las sollicitaciones principales intermedia y menor s_2 y s_3 , son iguales a la presión de cámara. Por supuesto ésta actúa no sólo en la superficie vertical de la muestra, sino también en sus bases. Por lo tanto, si la carga axial aplicada por el pistón es P y la sección transversal de la muestra es A , entonces la sollicitación P/A es, por ende, igual a la diferencia entre las tensiones principales mayor y menor, $1/3 s_1 - s_2$, y se denomina *tensión desviante* s_d . Las conexiones en los extremos de la muestra permiten el drenaje de agua y aire desde los vacíos del suelo o la medición de la presión de poros bajo condiciones no drenadas. La Fig. 7 muestra las sollicitaciones sobre una probeta en un ensayo triaxial. En la Fig. 7.b se esquematizan las sollicitaciones bajo presión de confinamiento, y en la Fig. 7.c las sollicitaciones en el estado de falla.

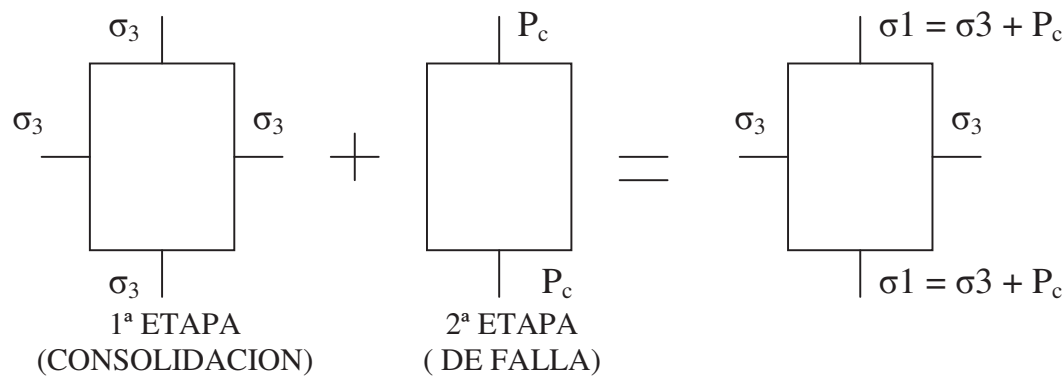


1.1. _Maquina para ensayos triaxiales.



I. DESARROLLO DE LAS PRUEBAS TRIAXIALES.

Las muestras de suelo recompactadas para pruebas de compresión, pueden ser preparadas, aplicando procedimientos de compactación standard. Usualmente se requieren preparar las muestras a una densidad seca especificada, aplicando un esfuerzo de compactación determinado. El procedimiento para probar muestras recompactadas, incluyendo cálculos, figuras y presentación de resultados, son los mismos para pruebas similares de muestras no perturbadas. Los procedimientos de compactación antes referidos se aplican principalmente a suelos cohesivos y a suelos sin cohesión, parcialmente saturados. La preparación de las muestras de suelos sin cohesión, secos y completamente saturados, requieren un tratamiento especial.



Cantidad de Muestra

Se determinara la cantidad de material para la preparación de las muestras mediante datos conocidos, los cuales se han obtenido previamente y se indican en la tabla siguiente:

DENOMINACION	VALOR
Diámetro interior del molde	70 mm
Altura del molde	140 mm
Área del molde	3850 mm ²
Volumen del molde	53900 mm ³
Humedad natural	1.1%
Humedad optima Proctor	7.5 %

Luego las cantidades de material y agua que se deben agregar para confeccionar un cuerpo de prueba son: Suelo = 1100 gr, Agua = 70 gr.

c. Preparación de la probeta de suelo

Por medio del cuarteo seleccionar una cantidad de suelo representativo que aproximadamente represente el peso de la muestra para ensayo. Se pesan los 1100 gr en una balanza cuya precisión sea del orden de 0.1 gr.

Por otro lado, se requiere de una probeta graduada para determinar en forma práctica la cantidad de agua que debe agregarse al suelo.



Se procede a colocar un bol, limpio y seco, la muestra de suelo y se incorpora el agua. Con la ayuda de una espátula o cuchara, revolver y homogeneizar hasta que no queden a la vista partículas de suelo.

Será necesario el uso de un molde en el cual se compacta por capas de suelo a ensayar. El conjunto está compuesto por un cuerpo de 14 cm de altura, además de piezas complementarias tales como collarines y bases, los que permiten definir el cuerpo de prueba, los que más adelante se detallan.

La probeta quedará definida por la altura del molde, el que será llenado por capas, con un total de tres, siendo cada una de ellas prensada entre sí, hasta obtener la probeta. Luego de obtener la altura por capas será transformado su equivalente del peso en porcentaje, quedando determinado en forma práctica la cantidad de material a emplear.

Luego se procede a armar la probeta de suelo, primer molde debe estar perfectamente limpio y libre de partículas, al igual que las piezas auxiliares.

El molde debe estar perfectamente vertical posado sobre una de sus bases, con el objeto de recibir la primera capa. Esto se realiza colocando pequeñas porciones de manera de no perder material, se acomoda material por medio de una varilla metálica, se alisa la superficie y se tapa con la base superior. Llevar a la prensa y aplicar carga, debiendo mantener presionado durante algunos minutos.

Retirar de la prensa el molde y sacar la base superior, escarificar la superficie, y dejar apto para recibir la segunda capa. Al escarificar la superficie se consigue formar un plano irregular para el mejor acomodo entre partículas con la próxima capa y así evitar en la etapa de carga, una falla por efecto de la unión entre capas.

Colocar el collarín al molde y adicionar la segunda capa, con el mismo cuidado que para la primera, realizar este procedimiento con las tres capas.

Extracción de la muestra

La extracción de la muestra se realiza con un dispositivo ideado para tal efecto, mediante gata mecánica, perfil, etc (ver fig. 5.35). Al proceder a la extracción de la muestra, la que deberá salir en perfecto estado, cualquier indicio de pérdida o mascada en la probeta, implicará que esta debe ser desechada y deberá confeccionarse otra nueva. Debe medirse la altura y el diámetro con un pie de metro para asegurar que las dimensiones estén de acuerdo con lo especificado para el ensayo.

Fig. 5.35 Extracción de la

1.1._Preparacion de la muestra para un ensaye triaxial en suelos.

Saturación de la probeta

Cerrar la llave que mantiene el vacío de la probeta, retirar el vacío y conectar en el mismo orificio la línea de presión de saturación que pasa por la bureta y esta conectada al tanque regulador, donde se conseguirá la presión de saturación deseada.



Verificar que las presiones estén correctamente marcados en los manómetros y conforme a esto aplicar la presión de saturación a la probeta de suelo. Cuando el agua de la bureta alcance un punto estable en el descenso, cerrar el sistema, cortando la presión de saturación y liberando la presión en la probeta.

Llenar nuevamente la bureta de agua y conectar vacío, de manera que pueda absorber aire atrapado en el interior de la probeta. Luego de un rato, cerrar la línea de vacío y proceder nuevamente a saturar. Esta operación se realiza cuantas veces sea necesario hasta eliminar la totalidad de las burbujas de aire.

Etapas de consolidación

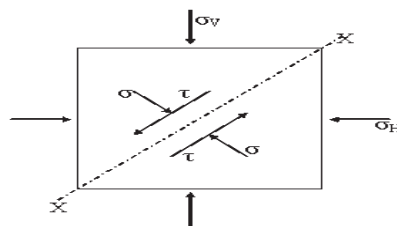
Una vez saturada la probeta de suelo se procederá a consolidar. Se recomienda aplicar la presión de confinamiento en pequeños intervalos con el fin de no perturbar la muestra. Incrementar la presión, hasta alcanzar la presión de confinamiento deseada para cada caso. Alcanzada la presión de confinamiento total, se dejara consolidar la muestra el tiempo que sea necesario.

Al termino de la consolidación deberá determinarse la variación de volumen sufrida por la probeta por efecto de consolidación, debido a la presión confinante ejercida sobre la probeta. Este dato es acumulativo y se le adiciona a las deformaciones.

Etapas de ruptura y carga

Finalizada la etapa de consolidación se cierra la línea que conecta el interior de la probeta, por tratarse de un ensayo C.U.

Se adicionará carga mediante el giro constante de la manivela de la gata, la que produce un ascenso en el plato, materializando así el incremento de carga axial. Se deberá aplicar la carga con una velocidad controlada de 1.27 mm/min, cuyas lecturas de deformación se deberán a intervalos de tiempos controlados con cronometro. Según la muestra se vaya acercando a la falla, deberá ser cuidadosamente observada, tomándose notas del desarrollo de grietas, abultamientos, perdida de verticalidad, etc. Es recomendable disminuir la magnitud del incremento de carga a la mitad, cerca de la falla, en este caso, los intervalos en que actuaran los incrementos se reducirán también a medio minuto. Después de que el espécimen haya fallado o que su deformación axial sobrepase el 20%, cesara el proceso de incrementar carga. A continuación se procederá a quitar la presión de cámara, liberar la carga axial y sacar el extensómetro que mide las deformaciones del largo de la probeta.



1.2._Estado de tensiones en una muestra de compresión triaxial.



II. CLASIFICACION DE LAS PRUEBAS DE COMPRESION TRIAXIAL.

etapas diferentes del ensayo. La posibilidad de variar las características de estas etapas y sus condiciones de drenaje permiten desarrollar distintos tipos de ensayos

triaxiales, así éstos pueden dividirse según la siguiente clasificación: **Ensayo no consolidado no drenado:** Este ensayo se denomina también *ensayo rápido (Q)* o *UU*. No se permite en ninguna etapa el drenaje. La muestra no consolida y por lo tanto no se disipa la presión de poro durante la aplicación de la presión isotrópica cámara s_3 . Luego se lleva la muestra a la falla mediante la aplicación rápida de la carga axial (sin drenaje). **Ensayo consolidado no drenado:** En este ensayo denominado *ensayo consolidado rápido (R)* o *CU*, se permite el drenaje durante la aplicación de la presión de cámara, de este modo la muestra se consolida completamente bajo dicha presión de cámara y la presión de confinamiento se transforma en efectiva $3 s$. Se impide el drenaje durante la aplicación de la tensión desviante $d s$. **Ensayo consolidado no drenado con medición de presión neutra:** Este ensayo denominado ensayo *CU* es similar al anterior, pero durante la etapa de aplicación de la tensión desviante $d s$ se procede a la medición de la presión neutra, pudiendo obtener de esta manera la presión efectiva en cada momento del ensayo. **Ensayo consolidado drenado:** Se conoce también como *ensayo lento (S)* o *ensayo CD*. El drenaje se permite en las dos etapas, de este modo se tiene una consolidación bajo la presión de cámara (transformándose la presión en efectiva $3 s$), y el exceso de presión de poro se disipa durante la aplicación lenta de la tensión desviante $d s$.

RESISTENCIA AL CORTE EN SUELOS NO COHESIVOS

La resistencia al corte de una masa de suelo no cohesivo depende de las siguientes características propias del material:

Densidad relativa.

Forma de los granos.

Distribución granulométrica.

Resistencia individual de las partículas.

Tamaño de las partículas.

El ángulo de fricción interna está influenciado por los siguientes factores:

deslizamiento, rodamiento y empaquetamiento de los granos. Durante el corte, los granos de arena pueden deslizarse unos contra otros produciendo fricción. Si los granos rotan o ruedan durante el corte, esto también causará fricción. Estos factores están, a su vez, influenciados por la forma y rugosidad de las partículas de la arena. La tercera causa de fricción es el empaquetamiento (interlocking), el cual está relacionado con la estructura granular. La Fig. 10 muestra las curvas tensión-deformación características obtenidas de un ensayo triaxial para dos muestras de una misma arena, una supuesta en estado suelto y otra densa. En el caso de la curva de la **arena suelta** se observa que tanto la tensión como la deformación aumentan hasta un valor de tensión que se mantiene prácticamente constante mientras la deformación sigue creciendo. Puede decirse en términos sencillos, que si tiende a ocurrir un desplazamiento a lo largo de un plano interno de la masa de arena suelta, las partículas no se traban entre sí, ni se bloquean por lo que la resistencia a la deformación es sólo fricción. La deformación por sollicitación de corte produce un Factor de influencia en la fricción interna de un suelo. Curvas características de ensayos en arenas acomodamiento de las partículas de suelo, produciendo una disminución de volumen, el cual tiende a un valor constante cuando la tensión tiende también a ser constante.



La muestra de **arena densa** presenta un comportamiento diferente, la curva tensión-deformación crece hasta un punto máximo de tensión $\sigma_{máx}$ a partir del cual la misma disminuye mientras que la deformación aumenta. La tensión máxima en la arena densa para la misma presión σ_3 , es mayor a la de la arena suelta, pero al crecer la deformación la tensión última tiende a un valor similar en ambas, para la misma σ_3 . En la arena densa la deformación implica un movimiento de las partículas que se encontraban originalmente bien empaquetadas y se produce un aumento del volumen necesario para romper la trabazón inicial de partículas en los puntos de contacto intergranular. **Dilatancia** La propiedad de las arenas de cambiar su volumen por efecto de las tensiones de corte recibe el nombre de *dilatancia*. La misma es positiva cuando hay un aumento de volumen (dilatante) y negativa (contractiva) cuando hay disminución de volumen. El fenómeno de dilatancia puede explicarse estudiando la deformación de una agrupación plana de esferas rígidas (7). La Fig. 11.d muestra un elemento unitario de una agrupación compacta. Para que se produzcan deformaciones en el elemento bajo un estado de compresión vertical, es necesario que las esferas *C* y *D* se desplacen lateralmente. Este desplazamiento lateral involucra un aumento del volumen de la agrupación, tal cual se observa comparando las Fig. 11.a y 11.b. La Fig. 11.b muestra que un incremento de volumen de este tipo ocurre al solicitar al corte los suelos reales. Este hecho fue investigado por primera vez por Osbourne Reynolds (1885).

La dilatancia tiene un pronunciado efecto sobre la resistencia al corte debido a que una considerable cantidad de energía se emplea en movilizar la dilatancia, en consecuencia se produce una resistencia "pico".

Deformaciones en una agrupación regular de esferas (Ref. 7), (a) Agrupación inicialmente compacta, (b) Estado más suelto posible: deformaciones uniformes, (c) Estado suelto: deformaciones no uniformes, (d) Comportamiento de una unidad elemental. En las arenas densas, la relación de la resistencia máxima $\sigma_{máx}$ a la resistencia última es mayor que 1. Si la resistencia de la partículas individuales es baja, manteniéndose constante los demás factores, la relación anterior disminuye, debido a que el efecto de trabazón es menos eficiente por el mayor grado de rotura de las partículas. Mientras que manteniendo todos los demás factores constantes, la relación de la resistencia máxima a última decrece al aumentar el tamaño de las partículas y decrece igualmente al empeorar la distribución granulométrica, es decir al ser más uniforme el suelo. El aumento de la presión de confinamiento no altera la forma general de las curvas mostradas en la Fig. 10, pero los valores de las tensiones desviadas correspondientes a un cierto aumento de deformación unitaria crecen aproximadamente en forma proporcional al incremento de σ_3 . Aumentando la presión de confinamiento se aumenta el módulo de deformabilidad de la arena, puede representarse de una manera aproximada, para presiones muy pequeñas, por la tangente a la curva tensión-deformación en el origen. La pendiente de esta tangente se denomina *módulo* módulo de formabilidad inicial. Para arenas sueltas, *E_i* aumenta directamente con σ_3 , como se muestra en la Fig. 12. Para arenas densas, *E_i* se incrementa rápidamente con σ_3 cuando éste es pequeño; pero para presiones de cámara grandes, el aumento de *E_i* disminuye a un valor comparable al de las arenas sueltas.

Relación de vacíos crítica

Tal cual lo expresado acerca del comportamiento de las arenas, al deformarse bajo corte, las arenas sueltas disminuyen su volumen, y por lo tanto, lo mismo ocurre con su relación de vacíos. Por su parte las arenas densas aumentan su volumen al aumentar la sollicitación, es decir su relación de vacíos.



existencia de un valor intermedio de la relación de vacíos de manera tal que, la arena que la tuviese no variaría su volumen al deformarse bajo esfuerzo de corte. Cuando se ensaya al corte una arena en estado suelto, se contrae hasta alcanzar un volumen y relación de vacíos constantes; y la misma arena en estado denso en un ensayo de corte, dilata hasta que alcanza el mismo estado de relación de vacíos constante. **Este estado fue llamado por A. Casagrande *relación de vacíos crítica*. Durante la aplicación de la tensión desviante y por consiguiente, durante la deformación de una probeta, se alcanza en un momento dado una condición de “estructura de flujo” para la cual no hay más cambios en la resistencia al corte y en la relación de vacíos. La relación de vacíos a la cual tiende la probeta es la relación de vacíos crítica (el material ha alcanzado su estado crítico).** La obtención de la relación de vacíos crítica se basa en ensayos de laboratorio. Los resultados obtenidos por diferentes investigadores indican que la relación de vacíos crítica no es un valor constante de cada tipo de arena, sino que depende de varios factores, de los cuales son los principales el estado de tensiones a que se encuentra sometida la muestra durante el ensayo y el tipo de ensayo empleado por lo que se obtienen valores diferentes para la relación de vacíos buscada; por esta razón algunos autores prefieren hablar de un “intervalo crítico de la relación de vacíos” y no de un valor preciso de

ARCILLAS PRECONSOLIDADAS Y NORMALMENTECONSOLIDADAS

Antes de hacer referencia a las arcillas preconsolidadas, se repasa dicho concepto.

Como se puede observar en la Fig. 14, el punto “a” representa una arcilla inmediatamente después de su deposición, por ejemplo un lecho lacustre. La deposición de más arcilla provoca el incremento de la presión efectiva y una reducción del contenido de agua. El estado representado por el punto “b”, corresponde a la arcilla “normalmente consolidada”, en el sentido de que ésta no ha estado sujeta a una presión efectiva mayor que la sobrecarga que presenta. **La resistencia al corte de una arcilla “normalmente consolidada” es proporcional a la presión efectiva.** El punto “c” corresponde a la mayor deposición y por ende a la máxima presión efectiva que ha sido sujeta en su historia geológica (también es llamada presión de preconsolidación). Como referencia general, muchas arcillas post-glaciares son normalmente consolidadas, las cuales han sido depositadas durante el levantamiento del nivel del mar producto de la fusión de los glaciares y capas de hielo. Pero la mayoría de las arcillas son mucho mas antiguas, y durante su historia geológica han estado sujetas a presiones muy considerables, correspondiente a sobrecargas de cientos de metros de sedimentos, los cuales han sido removidos posteriormente por erosión. La arcilla esta “preconsolidada” y representada por el punto “d”.

La remoción de la presión es acompañada por un incremento del contenido de agua debido a la expansión, pero dicho incremento esta muy lejos que reflejar la reducción del contenido de agua durante la consolidación. Aunque la arcilla en el punto “d” esta bajo la misma presión efectiva que el punto “b”, el contenido de agua de una arcilla preconsolidada es considerablemente menor. Las partículas están en un estado de empaquetamiento mas denso, y consecuentemente la resistencia al corte es mayor que la de una arcilla normalmente consolidada.

RESISTENCIA AL CORTE EN SUELOS COHESIVOS

La resistencia al corte de los suelos cohesivos presenta una mayor dificultad en su determinación que para los suelos friccionales, ya que en los primeros la estructura del suelo no puede adaptarse fácilmente a las nuevas condiciones de tensiones que pueden presentarse. Esto se debe sobretodo a la relativamente baja permeabilidad de estos suelos respecto a las arenas. El agua requiere períodos de tiempo importantes para movilizarse dentro de la masa de suelo, y además la cantidad de agua.

movilizada es mayor en comparación con las arenas dada la mayor compresibilidad de los suelos



cohesivos, siendo la relación de vacíos importante en comparación a la de las arenas. Los factores que influyen principalmente en la resistencia al corte de los suelos cohesivos son los siguientes: historia de consolidación del suelo, condiciones de drenaje del mismo, velocidad de aplicación de las cargas y sensibilidad de su estructura. (10) Con respecto al comportamiento tensión-deformación puede decirse, que de manera general, las arcillas normalmente consolidadas se corresponden con las arenas sueltas. Ambas tienen el mismo tipo de curva tensión-deformación en compresión triaxial, es decir, presentan curvas cóncavas hacia abajo sin un valor máximo pronunciado. Por otra parte las arcillas preconsolidadas se relacionan con las arenas densas, ya que tienen curvas similares que presentan un máximo a partir del cual la resistencia disminuye.



CAPITULO IV

DESARROLLO DE LAS PRUEBAS DE COMPRESION TRIAXIAL.

- 1._Desarrollo de las pruebas en el laboratorio.*
- 2._ Interpretación de Resultados.*



I. DESARROLLO DE LAS PRUEBAS EN LABORATORIO.

Aplicaciones

2.1 En Fundaciones

Para fundaciones colocadas en terrenos arcillosos, la condición inmediatamente después de completar la construcción, es casi siempre la más crítica. Esto es porque la carga completa es aplicada al terreno y éste no ha tenido tiempo para ganar la resistencia adicional por consolidación. Por estas condiciones la resistencia al corte es determinada por pruebas al corte Triaxial. Para pequeños proyectos sobre los cuales el gasto de un programa de ensayos no se justifica, la capacidad de carga en suelos de arcilla saturada se puede calcular con el ensayo C.N.C.

2.2 Estabilidad en Taludes

En cualquier caso de construcción de taludes, sean estos hechos por la mano del hombre o formados naturalmente en faldas de montaña o bordes de río, se tiene por resultado componentes gravitacionales del peso que tienden a movilizar el suelo desde un nivel más alto hasta uno más bajo. La filtración puede ser una causa muy importante para movilizar el suelo cuando el agua está presente, estas fuerzas variantes producen esfuerzos cortantes en la masa del suelo, y ocurrirá movimiento, a menos que la resistencia al corte sobre cada posible superficie de falla a través de la masa sea mayor que el esfuerzo actuante.

2.3 Empujes

Al proyectarse estructuras de sostenimiento, debe asegurarse solamente que no solo se produzca el colapso o falla. Desplazamientos de varios centímetros no suelen tener importancia, siempre que se asegure que no se producirán repentinamente desplazamientos más grandes. Por ello el método para el proyecto de estructuras de retención suele consistir en estudiar las condiciones que existirán en una condición de falla, introduciendo factores de seguridad convenientes, para evitar el colapso.

Una solución completa y exacta para un caso activo o pasivo de equilibrio límite, debe cumplir las siguientes condiciones:

- - Cada punto del terreno debe estar en equilibrio.
- - La condición de falla Mohr – Coulomb debe cumplirse en todos los puntos.
- - Los esfuerzos al interior de la masa deben estar en equilibrio con los exteriores.

ENSAYO TRIAXIAL

1 Generalidades

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

El ensayo Triaxial constituye el método más versátil en el estudio de las propiedades esfuerzo-deformación. Con este ensayo es posible obtener una gran variedad de estados reales de carga.

Esta prueba es la más común para determinar las propiedades esfuerzo-deformación. Una muestra cilíndrica de un suelo es sometida a una presión de confinamiento en todas sus caras. A continuación se incrementa el esfuerzo axial hasta que la muestra se rompe. Como no existen



esfuerzos tangenciales sobre las caras de la muestra cilíndrica, el esfuerzo axial y la presión de confinamiento, son los esfuerzos principal mayor y principal menor respectivamente. Al incremento de esfuerzo axial, se denomina esfuerzo desviador.

2 Aplicaciones

3 Esfuerzos principales

En una prueba de compresión cilíndrica, la falla ocurre debido al corte, por ello es necesario considerar la relación entre la resistencia al corte y la tensión normal que actúa sobre cualquier plano dentro del cuerpo a compresión.

En una prueba de compresión, una muestra de suelo esta sujeta a fuerzas compresivas que actúa en tres direcciones, en ángulos rectos entre si, respectivamente; uno en la dirección longitudinal, los otros dos lateralmente. Los tres planos perpendiculares sobre los cuales estas tensiones actúan, son conocidos como los planos principales, y las tensiones como las tensiones principales.

Muchos de los problemas de mecánica de suelos son considerados en dos dimensiones, y solo son usadas las tensiones principales mayor y menor. A la influencia de la tensión principal intermedia se le resta importancia.

4 Circulo de Mohr

Representación grafica de los estados de esfuerzo de una muestra de suelo, sometida a una prueba de compresión Triaxial.

La construcción grafica, para definir el lugar geométrico de un punto **P**, por medio de círculos, es de gran importancia en la mecánica de suelos. Estas resultantes son conocidas como tensiones de circulo de Mohr, cuya ilustración es la siguiente.



En el círculo de Mohr se deben notar los siguientes puntos:

- El eje horizontal representa las tensiones normales, y el eje vertical representa las tensiones de corte, todas dibujadas en la misma escala.
- Los extremos del diámetro del círculo, están definidos por los valores de σ_3 y σ_1 , medidos desde el origen.
- El punto **P**, tiene por coordenadas las tensiones normales y de corte sobre un plano inclinado en un ángulo con respecto a la horizontal. Alternativamente **P** puede ser encontrado trazando un radio desde el centro **C** a un ángulo 2α con respecto a la horizontal. En un plano inclinado de α , la tensión normal es igual a **OQ** y la tensión de corte es igual a **PQ**.
- El diámetro del círculo es igual a $(\sigma_1 - \sigma_3)$, la diferencia de tensiones principales es conocida como “esfuerzo desviador”, y esta dada por la formula:

$$\sigma_d = (\sigma_1 - \sigma_3)$$

- La máxima tensión de corte es representada por el punto **P** (punto mas alto del círculo), y es igual al radio.

$$R = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}$$

- Un plano sobre el cual ocurre la máxima tensión de corte, esta inclinado en 45° con respecto a la horizontal.
- El centro del círculo **C**, esta a una distancia:
 $OC = (\sigma_1 + \sigma_3) / 2$, desde el origen

Fig. 5.29 Esfuerzo desviador.

- (a) (a) espécimen cilíndrico, sujeto a compresión Triaxial.
- (b) (b) Aplicación de carga separadas en dos componentes



5 Esfuerzo desviador

Cuando una probeta cilíndrica de longitud **L** y diámetro **D**, se somete a una prueba de compresión Triaxial, será cargada en dos etapas:

a. Se aplica la presión completa (alrededor de la muestra) denotada por σ_3 (Fig. 5.29),. Esta actúa igualmente en todas las direcciones, así las tensiones radial y axial serán igual a σ_3 , o ninguna tensión de corte es inducida en la muestra.

b. Una carga axial **P** se aplicará desde afuera de la celda y es progresivamente incrementada. La tensión adicional causada por **P**, es solamente en la dirección axial y es igual a **P/A**.

Finalmente la tensión axial total, denotada por σ_1 , es igual a $(\sigma_3 + P/A)$, es decir:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + P/A$$

Esta ecuación puede ser ordenada de la siguiente manera:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = P/A$$

La diferencia de las tensiones principales $(\sigma_1 - \sigma_3)$ se conoce con el nombre de esfuerzo desviador. En una prueba la presión de la celda σ_3 , es mantenida constante a un valor dado, mientras que la tensión desviadora es gradualmente incrementada.

Generalmente la tensión de falla estará representada por el máximo de la tensión de desviación.

6 Criterio de falla Mohr – Coulomb

7 Ventajas

Algunas ventajas de los ensayos de compresión Triaxial son:

- La muestra no es forzada a inducir la falla sobre una superficie determinada.
- Consecuentemente, una prueba de compresión puede revelar una superficie débil relacionada a alguna característica natural de la estructura del suelo.
- Las tensiones aplicadas en pruebas de compresión en laboratorio, son una aproximación de aquellas que ocurren in situ.
- Las tensiones aplicadas son las tensiones principales y es posible realizar un estrecho control sobre las tensiones y las deformaciones.
- Las condiciones de drenaje pueden ser controladas y es posible una gran variedad de condiciones de prueba.

8 Limitaciones

Algunas limitaciones de los ensayos de compresión Triaxial son:

- En algunos casos de arcilla el tamaño de la muestra puede tener importantes efectos sobre la resistencia medida.
- Se deben confeccionar o tomar muestras de diámetros que representen adecuadamente grietas y discontinuidades en una muestra de suelo.



9 Implementación del ensayo triaxial.

a. Equipo para ensayo

El aparato consta, en primer lugar, de un tablero de comando y de una cámara Triaxial constituida de cilindro de lucita de 35 cm de diámetro y unos 7 mm de espesor de su pared. (Según figura 5.33). Las bases de la cámara están conformadas por dos placas circulares las que quedaran solidarias al cilindro, por medio de sellos de goma y piezas de ajuste. La pieza base inferior es de acero inoxidable para poder resistir los ensayos. La cámara con las anteriores dimensiones resiste presiones internas de 7kg/cm².

Dentro de la cámara se ubican dos cilindros cortos, que sirven de base y cabezal del cuerpo de prueba con piezas de aluminio perforada en contacto con este.

La transmisión de carga hacia el cuerpo de prueba se logra mediante un movimiento ascendente de la cámara cuya sección superior del cuerpo, entra en contacto con el vástago del anillo de carga. Un extensómetro medirá las deformaciones que tengan lugar en el anillo, las que, a través, de una tabla de calibración proporcionara las cargas actuantes correspondientes. Por otro lado, el candenciómetro conjuntamente con el cronometro controlaran que la velocidad de carga sea de 0.025 cm/min. En las pruebas de compresión Triaxial, se requiere que la muestra este enfundada en membranas flexibles, resistentes e impermeables, generalmente de látex.

II. INTERPRETACION DE RESULTADOS.

A partir de una serie de pruebas de compresión, llevadas a cabo sobre muestras idénticas de suelo, con presiones de confinamiento diferentes (según figura 5.30), representadas por un conjunto de círculos de Mohr que representan la falla. Se ha definido en la práctica que una envolvente de falla es tangente a estos círculos, la que es representada aproximadamente como una línea recta sobre un amplio rango de tensiones. La ecuación de la envolvente se puede expresar de la misma forma como la ley de Coulomb.

$$\tau = c + (\sigma * \text{Tg}\phi)$$

Donde σ y τ son tensiones totales.

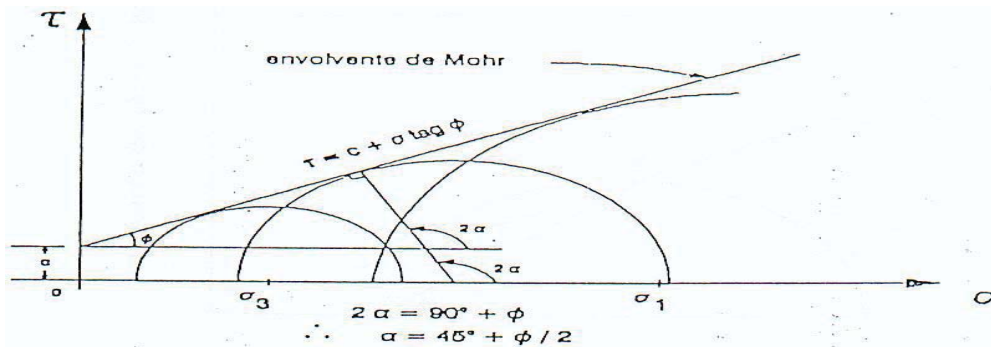
Fig. 5.30 Circulo de Mohr para esfuerzos totales. Diámetro 70 mm.

En términos físicos, si un círculo de Mohr para estados particulares de esfuerzo, yace enteramente por debajo de la envolvente, el suelo esta en condiciones estables. Si el círculo de Mohr toca la envolvente (Fig 5.31), la resistencia máxima del suelo ha sido alcanzada, es decir, la falla ha ocurrido en un plano determinado. Si el ángulo de este plano con respecto a la horizontal es α , esta línea que se junta con el centro del círculo al punto tangente, esta inclinada en un ángulo 2α con relación al eje, de la geometría del triangulo rectángulo, se tiene:

$$2 * \alpha = 90^\circ + \phi$$

por lo tanto:

$$\alpha = 45^\circ + \phi / 2, \quad \text{a este plano se le denomina Plano de Falla Teórico.}$$



4.3. Envolvente de falla para una prueba de compresión triaxial.

Un círculo de Mohr que intercepta a la envolvente y sobrepasa a esta, no tiene significado físico, porque una vez que la envolvente es alcanzada, la falla ocurre y el suelo no puede ofrecer mas resistencia al corte.

Diferencia entre los ensayos triaxial consolidado no drenado y consolidado drenado.

Primeramente definiremos lo que se entiende por ensayos triaxiales consolidados, en estos tipos de ensayo el espécimen se consolida primeramente bajo una presión de confinamiento, así el esfuerzo llega a ser efectivo, es decir, la presión de cámara queda actuando sobre la fase sólida del suelo.

En un ensayo C.U. (consolidado no drenado), la muestra es llevada a la falla por rápido incremento de la carga axial, de manera que no exista cambio de volumen. El hecho esencial de este tipo de ensayos es no permitir ninguna consolidación durante el periodo de falla con la aplicación de la carga axial, esto se logra fácilmente en una cámara de compresión Triaxial cerrando la válvula de salida de las piedras porosas de la bureta (válvula que conecta el interior de la muestra de suelo con el exterior de la cámara de compresión).

Se podría pensar que todo esfuerzo desviador fuera tomado por el agua de los vacíos del suelo en forma de presión intersticial, ello no ocurre así y se sabe que parte de esa presión axial es tomada por la parte sólida del suelo, pero en una prueba de compresión Triaxial la muestra puede deformarse lateralmente y, por lo tanto, su estructura toma esfuerzos cortantes desde el principio.

En el ensayo C.D. (consolidado drenado), la diferencia esencial con respecto al ensayo anterior corresponde al hecho de abrir la válvula de la bureta, esto con el propósito de desalojar el agua contenida en los poros de la muestra de suelo que se esta ensayando, además se cuenta el hecho de que las velocidades de aplicación de la carga son mucho mas lentas que en el ensayo C.U.

Otra de las diferencias notables entre los dos ensayos, es que durante el ensayo C.D. se pueden medir las variaciones de volumen dentro de la muestra, es decir, las variaciones de volumen que experimenta el índice de vacíos, esto se debe a que el agua contenida en ellos comienza a salir lentamente, lo que permite un reacomodo de las partículas sólidas del suelo.



CAPITULO V.

**Resultados obtenidos en el ensaye en
Laboratorio de las muestras triaxiales.**

Introducción.

- 1. _Estudio de la zona.***
- 2. _Exploracion de la zona de estudio.***
- 3. _Extraccion y empacado de la muestra.***
- 4. _Estudio de la muestra en laboratorio.***



I._ESTUDIO DE LA ZONA.

En este capítulo se muestran los resultados de las muestras ensayadas en laboratorio, de pruebas triaxiales tipo UU. Para las diferentes partes de la ciudad de Morelia. Así como sus propiedades índice y clasificación del suelo. Las muestras que se emplearon en el estudio fueron de tipo inalterado y algunas remoldeadas en el laboratorio, considerando reproducirlas como se encontraba el terreno natural en campo. Con su respectivo peso volumétrico de campo y humedad natural.

Las probetas fueron sometidas a diferentes confinamientos de acuerdo a su resistencia. En el caso de la ciudad de Morelia en su mayoría las muestras son arcillas de diferentes características las cuales se describen a continuación en los párrafos siguientes.

Los ensayos de carga fueron analizados de acuerdo a la normativa correspondiente y siguiendo los pasos y especificaciones del manual de Laboratorio de Materiales “Ing Luís Silva Ruelas.” Sección de mecánica de suelos de la facultad de ingeniería civil. De la universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo.

Antecedentes._

La ciudad de Morelia se encuentra asentada sobre el antiguo valle de Guayangareo; limitada al norte por lomas de santiaguito, al sur por las lomas de santa María de guido, al oriente por el cerro del Punhuato y al poniente con el cerro del Quinceo. Las muestras fueron analizadas de acuerdo a la siguiente metodología que se indica a continuación.

1)._Exploración de la zona.

Reconocimiento de la zona donde se pretende realizar el estudio.

2)._Exploración y tipos de muestreo en la zona de estudio.

Extracción de la muestra como marca la normativa para muestras inalteradas así como las dimensiones del estrato en estudio.

3)._Extracción, empaquetado y transporte de la muestra.

Se realizó como marca la normativa correspondiente hasta el laboratorio para preparar la muestra para su estudio.

4)._Estudio de la muestra.

Preparación y separación de la muestra para su correspondiente estudio en esta etapa se determinó sus propiedades índices, como el labrado y preparación de las probetas.

5)._Etapas de carga y reporte de resultados.

Las probetas obtenidas fueron sometidas a diferentes cargas, así como a diferentes esfuerzos de confinamiento de acuerdo a sus propiedades de resistencia, y se registraron los resultados obtenidos en laboratorio. Para poder determinar sus parámetros de resistencia al corte.

I._Exploración de la zona.



El estudio de los parámetros de corte se llevó a cabo en la ciudad de Morelia, en el estado de Michoacán de Ocampo. En diferentes zonas donde se pretende conocer los parámetros de resistencia al corte de los suelos.

Datos geográficos del estado de Michoacán.

El estado de Michoacán se localiza en la región Centro-Occidente entre los paralelos 20° 23' 44" y 18° 09' 49" de latitud norte, y los meridianos 100° 04' 48", 103° 44' 20" de longitud oeste. Su posición corresponde fisiográficamente tanto a la depresión del río Lerma, como a la porción central del Sistema Volcánico Transversal, la depresión del río Balsas y la Sierra Madre del Sur y Planicies Costeras del Pacífico, abarcando una superficie de 59,864 km, equivalente al 3% de la extensión del país.

Limita al norte con los estados de Jalisco y Guanajuato, al noreste con Querétaro, al este con el estado de México, al sureste y sur con Guerrero, al oeste con Colima y también con Jalisco y al suroeste con el Océano Pacífico. Por situarse el Estado al sur del trópico de Cáncer, le corresponde la zona tropical, pero las diferencias de altura que presenta gran parte del relieve michoacano son el factor que influye más intensamente en las condiciones climáticas, y así equivalen a las de la zona templada.

En Michoacán se observa que las crestas de las sierras están dispuestas según alineamientos que siguen un rumbo definido NW a SE y que corresponden a fracturas y fallas bien establecidas por lo que esas líneas determinan el sistema orográfico del estado. El tectonismo vinculado al choque de la placa oceánica de Cocos con la placa continental Norteamericana representa la causa más importante de los sismos y del vulcanismo. El 92% del territorio michoacano corresponde a la zona sísmica. El vulcanismo ha sido un factor importante en la formación del relieve, los dos últimos volcanes aparecidos en Michoacán. Geológicamente hablando son recientes: El Jorullo, en 1759, y el Parícutin, en 1943. El estado se puede dividir en 5 regiones más o menos definidas sobre la base de la estructura y la historia geológica de las zonas. (Correa y Rodríguez, 1972). Siendo estas:

- a) Las Planicies Costeras del Pacífico (C).
- b) La Sierra Madre del Sur (SMS)
- c) La Depresión del Balsas (DB)
- d) El Sistema Volcánico Transversal y Valles Intermontanos (SVT).

Las Planicies Costeras del Pacífico: Ubicadas entre la SMS y el Océano Pacífico, son una angosta faja que va desde la desembocadura del Río Coahuayana hasta la desembocadura del Río Balsas, límites naturales con Colima y Guerrero, respectivamente. Son llanuras aluviales de escasa extensión en forma discontinua. Separadas en donde la SMS penetra al Mar. Cubre una superficie de 700 km². Aproximadamente, con una amplitud media de 3 km. y una altitud de 60 metros. La Sierra Madre del Sur: Se extiende por unos 200 km. con dirección de NW a SE, cubre una superficie de 13,000 km². Aproximadamente. Atraviesa el estado a lo largo y cercanamente a la Costa del Océano Pacífico. En esta sierra casi no hay valles intermontanos, las grietas y fallas que presenta ponen de manifiesto el activo tectonismo de la región. Su anchura es de casi 100 km. y su altitud promedio de 2000 m.s.n.m. La Depresión del Balsas: Se extiende de NW a SE con una longitud de 255 km. y una



anchura media de 30 km. entre la SMS y SVT, presenta una altitud media de 500 metros y una superficie. De 14,000 km². Se le considera como la continuación de la gran depresión del Golfo de California. Es una región con relieve ondulado y montañoso, que sólo en sus partes bajas presenta depósitos sedimentarios. El declive de la SMS es más angosto que el del SVT. El Sistema Volcánico Transversal: Formado como consecuencia de una gran actividad volcánica presente hasta nuestros días, se localiza al Nte. de la Depresión del Balsas. Alcanza aproximadamente 300 km. de largo, en dirección W a E, y unos 100 km. de ancho, posee una superficie de 27,500 km². Sus cimas vienen a ser las más altas de la entidad, encontrándose en él, no menos de 50 volcanes que superan los 2700m de altitud.

Las más altas son las de Tancítaro, Patambán, Nahuatzen, Acuitzio, Comanja, Mil Cumbres, San Andrés, Tlalpujahua, Cerro Azul y Angangueo. Se presentan también numerosos valles exorreicos y cuencas endorreicas, como las de los principales lagos Michoacanos (Pátzcuaro, Zirahuén y Cuitzeo). Su formación está conectada con la de la Altiplanicie Mexicana, que sufrió en su borde meridional un levantamiento iniciado desde el Cretácico superior y que continuó en el cenozoico medio, convirtiéndola en monoclinal, al mismo tiempo que se formó la Sierra Madre del Sur y la Depresión del Balsas. La Depresión del Lerma o Altiplanicie: Con intromisiones transversales al Sistema Volcánico Transversal y al norte de este se localiza parte de la Depresión del Río Lerma-Chapala, que constituye una región alta, generalmente plana, inclinada al noroeste y con áreas escalonadas, suavemente onduladas y hasta separadas por algunas eminencias. Presenta una amplitud media de 20 km. y cubre una extensión de 4100 km². En varias de sus porciones se situaron lagos actualmente desaparecidos por el relleno miento de los sedimentos o por el drenado de corrientes fluviales que se establecieron. El río Lerma y algunos de sus afluentes son concordantes con la estructura que determinó sus Cauces, y que en la parte noroeste limita a la entidad.



(Figura 5.1)._Mapas de la Republica Mexicana y el estado de Michoacán de Ocampo.

Datos geográficos de la ciudad de Morelia.

Morelia. Es la ciudad capital del estado mexicano de [Michoacán](#) y cabecera del municipio homónimo, fundada el [18 de mayo](#) de [1541](#) por el primer virrey de la Nueva España, Don [Antonio de Mendoza](#), con el nombre original de "*Ciudad de Mechuacán*", que cambió a "*Valladolid*", en 1545 y, desde 1828, la ciudad se llama "*Morelia*". La ciudad es sede arzobispal. Se encuentra ubicada en la



región norte del estado, en el centro occidente del país, entre las ciudades de [Guadalajara](#), [Jalisco](#) y [México D.F.](#)

La ciudad es la más poblada y extensa del estado de Michoacán y la segunda ciudad más poblada de la Región Bajío (solamente detrás de [León de los Aldama](#)), mientras que como zona metropolitana es la tercera de la región (superada por [León de los Aldama](#) y [Santiago de Querétaro](#)). A nivel nacional, su zona metropolitana ocupa el vigésimo sitio. De acuerdo con el Censo de Población del año 2006 (referido al 17/oct/2005), la población de la ciudad era de 608 049 habitantes.

El municipio de Morelia queda ubicado entre los paralelos 19°30' y 19°50' de latitud norte, y los 101°00' y 101°30' de longitud oeste, en la región centro-norte del estado de Michoacán. Limita al norte, Tarímbaro, Chucándiro y Huaniqueo; al este, Charo y Tzitzio; al sur, Villa Madero y Acuitzio; al oeste, Lagunillas, Quiroga, Coeneo y Tzintzuntzan. La altitud municipal oscila entre los 1400 y 3090 msnm.

Por otra parte, la ciudad de Morelia se encuentra ubicada al norte del municipio, muy cercana a los límites con el municipio de Tarímbaro, en el llamado "Valle de Guayangareo". Este valle se encuentra rodeado por el Pico del Quinceo (al noroeste), el cerro del Águila (al poniente), el Punhuato (al oriente) y las Lomas de Santa María (al sur y sureste). El valle se encuentra relativamente abierto al norte y noreste, así como hacia el suroeste.

Con relación a la ciudad, se tiene la siguiente información:

- Latitud: 19° 42' 10 *Norte*.
- Longitud: 101° 11' 32 *Oeste*.
- Altura sobre el nivel del mar: 1921 [msnm](#).

La altitud sobre el nivel del mar, así como las coordenadas geográficas, están referidas a un punto ubicado sobre la avenida Madero Poniente, enfrente de la [Catedral de Morelia](#).

Superficie y límites. El municipio ocupa una extensión de 1 199 km², mientras que el área urbana de Morelia abarca alrededor de 85 km², es decir, el 7.1 % de la superficie municipal. Por otra parte, la Zona Metropolitana de Morelia cuenta con una extensión de 1 456 km² e incluye los municipios de Morelia y Tarímbaro.

Hidrografía. El municipio se ubica en la región hidrográfica número 12, conocida como Lerma-Santiago, particularmente en el Distrito de Riego Morelia-Queréndaro.

Forma parte de la cuenca del lago de Cuitzeo. Sus principales ríos son el Grande y el Cuiquito. Estos dos ríos llegaron a rodear la ciudad hasta mediados del siglo XX. El Río Grande fue canalizado a finales del s. XIX debido a los frecuentes desbordamientos. El río Grande tiene su origen en el municipio de Pátzcuaro y tiene un trayecto de 26 km por el municipio de Morelia (atraviesa la cabecera municipal), y desemboca en el Lago de Cuitzeo (el segundo más grande del país). Los principales escurrimientos que alimentan a este río son el arroyo de Lagunillas, los arroyos de Tirio y la barranca de San Pedro. El Río Chiquito, con 25 km de longitud, es el principal afluente del Grande



y se origina en los montes de la Lobera y la Lechuguilla, y se une posteriormente con los arroyos la Cuadrilla, Agua Escondida, el Salitre, el Peral, Bello, y el Carindapaz.

Con relación a los cuerpos de agua en el municipio se tienen la presa de Umécuaro y de la Loma Caliente, así como las presa de Cointzio, las más importante del municipio, con una capacidad de 79.2 millones de metros cúbicos.

Otro recurso importante de abastecimiento de agua en el municipio de Morelia son los manantiales, destacando por su aprovechamiento el manantial de la Mintzita, utilizado para el abastecimiento de agua potable para importante parte de la población de la ciudad, así como para usos industriales. También son importantes los manantiales de aguas termales que son aprovechados como balnearios, figurando Cointzio, El Ejido, El Edén y Las Garzas.

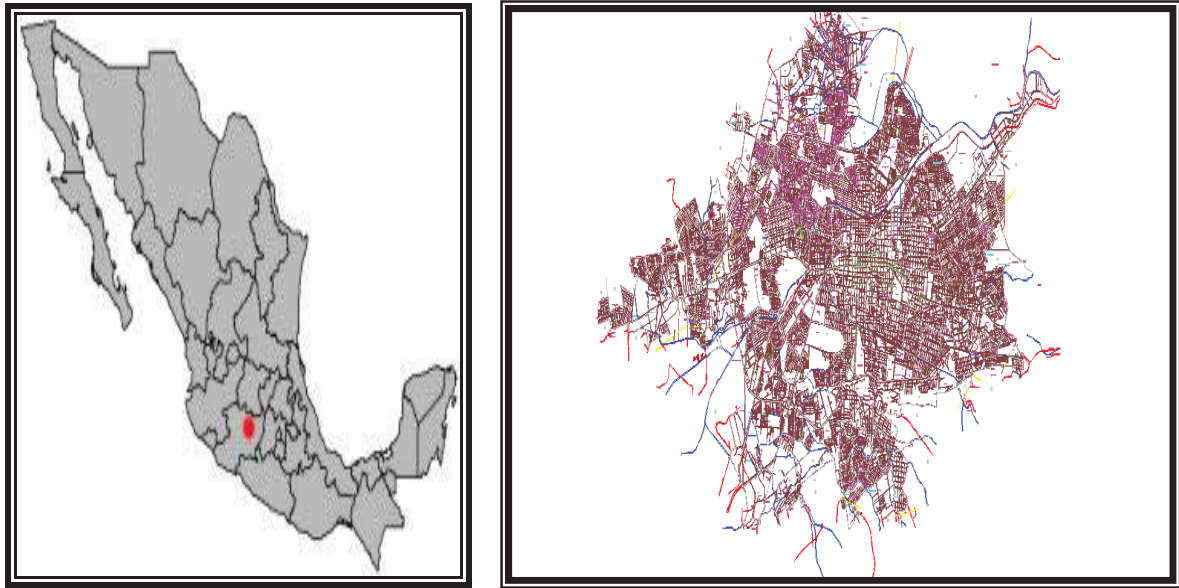
Orografía. La superficie del municipio es muy accidentada, ya que se encuentra sobre el Eje Neovolcánico Transversal, que atraviesa el centro del país, de este a oeste. La fisiografía del municipio tiene la siguiente composición:

- Sierra (S): 53.57 % de la superficie municipal.
- Sierra con lomeríos (SL): 15.71 % de la superficie municipal.
- Meseta con lomeríos (ML): 11.58 % de la superficie municipal.
- Lomeríos (L): 3.05 % de la superficie municipal.
- Valle con lomeríos (VL): 2.46 % de la superficie municipal.
- Llanura con lomeríos (VL): 4.93 % de la superficie municipal.
- Llanura (V): 13.63 % de la superficie municipal.

En el municipio se encuentran tres sistemas montañosos: por el este diversas montañas que forman la sierra de Oztumatlán y las cuales se extienden desde el norte hacia el suroeste, destacando el cerro de "El Zacatón" (2960 msnm), el cerro "Zurumutal" (2840 msnm), el cerro "Peña Blanca" (2760 msnm) y el "Punhuato" (2320 msnm), que marca el límite oriental de la ciudad de Morelia, así como el cerro "Azul" (2625 msnm) y el cerro "Verde" (2600 msnm) un poco más hacia el sureste.

Por el poniente sobresalen el pico de "Quinceo" (2787 msnm), el cerro "Pelón" (2320 msnm) y el más alto del municipio, el cerro del "Águila" (3090 msnm) que se encuentra un poco más al suroeste. Por el sur el parteaguas que delimita la zona presenta una dirección aproximada de poniente a oriente y los accidentes orográficos corresponden al alineamiento de los cerros "Cuanajo" y "San Andrés".

Características y uso del suelo. La ciudad se encuentra asentada en terreno firme de piedra dura denominada "riolita", conocida comúnmente como "cantera", y de materiales volcánicos no consolidados o en proceso de consolidación, siendo en este caso el llamado tepetate. El suelo del municipio es de dos tipos: el de la región sur y montañosa pertenece al grupo podzólico, propio de bosques sub húmedos, templados y fríos, rico en materia orgánica y de color café "forestal"; la zona norte corresponde al suelo negro "agrícola", del grupo Chernozem. El municipio tiene 69,750 hectáreas de tierras, de las que 20,082.6 son laborables (de temporal, de jugo y de riego); 36,964.6 de pastizales; y 12,234 de bosques; además, 460.2 son incultas e improductivas.



(Figura 5.2)._Mapas de la Republica Mexicana y la ciudad de Morelia.

La ciudad de Morelia se encuentra ubicada en la provincia de la zona Neovolcanica caracterizada por una altiplanicie situada a 1921 mts. Sobre el nivel del mar, de la que sobresalen numerosos cerros, formados en su mayoría por rocas basálticas o andesitas. Las emisiones lavicas tienen edades que varían desde el plioceno hasta el reciente y muestras grados variables de meteorismo superficial. Entre los cerros volcánicos se abren llanuras y cuencas formadas en gran parte por rellenos aluviales o lacustres conteniendo grandes cantidades de cenizas volcánicas. Morfológicamente en la ciudad de Morelia se pueden diferenciar las siguientes zonas.

- A)._ Una zona meridional, donde aparece una meseta que presenta pendientes escarpadas en dirección a la ciudad.
- B)._ Una zona de lomeríos de suave pendiente donde se encuentra la mayor parte de la zona urbana.
- C)._ Una zona plana a lo largo de los ríos donde existen depósitos aluviales.
- D)._ Una zona septentrional casi plana donde se encuentran rocas basálticas.

Para la clasificación preliminar de un suelo, o para determinar sus propiedades en laboratorio, es necesario contar con porciones o muestras del mismo. En cuanto al propósito con el que se toman las muestras, estas se clasifican en muestras de inspección y de laboratorio. De las primeras solo se requiere que sean representativas; en cambio, las muestras destinadas a estudios de laboratorio deben llenar una serie de requisitos sobre tamaño, método de obtención, embarque, etc. Tanto las muestras de inspección como las de laboratorio pueden ser inalteradas, cuando se toman todas las precauciones para procurar que la muestra este en las mismas condiciones en que se encuentran en el terreno del cual procede, y alteradas, en caso contrario. Conviene observar que la palabra inalterada no debe interpretarse en su sentido literal. Es imposible evitar que la muestra sufra cierto grado de alteración durante el muestreo y después de el.



Para el caso del muestreo se utilizaron pozos a cielo abierto, (PCA). Donde se obtuvieron muestras inalteradas y en algunos casos se tuvo la necesidad de remoldear la muestra con su correspondiente peso volumétrico y humedad natural.

Geología Histórica. La historia geológica de la región se inicia con las emisiones de rocas de composición riolítica a las que siguen las que siguen las emisiones de rocas de composición riolítica a las que siguen las emisiones de rocas de composición riolítica a las que siguen las emisiones de rocas andesitas que se verificaron durante el terciario. El cuaternario continúa la actividad volcánica que da lugar a la formación de coladas de basalto y a la depositación de tobas limo-arenosas que posiblemente se sedimentaron en un ambiente lacustre.

Por ultimo a lo largo de los ríos de la región se formaron depósitos aluviales de composición arcillosa, mismos que ocupan las partes topográficas mas bajas de la ciudad de Morelia Michoacán. A continuación se describe la estratigrafía de la ciudad de Morelia en forma general.

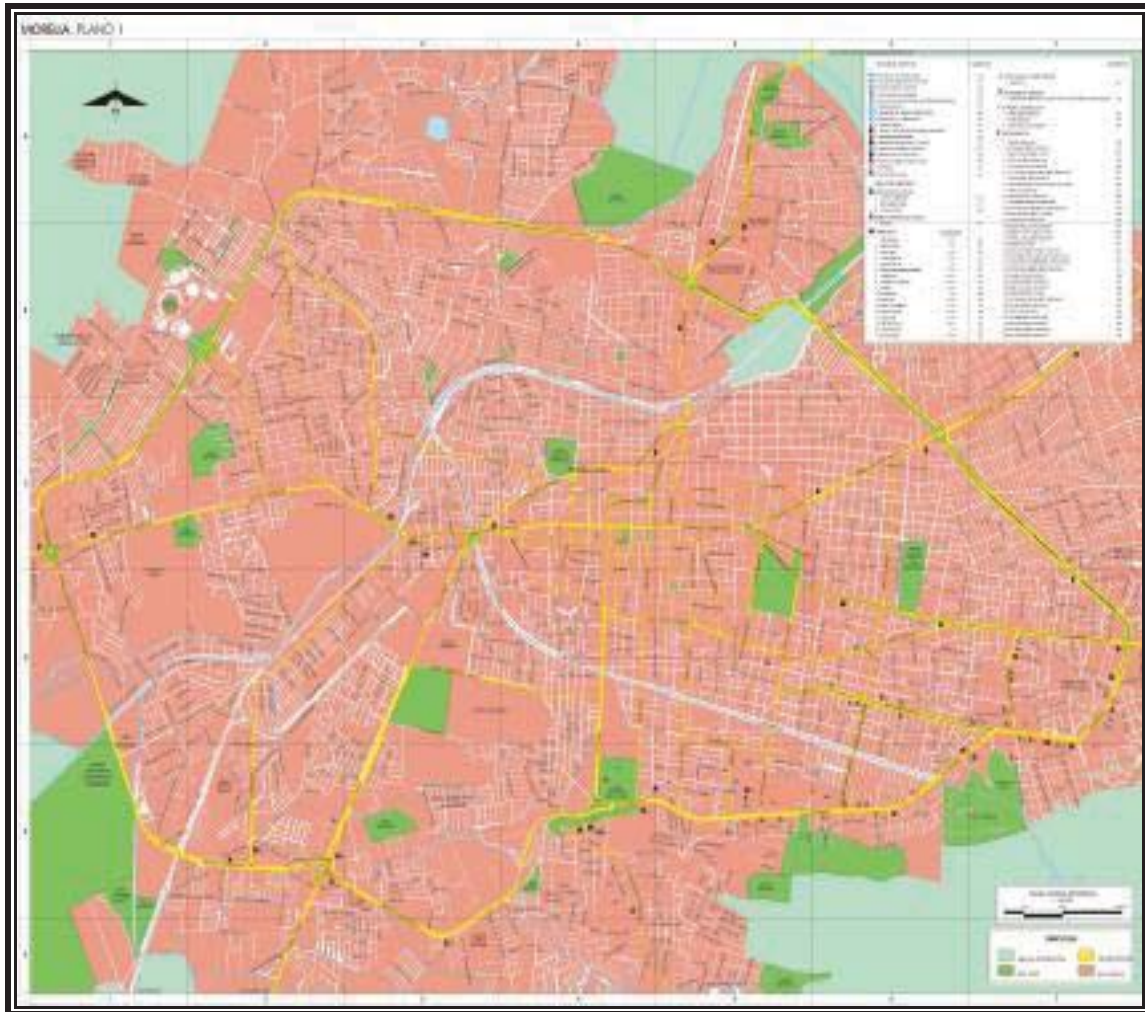
A). Rocas Riolíticas. Son las mas antiguas que aparecen en la region y afloran al sur de Morelia en las lomas de Santa Maria donde forman una amplia meseta que presenta taludes de fuerte pendiente hacia el sur de la ciudad.

B). Rocas Andesitas. En la parte norte y oriental de la ciudad se observan rocas de composición andesita constituidas por lavas y tobas.

C). Tobas Limo-Arenosas. Casi toda la ciudad de Morelia esta construida sobre un lomerío de suave pendiente en el que afloran tobas Limo-arenosas de color café amarillento que posiblemente se depositaron en un ambiente lacustre. Estas tobas son compactas y están constituidas por alternancias de limos – arenosos y arenas – limosas producto de las emisiones volcánicas que acompañaron a la formación de los basaltos. Estos materiales recubrieron en forma irregular a todas las formaciones previas.

Por lo que es posible encontrarlas en pequeños espesores tanto en las áreas de afloramiento de las rocas riolíticas, como en el área de las andesitas.

Analizando la estratigrafía general del subsuelo de la ciudad de Morelia se puede observar que esta definida por la topografía del lugar, ya que en partes altas que corresponden al centro de la ciudad se encuentra una capa superficial de arcilla subyacente por depósitos heterogéneos de limo – arenosos y arcillosos, habiéndose localizado en puntos aislados una formación de tobas riolíticas profundas. Por otro lado depósitos aluviales potentes formados por arcillas y limos – arcillosos de tono oscuro, son fácilmente identificables en las partes bajas de Morelia que corresponden a los cauces y zonas de inundación de los ríos Grande y Chiquito que bordean la ciudad, con presencia de materia orgánica en los sedimentos del primero de ellos. En la parte alta de la ciudad se observa un estrato superficial formado por arcilla de color gris oscuro del grupo CH del SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). Bajo este estrato se encuentran capas erráticamente distribuidas de limos – Arenosos y Arcillosos. A continuación se muestra el mapa de la ciudad de Morelia donde se realizo el estudio de suelos ya mencionado.



(Figura 5.3)._Mapa de la ciudad de Morelia Michoacán.

Distintos tipos de muestras.

Para la clasificación preliminar de un suelo, o para determinar sus propiedades en laboratorio, es necesario contar con porciones o muestras del mismo. En cuanto el propósito con el que se toman las muestras, estas se clasifican en muestras de inspección y de laboratorio. De las primeras solo se requiere que sean representativas; en cambio, las muestras destinadas a estudios de laboratorio deben llenar una serie de requisitos sobre tamaño, método de obtención de embarque, etc. Tanto las muestras de inspección como las de laboratorio pueden ser inalteradas, cuando se toman todas las precauciones para procurar que la muestra este en las mismas condiciones en que se encuentra en el terreno del cual procede, y alteradas, en caso contrario.

La cantidad de suelo que hay que enviar al laboratorio depende del programa de pruebas, y debe ser suficiente para repetir los ensayos cuyos resultados se juzguen incorrectos o dudosos. El muestreo incluye además las operaciones de envase, identificación y transporte de las muestras, las que se clasifican como sigue:



Muestras cúbicas inalteradas. Son aquellas en las que se conserva la estructura y el contenido de agua natural del suelo en el lugar donde se toma la muestra, por lo que su obtención, envase y transporte, requieren cuidados especiales con la finalidad de no alterarlas. Son generalmente cúbicas, de aproximadamente 40 cm por lado, también en algunos casos son cilíndricas utilizando un tubo de pared delgada.

Muestras representativas. Son aquellas que están constituidas por el material disgregado o fragmentado, en las que se toman precauciones especiales para conservar el contenido de agua, envasándolas en bolsas de plástico u otros recipientes impermeables para impedir la pérdida de agua durante el transporte y el almacenamiento.

Muestras integrales. Son aquellas que están constituidas por el material disgregado y fragmentado de diversos estratos, en las que quedan representados cada uno de los diferentes materiales en la porción en la que participan.

Muestreo superficial.

El muestreo a cielo abierto debe considerarse como el más satisfactorio para conocer las condiciones del subsuelo. Se abren pozos de 1.0 mts. Por 1.50 mts. Hasta una profundidad de 5 mts, o bien hasta encontrar material no excavable con pico y pala, como tepetate, roca, agua freática etc. La excavación se encarece mucho cuando sean necesarios ademes y haya excesivos traspaleos a causa de la profundidad. Deben cuidarse especialmente los criterios para distinguir la naturaleza del suelo "insitu" y la misma modificada por la excavación realizada. En efecto, una arcilla dura puede con el tiempo aparecer como suave y esponjosa a causa del flujo del agua hacia la trinchera de excavación; análogamente, una arena compacta puede presentarse como semifluida y suelta por el mismo motivo. Se recomienda que siempre que se haga un pozo a cielo abierto se lleve un registro completo de las condiciones del subsuelo durante la excavación, hecho por un técnico conocedor.

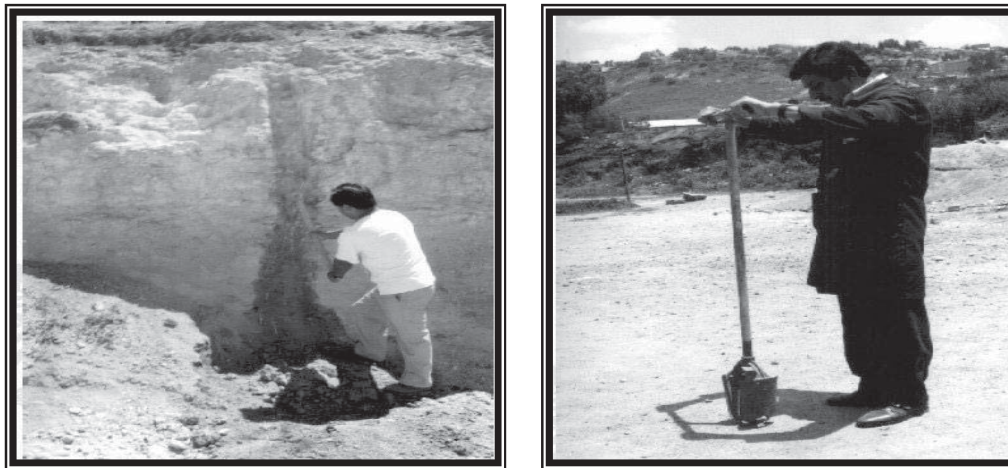
Si se requiere ademe en el pozo puede usarse madera o acero; por lo regular, el ademe se hace con tabloncillos horizontales, pero deberán ser verticales y bien hincados si se tuviesen suelos friccionantes situados bajo el nivel freático. En estos pozos se pueden tomar muestras alteradas y inalteradas de los diferentes estratos encontrados.

Muestreo por estratos. La muestra de cada estrato se vacía en un costal de malla cerrada para evitar pérdidas de material fino, ademes en una cantidad de material del estrato para que no se pierda su humedad, tanto la muestra que se vacía en el costal como el material contenido en la bolsa de plástico deberá contener una etiqueta de identificación de cada estrato.

Muestreo con pala de postear. Si el terreno lo permite, puede usarse la pala de postear para obtener ya sea muestras por capas o bien de todo el espesor que se va a explotar en la construcción. Se introduce la pala de postear con movimiento de rotación; una vez llena, se saca y se deposita el material sobre una superficie limpia. Las profundidades y espesores aproximados de cada capa se pueden medir con la misma pala. En las figuras siguientes se muestra los diferentes tipos de muestreo superficial en suelos.



(Figura 5.4). _Pozos a cielo abierto para la exploración de suelos.



(Figura 5.5). _Muestreo de suelos, por estratos y utilizando pala posteadora.

Muestreo profundo.

Para la realización práctica de un muestreo profundo presenta dos problemas principales: el muestreo mismo y la técnica de avance de la perforación. Las perforaciones profundas se realizan, generalmente, por percusión o rotación con circulación de agua por medio de barrenos helicoidales. La circulación de agua o de lodo altera el contenido de agua de los suelos; siempre será preferible operar en seco, o con un lodo muy viscoso si el muestreo debe realizarse arriba del nivel freático. Independientemente del método empleado, es importante anotar toda información obtenida durante la perforación a continuación se describen algunos métodos de perforación usados frecuentemente.

- Método de percusión y lavado.
- Método de percusión con barretón.
- Método de rotación.
-

La información proporcionada por las muestras alteradas, obtenidas durante la perforación, no es, por lo general, suficiente para el proyectista. Es preferible obtener muestras parciales o prácticamente inalteradas para conocer con precisión la estratigrafía del subsuelo y las propiedades de los



distintos suelos que la componen. Para lograr este fin, se recurre a muestreadores profundos, de los cuales existe una extensa variedad. Se describen algunos de los mas usuales y efectivos.

- Tubo partido.
- Tubo liso.
- Muestreadores de pistón.
- Tubo DENISON.
- Tubo SHELBY.
- Muestreador T.A.M.S.

Los materiales cohesivos colocados abajo del nivel freático pueden ser muestreados por los métodos antes descritos; las arenas y gravas son, por lo contrario, difíciles de muestrear, y generalmente hay que recurrir a equipos complejos y costosos. En muchos problemas prácticos se recurre a métodos indirectos para estimar las propiedades de las arenas localizadas abajo del nivel freático. La prueba de penetración estándar y las de bombeo son las más usadas para este fin.



(Figura 5.6).-Equipo para perforación para muestreo profundo en suelos.

III._Extraccion, empackado y transporte de la muestra.

Las muestras de suelo utilizadas, presentadas en este trabajo fueron de 2 tipos inalteradas y alteradas. Este tipo de muestreo estuvo en función de las condiciones del terreno que se encontró para extraer la muestra.

Muestras Alteradas._ Estas muestras están constituidas por una porción de terreno representativo del estrato que se elija muestrear, se toma la muestra se vacía en un costal de malla cerrada para evitar perdidas de material fino, además en una bolsa de plástico se deberá vaciar determinada cantidad de material del estrato para que no se pierda su humedad, tanto la muestra que se vacía en el costal como el material contenido en la bolsa de plástico deberán de tener su etiqueta. La etiqueta deberá tener los siguientes datos: Nombre de la obra, Numero de pozo, Profundidad total del pozo, Profundidad a la que se encuentra el estrato, Numero de estrato, Fecha de extracción y Pruebas a realizarse. Se deberá de tomar en cuenta que cuando la cantidad de material sea grande se deberá de cuartear el material antes de realizar alguna prueba.

Muestras Inalteradas._ Como se menciona anteriormente las muestras inalteradas, tiene que ser lo más representativas del estrato que se quiera estudiar. Tratando de conservar sus propiedades



físicas y su contenido de agua. Por lo general son de forma cubica. Las muestras cubicas inalteradas se obtienen de suelos finos o arenosos que puedan labrarse sin que se disgreguen.

Trabajos previos._

1._ Se limpia la superficie donde se extraerá la muestra, eliminando toda la materia orgánica, polvo y basura o cualquier otra sustancia o materia que pueda contaminarla.

2._ Inmediatamente antes de efectuar el muestreo se prepara una mezcla de cuatro partes de parafina por una parte de brea, fluidificadas por medio de calor; dicha mezcla se conserva a temperatura tal que la mantenga en estado líquido hasta ser empleada.

3._ La obtención de las muestras se efectúa en las paredes de una excavación, en la superficie del terreno natural o en la de una terracería construida; dependiendo de lo anterior, el procedimiento para la extracción de las muestras inalteradas es el siguiente:

A)._ Después de los pasos anteriores, se maraca un cuadrado de aproximadamente 40 cm por lado y con ayuda de las herramientas indicadas. Se excava alrededor de sus bordes para labrar un cubo. Esta excavación tendrá dimensiones tales que permitan las operaciones de labrado y extracción de la muestra sin dañar la estructura del material ya sea por presión o por impacto y se lleva hasta la profundidad necesaria para, posteriormente, efectuar un corte horizontal en la base del cubo y desprenderlo.

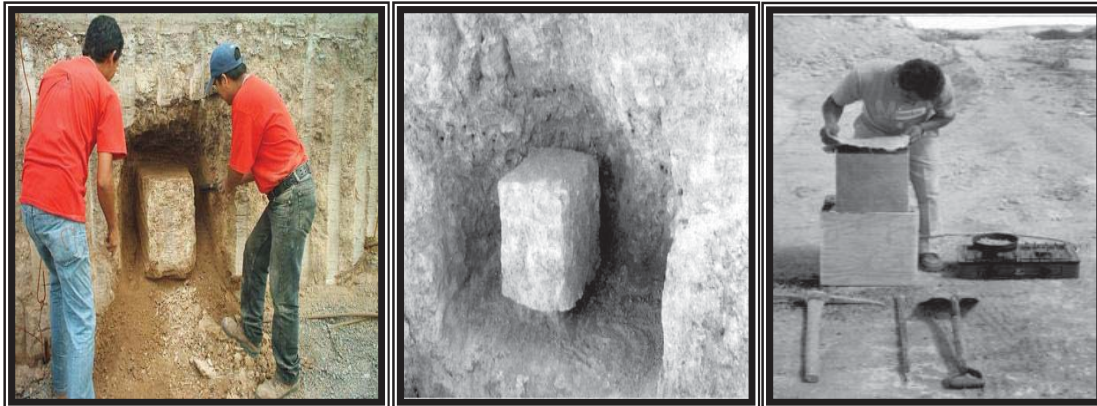
B)._ Inmediatamente después de haber labrado el cubo y antes de desprenderlo, se cubren sus caras expuestas con manta de cielo recién embebida en la mezcla de parafina y brea, de tal manera que quede bien adherida a la muestra.

C)._ Una vez protegidas las cinco caras descubiertas del cubo, se procede a efectuar el corte en su base y a separarlo cuidadosamente para no dañarlo, cubriendo inmediatamente su cara inferior con la capa de manta de cielo embebida en la mezcla de parafina y brea para que no pierda su humedad natural.

D)._ Posteriormente, mediante una brocha se aplica otra capa de parafina y brea en todas las caras de la muestra inalterada y antes de que dicha capa seque, se fija una tarjeta de identificación en la cara que originalmente estaba en la parte superior.

Muestras cubicas obtenidas de una pared._

Se excava una bóveda alrededor del sitio de donde se extraerá la muestra, con objeto de facilitar el labrado de las caras superior y laterales de un cubo de aproximadamente 40 cm por lado y poder efectuar posteriormente un corte horizontal en la parte inferior del mismo, como se muestra en la figura 4 de este manual. Inmediatamente después se cubre la muestra, se extrae e identifica como se menciono anteriormente. Después de la extracción de la muestra se debe transportar en una caja de madera cubierta con aserrín, con la finalidad de que amortigüe los golpes en el transporte y no se altere su composición natural o en el caso más desfavorable se rompa.



(Figura 5.7). _Extracción de muestras inalteradas de suelo.

Herramienta necesaria para la extracción de muestras de suelo superficiales.

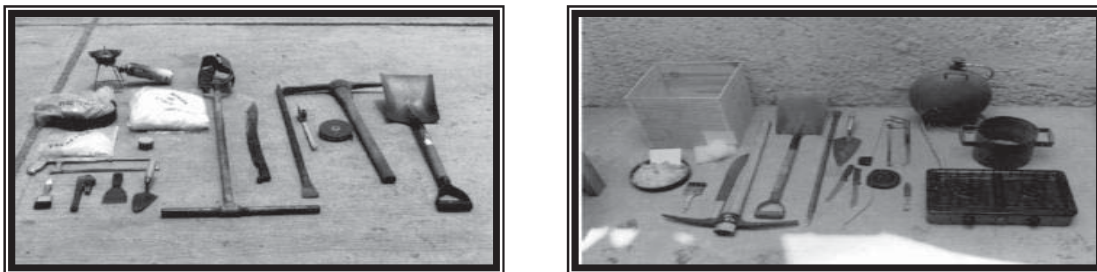


Figura 5.8). _Herramienta para extracción de muestras de suelos.

IV._ Estudio de la muestra en el laboratorio.

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

Obviamente la mecánica de suelos desarrollo estos sistemas de clasificación desde un principio. Primeramente, dado el escaso conocimiento que sobre los suelos se tenía, fundándose en criterios puramente descriptivos, nacieron así varios sistemas, de los cuales, los basados en las características granulométricas, ganaron popularidad rápidamente. Es evidente que un sistema de clasificación que se pretenda cubrir hoy las necesidades correspondientes, debe estar basado en las propiedades mecánicas de los suelos, por ser estas lo fundamental para las aplicaciones ingenieriles.

Un sistema útil de clasificación debe servir para normar el criterio de técnico respecto al suelo de que se trate, previamente a un conocimiento más profundo y extenso de las propiedades del mismo; de hecho, una de las mas importantes funciones de un sistema seria proporcionar la máxima información normativa, a partir de la cual el técnico sepa en que dirección profundizar su investigación.



Para el diseño final de estructuras importantes, la clasificación debe ser completada, por pruebas de laboratorio que determinan las características de comportamiento del suelo, tales como, permeabilidad, densidad, compactación, relaciones volumétricas y gravimétricas. Se deberá tomar en cuenta que para clasificar un suelo es necesario realizar las pruebas de granulometría y límites de consistencia. Al preparar la muestra para su ensaye, es necesario desmoronar los grumos de tierra por medio de un pisón, pero sin romper las partículas o fragmentos de roca. Igualmente debe evitarse que se pierda el material fino. A continuación se enuncian los procedimientos de pruebas de laboratorio realizadas a las muestras de suelo analizadas en este trabajo.

1._Humedad Natural._

La determinación de la humedad es uno de los valores que primero se efectúan en los estudios que se realizan en suelos. Se toma material de cada uno de los estratos existentes, se colocan en una bolsa de plástico y posteriormente en el laboratorio se saca la humedad de cada estrato existente. La humedad se obtiene tomando cierta cantidad en peso de material existente en bolsas de plástico, o extrayendo un fragmento de la muestra inalterada del centro de la misma. Para el caso de suelos cohesivos se recomienda una masa mínima de 100 grs. Para obtener un resultado representativo del contenido de agua.

El equipo para la ejecución de la prueba estará en condiciones de operación, calibrado, limpio y completo en todas sus partes. El equipo que se utilizara para llevar a cabo dicha prueba será el siguiente:

Balanzas._ Con aproximación de 0.01g, para muestras de hasta 100 grs, y para mayor cantidad de muestra se ocupara una balanza de 0.1g. Para muestras entre 100 y 1000 grs.

Horno._ Se puede utilizar un horno eléctrico o de gas, con termostato capaz de mantener una temperatura constante de $105 \pm 5^\circ\text{C}$.

Recipientes._ Con tapa y dimensiones suficientes para contener la porción de la muestra que será probada, de material resistente a la corrosión y a las altas temperaturas.

Desecador._ De cristal con una base interna de cloruro de calcio anhídrido como elemento desecador.

Procedimiento de prueba._

1._ Se obtiene el peso del recipiente limpio y seco, con su tapa y se anota como W_t en grs. Con su respectivo numero de recipiente.

2._ Se coloca la porción de la muestra humedad en el recipiente, se tapa e inmediatamente después, se determina el peso del conjunto recipiente mas la muestra de suelo húmedo y se registra como peso W_h . En grs.

3._Posteriormente se coloca el recipiente en el horno hasta obtener una masa constante, lo cual ocurre en un lapso aproximado de 16 hrs. En caso de materiales que contengan materia orgánica o mineral como yeso que contienen agua en su composición, la temperatura de secado no será mayor de 60°C .

4._ Una vez secada la muestra, se saca del horno y se coloca en el desecador dejándola enfriar hasta la temperatura ambiente; se obtiene la masa en su porcentaje original, previamente tapado y se anota como W_s . Una ves que se tienen los pesos registrados se procede al cálculo del contenido de agua. Utilizando la siguiente expresión.



$$W = \frac{W_h - W_s}{W_s - W_h} \times 100 = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

W._ Es el contenido de agua, (%).

Wh._Peso del suelo húmedo sin tara. (grs).

Ws._Peso del suelo seco sin tara. (grs).

Ww._Peso del agua que es la diferencia de Wh-Ws. (grs).

Para cada suelo se tiene diferentes contenidos de agua en las figuras siguientes se puede apreciar parte del equipo utilizado en el calculo del contenido de agua.

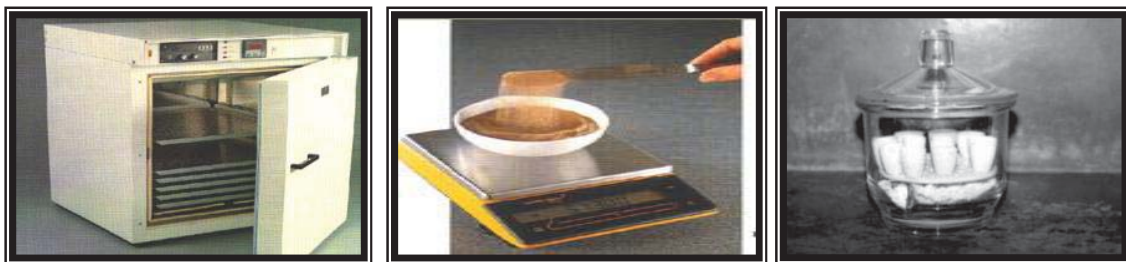


Figura 5.9)._Equipo necesario para determinar el contenido de agua. Horno, bascula y desecador.

2._Análisis granulométrico._

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, es decir con amplia gama de tamaños, tienen comportamiento ingenieril más favorable.

En los suelos finos en estado inalterado, las propiedades mecánicas e hidráulicas dependen en tal grado de su estructuración e historia geológica. Los límites de tamaño de las partículas que constituyen un suelo, ofrecen un criterio obvio para su clasificación descriptiva del mismo. En general los suelos se clasifican en cuanto a su tamaño en dos grupos que son suelos gruesos y suelos finos; sin embargo una clasificación mas detallada es la que se presenta a continuación.

GRAVAS	ARENAS	LIMOS	ARCILLAS	COLOIDES
Tamaño	Tamaño	Tamaño	Tamaño	Tamaño
75.2 mm.(3")	4.76mm.No 4.	0.074mm(N.200)	0.002mm	0.0002mm

El cribado por mallas se usa para obtener las fracciones correspondientes a los tamaños mayores del suelo; generalmente se llega así hasta el tamaño correspondiente a la malla N.200 (0.074 mm). Las muestras de suelo se hacen pasar sucesivamente a través de un juego de mallas o tamices de aberturas descendentes, hasta la malla N. 200; los retenidos en cada malla se pesan y el porcentaje que representan respecto al peso de la muestra total se suma a los porcentajes retenidos en todas las mallas de mayor tamaño; el completo a 100% de esa cantidad da el porcentaje de suelo que es menor que el tamaño representado por la malla en cuestión. Para llevar a cabo esta prueba se requiere el siguiente equipo:



- 1.- Balanza de veinte (20) kilogramos de capacidad y un (1) gramo de aproximación.
- 2.- Balanza de dos (2) kilogramos de capacidad y cero punto un (0.1) gramo de aproximación.
- 3.- Charolas de lámina.
- 4.- Cucharón de lámina.
- 5.- Horno con termostato para mantener una temperatura constante de ciento cinco mas menos cinco grados centígrados ($105 \pm 5^{\circ}\text{C}$).
- 6.- Cepillo de cerdas.
- 7.- Cepillo de alambre delgado.
- 8.- Juego de mallas de las siguientes designaciones: Num. 75, Num. 50, Num. 37.5, Num. 25, Num. 19, Num. 12.5, Num. 9.5, Num. 4.75, Num. 2, Num. 0.850, Num. 0.425, Num. 0.250, Num. 0.150, y Num. 0.075.
- 9.- Tapa y fondo para el juego de mallas.
- 10.- Agitador de varilla metálica de seis (6) milímetros de diámetro y veinte centímetros de longitud. Existen tres tipos de análisis granulométricos que son Método mecánico (por cribas). Método por decantación (lavado) y Método por Sedimentación (Hidrómetro).

Procedimiento de prueba._

A)._ Para suelos gruesos.

- 1.- Se obtiene por cuarteo una porción representativa con peso aproximado de 15 kilogramos.
- 2.- Se hace pasar la muestra a través de las mallas (2" hasta la No. 4 y charola). Para efectuar esta operación deberá imprimirse a las mallas un movimiento vertical y de rotación horizontal, para mantener al material en constante movimiento y permitir que los tamaños menores pasen a través de las aberturas correspondientes.
- 3.- Se pesan los materiales retenidos en cada una de las mallas y se anotan en la hoja de registro.



Figura 5.10)._Equipo necesario para determinar la distribución granulométrica en suelos gruesos.

B)._ Para suelos finos.

- 1.- Del material que pasa la malla No.4 se toman 200 grs. de la muestra.
- 2.- La muestra de suelo se coloca en las mallas para suelos finos acomodadas en forma decreciente puestas una sobre otra.
- 3.- Una vez colocadas se hace vibrar durante un periodo de 10 min. En el agitador Rov – Tav.
- 4.- Se pesa toda la fracción retenida en cada malla y se anota en la hoja de registro.



Análisis por lavado.

- 1.- De la fracción de material que pasa por la malla No.4 se toma una muestra de 200 grs.; se pone a secar en el horno a una temperatura de 105 grados centígrados hasta tener un peso constante, una vez obtenido el peso constante el material se pone en un vaso de aluminio y se deja saturando por 24 horas.
- 2.- Con una varilla se agita en forma de (8) durante 15 segundos. Se deja reposar durante 30 seg., y se decanta el agua y suelo por la malla No. 200 se repite la operación hasta que esta tenga una tonalidad clara.
- 3.- Estando seco el material lavado se procederá a su disgregación evitando pérdida del material. Hay que deshacer los grumos en caso de que se formen, procediendo a realizar la granulometría.
- 4.- Se anota el peso del material retenido en cada una de las mallas y se procede al cálculo tomando en cuenta el material eliminado por la malla No. 200.

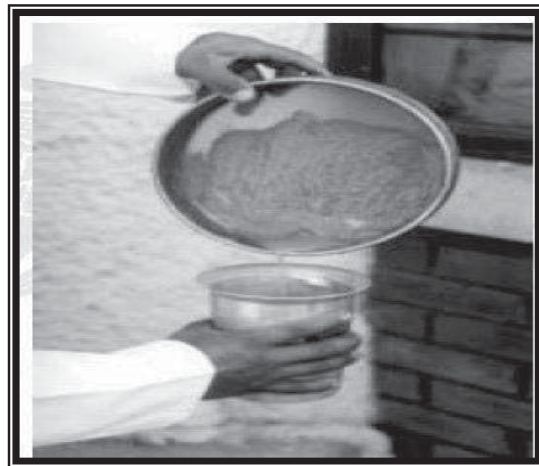


Figura 5.11). _Análisis del suelo fino por decantación.

Análisis por sedimentación. Método del Hidrómetro._

- 1._ Descripción: Este método describe la forma de determinar la cantidad de material más fino que 0.075mm (malla 200), presente dentro de una muestra de suelo.
- 2._ Muestra: La muestra seleccionada debe ser representativa de toda la masa de suelo a estudiar. Esta fracción debe ser una cantidad tal que satisfaga los diferentes tamaños de granos presentes, entre más cantidad de granos grueso granulares hayan dentro de la muestra, mayor debe ser la cantidad en peso que se debe elegir para la realización del ensayo. El proceso de selección de la cantidad a ensayar, debe seguir cualquiera de los métodos de cuarteo existentes.
- 3._ Análisis granulométrico – Procedimiento por hidrómetro:



3.1._De la muestra a estudiar, se separan 50g. Aproximadamente pasa malla No. 200, los cuales se ponen en 125 ml. de de floculante durante 24 horas.

3.2._Al final del periodo de suspensión, se dispersa la solución traspasándola a un recipiente adecuado y llevándola a agitación con ayuda de una batidora.

3.3._Inmediatamente después del proceso de dispersión, trasfiera la suspensión a la jarra sedimentadora y adicione agua hasta completar un litro.

3.4._Paralelamente se debe haber preparado en otra jarra sedimentadora, un litro de solución con la misma cantidad de defloculante (125ml).

3.5._Con la ayuda de un tapón, se agita la solución por espacio de aproximadamente 1 minuto, al cabo del cual se descarga la jarra sobre una superficie adecuada.

3.6._Inmediatamente se introduce el hidrómetro dentro de la solución que contiene la muestra de estudio, y se empieza a tomar lecturas con intervalos de tiempo definidos: 30", 1, 2,4,8,15,30,60 min, 2, 4, 8, 16, 24 horas. Entre lectura y lectura se saca lentamente el densímetro de la suspensión, además se verifican permanentemente los valores de temperatura y corrección de ceros.

De los datos obtenidos durante el ensayo, determinamos dos parámetros: fracción mas fina (P) y tamaño de grano (ϕ).

$$P = \frac{R_c a}{w} \times 100$$

$$R_c = R_a - \text{corrección de ceros} + C_t.$$

Donde: R_c : Lectura del hidrómetro corregida por ceros y temperatura.

R_a : Lectura real del hidrómetro.

C_t : Constante de corrección por temperatura

a : Factor de corrección por gravedad específica.

w : peso seco de la muestra usada.

$$\phi = Kx \sqrt{\frac{L}{T}}$$

Donde: ϕ : tamaño de grano en mm.

K : Constante que depende de la temperatura y gravedad específica del suelo usado.

T : Intervalo de tiempo desde el inicio de la sedimentación y el momento de la lectura.

Gráfico: Se debe elaborar un gráfico del porcentaje retenido acumulado en función del tamaño de grano, colocando el porcentaje retenido en las ordenadas en escala lineal y el tamaño de grano en las abscisas en escala logarítmica. Los errores posibles de la prueba utilizando hidrómetro son: el empleo de un agente de dispersión inadecuado o concentración inadecuada, Insuficiente agitación de la probeta antes de la prueba, Interferencia en el proceso de sedimentación debida a la cantidad excesiva de los sólidos en la suspensión, turbulencias en la suspensión debidas a la falta de cuidado en la inserción y remoción del hidrómetro, perdidas del material al transferir la suspensión al



recipiente evaporador después de la prueba, Diferencias de temperatura en la probeta, o variaciones excesivas de la temperatura ambiente. Cabe mencionar que el hidrómetro que se va utilizar deberá estar limpio y calibrado según la normativa correspondiente.



Figura 5.12). _Análisis del suelo fino utilizando el hidrómetro.

En la siguiente grafica se puede apreciar la distribución de tamaños de una granulometría de suelo grueso, y fino.

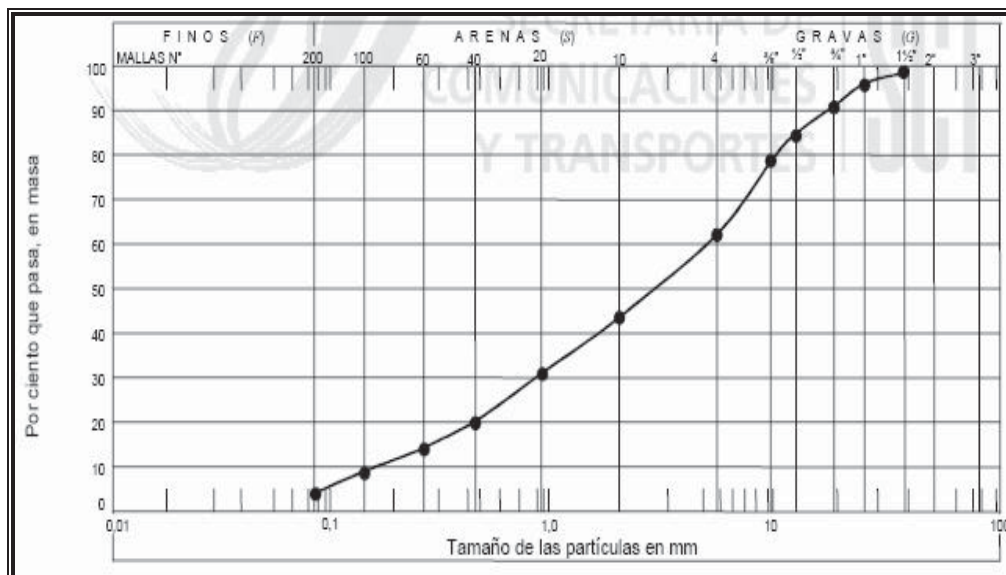


Figura 5.13). _Curva granulométrica.

Granulometría simplificada utilizada en las muestras de suelos.



Para el caso de las muestras de suelo analizadas para este trabajo, las muestras traídas de campo se sometieron a secar en el horno durante 24 hrs a una temperatura constante de $105 \pm 5^\circ\text{C}$. ya seca se registro el peso seco como $W_s(\text{grs})$. se procedió a saturar con agua en un lapso de 24 hrs. Después se sometieron a un proceso de lavado por la malla No 200, como se describe anteriormente. Ya después de lavada se procedió a secarla de nuevo utilizando el horno a la misma temperatura, y retirarla a las 24 horas, esto con el fin de no calcinar la muestra, ya extraída del horno se pone en el desecador asta que alcance temperatura ambiente.

Después la muestra se pasa atreves de la mallas No (40), y No 200, Utilizando Fondo y Tapa. Se pesan los materiales retenidos en cada malla, y el que pasa la malla No 200, con estos pesos se procede a calcular los porcentajes que pasa. (% que pasa). De lo que pasa la malla No 200. Se procede a someterlo a análisis por hidrómetro. Para conocer su distribución granulométrica, como se describió anteriormente. Para el caso de análisis no se hizo por no contar con el hidrómetro en el laboratorio.



Figura 5.14). _Procedimiento de lavado en granulometría para un suelo fino.

3._Límites de consistencia._

Los límites de consistencia o de Atterberg. Se basan en el concepto de que los suelos finos, presentes en la naturaleza, pueden encontrarse en diferentes estados, dependiendo del contenido de agua. El contenido de agua con que se produce el cambio de estado varía de un suelo a otro. A continuación se describe el procedimiento para determinar los límites de consistencia en laboratorio.

- 1._ Plato de evaporación: De porcelana un diámetro aproximado de 120 mm.
- 2._ Espátula: Con una hoja flexible de aproximadamente 75mm de largo y 20mm de ancho.
- 3._Aparato de límite líquido Taza de bronce (Copa de Casagrande), con una masa de $200 \pm 20(\text{g})$ montada en un dispositivo de apoyo fijado a una base de plástico duro de una resiliencia tal que una bolita de acero de 8 mm de diámetro, dejada caer libremente desde una altura de 25 cm rebote entre 75% y 90%.
- 4._Acanalador: Combinación de acanalador y calibre, construido de acuerdo con el plano y dimensiones de uno de los tipos indicados en Fig.5.15.
- 5._ Recipientes. Para la muestra de contenido de humedad.
- 6._ Balanza. Con una precisión de 0.01(g)
- 7._Probeta. Con una capacidad de 25 ml.
- 8._Horno. Con los requerimientos de Nch 1515 Of 77. Con regulador de temperatura.



Procedimiento de prueba._

Determinación del Límite Líquido. (LL)._

Antes de proceder a realizar la prueba del límite líquido se procede a calibrar la copa de Casagrande, como indica la normativa correspondiente.

- 1._ El material que se trae del campo se seca a temperatura ambiente y se disgrega.
- 2._ Seco el material se criba por la malla No 40 y se toma en una capsula de porcelana de 250 a 300 grs. Del material que paso la malla.
- 3._ Una vez colocado el suelo en la capsula de porcelana se le agrega agua destilada y se mezcla hasta formar una pasta homogénea. La muestra se deja reposar durante 24 horas para que se homogenice la humedad en el suelo, en el caso de arcillas expansivas se recomienda un periodo de saturación de 15 a 20 días para obtener una saturación completa.
- 4._ Se coloca el material en la copa Casagrande y se inician los tanteos en la copa, llenándola a la mitad y alisándola para obtener un espesor máximo de 1.0 cm. Se ranura al centro con un ranurador de dimensiones de 11 mm, en la parte superior y 2 mm, en la parte inferior, este debe tener los bordes redondeados para evitar deformaciones en el acomodo del suelo. Se debe ranurar la pasta según el eje de simetría del aparato, manteniendo el ranurador perpendicular a la superficie de la copa
Para el caso de suelos cohesivos se utilizara el ranurador plano, y para el caso de suelos arenosos se utilizara el ranurador curvo.
- 5._ Una vez llena la copa y ranurando el material, el golpeo se hace girando la manivela a la velocidad de 2 rev/seg, y contar el número de golpes necesarios para que la ranura cierre $\frac{1}{2}$ " (13 mm), aproximadamente, la ranura debe cerrar por el flujo del suelo y no por deslizamiento de la pasta respecto a la copa.
- 6._ En una capsula de vidrio de reloj, se extrae una muestra representativa de aproximadamente 10 grs. Del centro de la copa, cerca donde cerro la ranura para obtener la humedad, se pesa la capsula con material húmedo al centésimo de gramo (0.01 grs). Se deja secar en el horno durante 24 hrs. A $110^{\circ} \pm 5^{\circ} \text{ C}$.

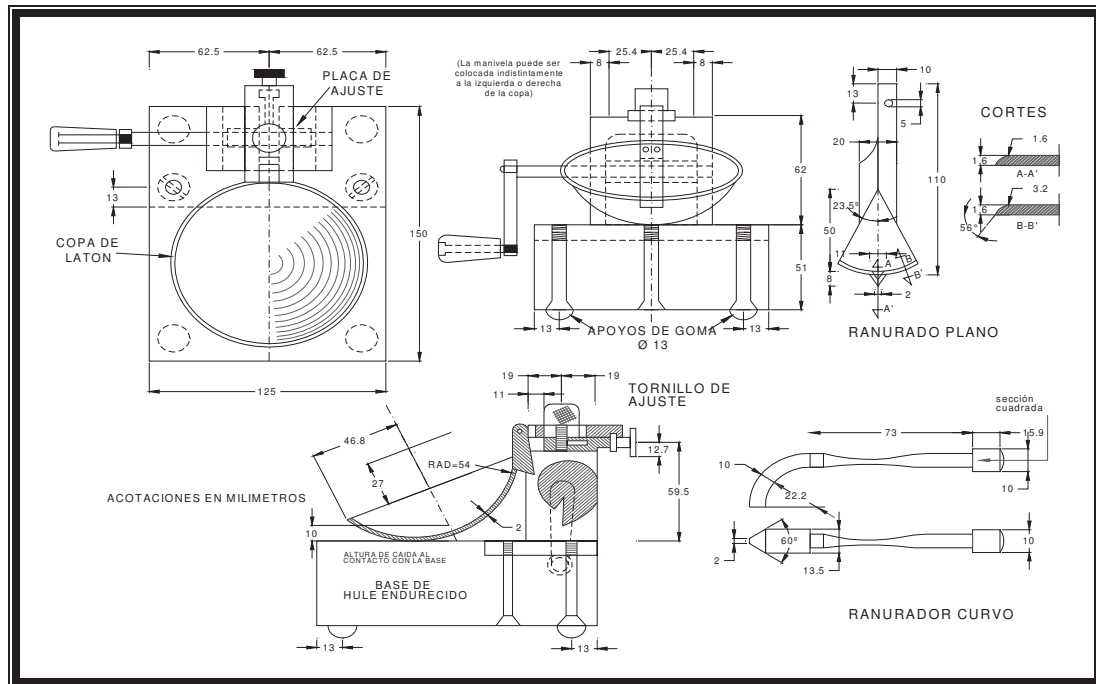


Figura 5.15)._Diagrama de la Copa de Casagrande y diferentes tipos de ranuradores.



Figura 5.16)._Prueba de Limite Liquido (LL).

Procedimiento de prueba._

Determinación del Límite Plástico. (LP)._

- 1._ Se amasan aproximadamente 15 grs de suelo húmedo.
- 2._ Se forman con la palma de la mano rollitos de 1/8" (3 mm aproximadamente), de diámetro apoyándose en la placa de vidrio.
- 3._ Se repite este procedimiento hasta que el rollito empieza a desmoronarse al estarlo formando.



4._ Se coloca en una espátula de vidrio de reloj y se procede a pesarlos con bascula de (0.01 grs) de aproximación, y se meten al horno durante 24 hrs. A una temperatura de $110^{\circ} \pm 5^{\circ} \text{C}$. Una vez secos las muestras introducidas al horno tanto del límite líquido, como la del límite plástico deberán introducirse a un desecador, para que tomen temperatura ambiente y se puedan secar en estado seco.



Figura 5.17)._Prueba de Limite Plástico y desecador de cristal con gel de sílice.

Determinación del Índice Plástico. (IP)._

El índice plástico (IP)._ Es la diferencia en porciento que hay entre el Limite Liquido. (LL) Y el Limite Plástico (LP). $IP = LL - LP$.

Se relaciona fácilmente con la cantidad de arena añadida, siendo de fácil determinación, por lo que se sugiere su uso, en lugar de la arena, como segundo parámetro para definir la plasticidad.

Procedimiento de prueba._

Limite de Contracción. (LC)._

Se define como limite de contracción al contenido de agua máximo que puede absorber un suelo, sin que este cambie de volumen. Puede determinarse por medio de una prueba de laboratorio. Esta prueba se hace con el material que sobró del ensaye del límite líquido, con una humedad ligeramente mayor aproximadamente en un 10%.

1._ El material se coloca en una cápsula petri, la cual debe pesarse y cubrir su interior con una capa delgada de grasa. O en su defecto con aceite hidráulico. El material se coloca en 3 capas, procurando en cada capa dar unos ligeros golpes para que se asiente el material y expulse el aire incrustado en el.

2._ A continuación se enrasa el material en el molde utilizando la espátula y se pesa con aproximación al 0.01 de gramo.

3._ La cápsula con el suelo se deja orear a la sombra hasta que cambie ligeramente su color; esto es con la finalidad de que la pastilla de suelo no se agriete.

Inmediatamente después se pone a secar en el horno a una temperatura de $110 \pm 5^{\circ} \text{C}$, durante 24 horas aproximadamente.



4._ Se extrae del horno la cápsula con el espécimen, se deja enfriar en el desecador y a continuación se pesa.

5._ Se coloca en una cápsula de porcelana un recipiente de vidrio o de Lucita y se llena de mercurio (Hg) hasta derramarlo y se enrasa. Para enrasar se coloca el vidrio de 3 puntas sobre la superficie de mercurio (Hg) y se presiona hacia abajo para forzar al excedente a salir del recipiente y así expulsar el aire atrapado. El mercurio (Hg), que se derrama se recoge en la cápsula para evitar pérdidas. (hay que tomar precauciones al manejar el mercurio Hg, debido a la gran toxicidad de sus vapores).

6._ La pastilla de suelo seco se extrae de la cápsula petri y se coloca invertida sobre la superficie de mercurio (Hg), que se encuentra en el recipiente de vidrio o Lucita; se sumerge lentamente con movimientos de rotación por medio del vidrio de 3 puntas hasta expulsar el aire atrapado.

7._ El mercurio (Hg) desalojado por la pastilla se pesa y con este dato dividido entre el peso específico del mercurio (Hg), se calcula su volumen, que para fines prácticos se toma 13.60, puede variar hasta 13.56.



Figura 5.18)._Prueba de Limite de Contracción LC.

Procedimiento de prueba._

Contracción Lineal. (CL)._

La contracción lineal de un suelo, es la reducción del volumen del mismo, medida en una de sus dimensiones y expresada como porcentaje de la dimensión original, cuando la humedad se reduce desde la correspondiente al límite líquido o hasta la del límite de contracción.

1._ Se hace esta prueba con el material que sobra del ensaye de (LL), con una humedad ligeramente mayor de 10% aproximadamente.

2._ Procederemos a llenar el molde de prueba previamente engrasado para evitar que se adhiera el material en las paredes. El material deberá de ser colocado en tres capas y en cada una de estas dar unos ligeros golpes tomando el molde de los extremos, con la finalidad de que el material se acomode.



3._ Se debe dejar secar el molde con el material a una temperatura ambiente hasta que su color cambie de oscuro a claro y se coloca en el horno a una temperatura de ciento diez grados centígrados.

4._Se saca del horno y con el vernier tomamos la longitud de la barra de material seco y la longitud interior del molde, procediendo a anotarlo en la hoja de registro.



Figura 5.19)._Prueba de Limite de Contracción Lineal. CL.

4._Densidad de sólidos (Ss).

Se define como densidad de un suelo, la relación entre el peso de los sólidos y el peso el peso del volumen de agua que desalojan. Tratándose de gravas o piedras, se determina la densidad con relación al agua limpia a la temperatura ambiente, estando el material saturado. El valor de la densidad, que queda expresado por un número abstracto, además de servir para fines de clasificación, interviene en la mayor parte de los cálculos en la mecánica de suelos. Para la determinación de suelos finos, se hace uso de matraces calibrados a distintas temperaturas.

Para el caso de los suelos analizados se utilizo el método de los matraces, a continuación se enuncia el procedimiento y el material utilizado:

- 1._Matraz calibrado.
- 2._Agua destilada. (Químicamente pura).
- 3._Mechero o parrilla eléctrica.
- 4._Balanza de 0.01 gr. de aproximación.
- 5._Estufa de calor controlada (105 a 110 °C)
- 6._Franela o papel absorbente.
- 7._Termómetro de 0.1 °C de aproximación.
- 8._Capsula de porcelana y charolas.
- 9._Pipeta.
- 10._ Bomba de vacío.

Procedimiento de prueba para suelos cohesivos (arcillas y limos plásticos).

Antes de realizar la prueba los matraces empleados deberán calibrarse de acuerdo a la normativa correspondiente, utilizando una mezcla crómica, agua destilada y ácido sulfúrico comercial con el fin de eliminar la grasa adherida en el fondo del matraz. Se lava el matraz con agua destilada y se deja escurrir, agregando alcohol para eliminar residuos de agua. Ya limpio se determina su peso. Con agua destilada a temperatura ambiente se llena el matraz 5 cm, debajo de la marca de aforo y se



deja reposar, después utilizando un cuentagotas se llena asta la marca de aforo. Utilizando un papel absorbente se seca el cuello del matraz y se registra su peso y su temperatura. De esta manera se efectúan cuatro lecturas del matraz dos por debajo de los 10°C y 10°C por arriba tomando así el registro de la temperatura y el peso con agua del matraz, se genera una curva de Temperatura vs peso con agua del matraz. A continuación se muestra dicha grafica, de pesos del matraz a diferentes temperaturas.

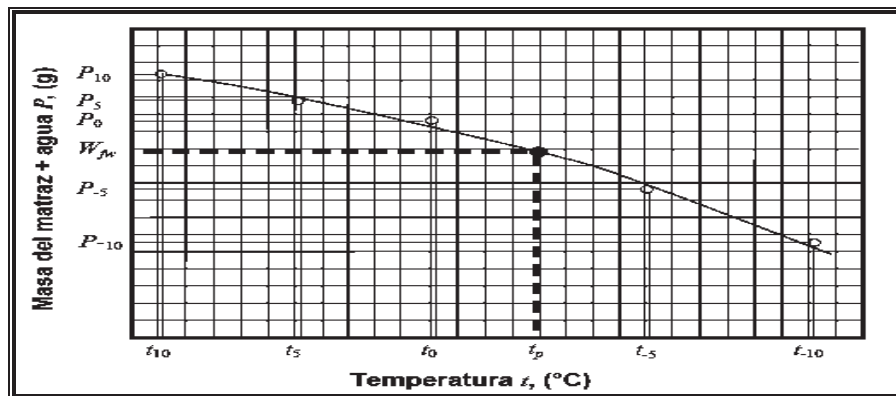


Figura 5.20). _Grafica de calibración del matraz.



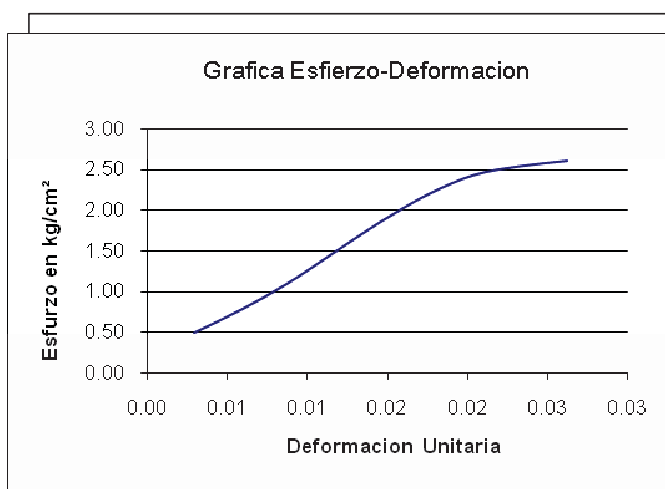
UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MATERIALES "ING. LUIS SILVA RUELAS "
Gráficas Esfuerzo - Deformación: Compresión Triaxial.

Solicitante: Pablo Rosas Hernandez
Procedencia: Maravatio Mich.
Origen: Maravatio Mich.
Operador: P.I.C. Miguel Herrera Garcia

Fecha de ensayo: 17 de junio de 2005
Profundidad: ---
Ensayo No. 543
Calculó: P.I.C. Erick O. Cervantes Gutierrez

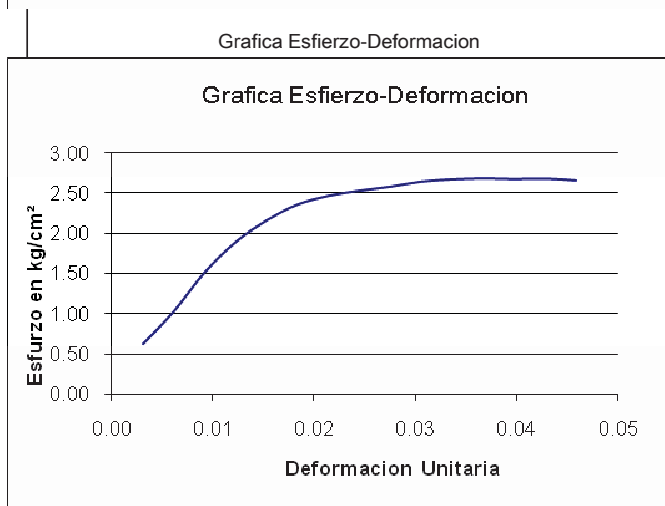
Compresión Simple

Prueba No: 1
Esfuerzo Último: 2.693 Kg/cm²
Peso Específico Humedo (γ_m): 1.765



Compresión Triaxial

Prueba No: 2
Esfuerzo Último: 2.597 Kg/cm²
Peso Específico Humedo (γ_m): 1.733



P.I.C. Miguel Herrera Garcia
OPERADOR

Dra. Elia Mercedes Alonso Guzmán
JEFE DE LABORATORIO



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

LABORATORIO DE MATERIALES "ING. LUIS SILVA RUELAS "

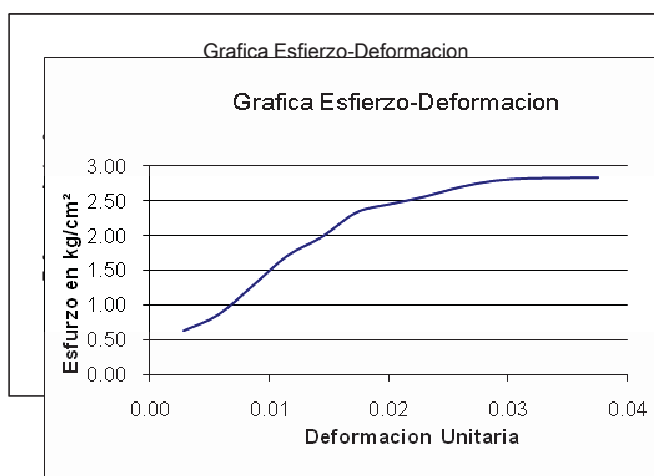
Graficas Esfuerzo - Deformación: Compresión Triaxial.

Solicitante: Pablo Rosas Hernandez
Procedencia: Maravatio Mich.
Origen: Maravatio Mich.
Operador: P.I.C. Miguel Herrera Garcia

Fecha de ensayo: 17 de junio de 2005
Profundidad: ----
Ensayo No. 543
Calculó: P.I.C. Erick O. Cervantes Gutierrez

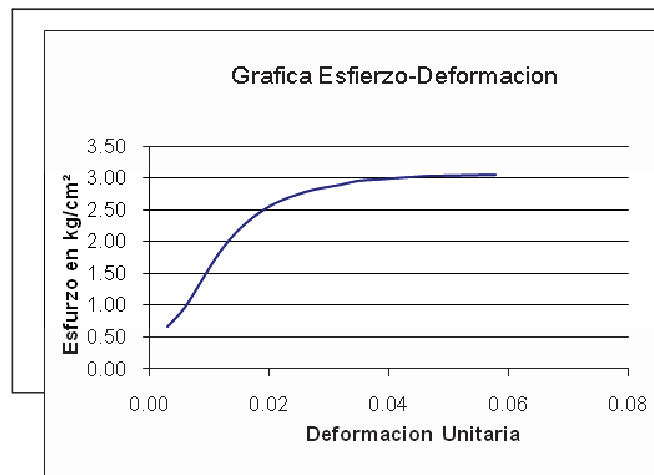
Compresión Triaxial

Prueba No: 3
Esfuerzo Último: 2.835 Kg/cm²
Peso Específico Humedo (γ_m) 1.715



Compresión Triaxial

Prueba No: 4
Esfuerzo Último: 3.045 Kg/cm²
Peso Específico Humedo (γ_m) 1.720



P.I.C. Miguel Herrera Garcia
OPERADOR

Dra. Elia Mercedes Alonso Guzmán
JEFE DE LABORATORIO

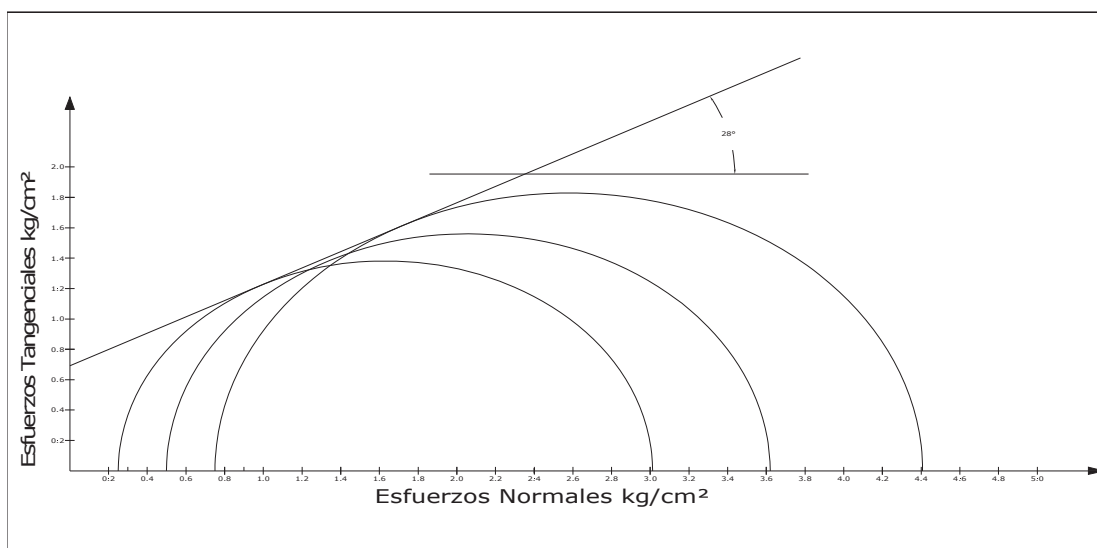


UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MATERIALES "ING. LUIS SILVA RUELAS"
Gráficas Esfuerzo - Deformación: Compresión Triaxial.

Solicitante: Pablo Rosas Hernandez
Procedencia: Maravatio Mich.
Origen: Maravatio Mich.
Operador: P.I.C. Miguel Herrera García

Fecha de ensayo: 17 de junio de 2005
Profundidad: 17 de junio de 2005
Ensayo No. 543
Calculó: P.I.C. Erick O. Cervantes Gutierrez

PRUEBA No.	σ_3	$\sigma_1 - \sigma_3$	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE $\phi = 28^\circ$ $c = 0.6921 \text{ Kg/cm}^2$
1	0.3	2.597	
2	0.6	2.835	
3	0.9	3.045	



P.I.C. Miguel Herrera García
OPERADOR

Dra. Elia Mercedes Alonso Guzmán
JEFE DE LABORATORIO



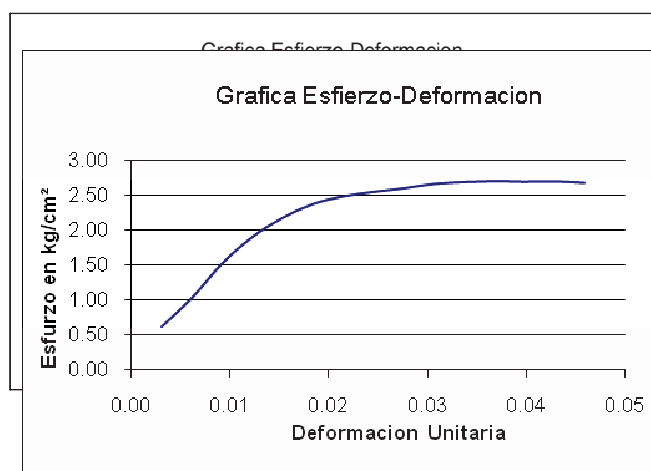
UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MATERIALES "ING. LUIS SILVA RUELAS "
Graficas Esfuerzo - Deformación: Compresión Triaxial.

Solicitante: Ing. Rafael Alvarez
Procedencia: Uruapan, Mich.
Origen: Muestra de suelo inalterada
Operador: P.I.C. Miguel Herrera Garcia

Fecha de ensayo: 27 de Julio del 2005
Profundidad: -----
Ensayo No. 553
Calculó: P.I.C. Damián Martínez Vargas

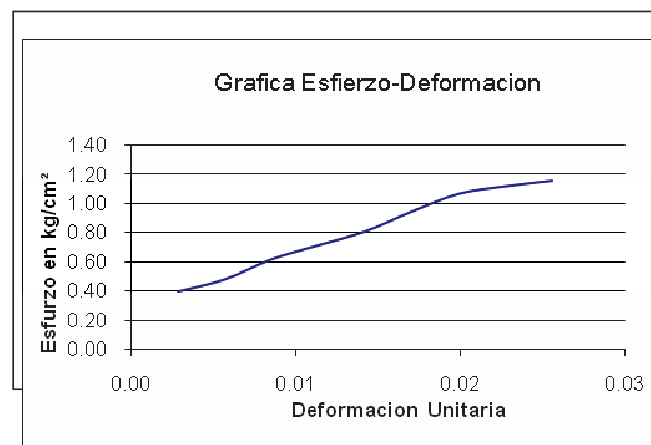
Compresión Simple

Prueba No: 1
Esfuerzo Último: 2.693 Kg/cm²
Peso Específico Humedo (γ_m) 1.765



Compresión Triaxial

Prueba No: 2
Esfuerzo Último: 1.159 Kg/cm²
Peso Específico Humedo (γ_m) 1.810



P.I.C. Miguel Herrera Garcia
OPERADOR

Dra. Elia Mercedes Alonso Guzmán
JEFE DE LABORATORIO



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

LABORATORIO DE MATERIALES "ING. LUIS SILVA RUELAS "

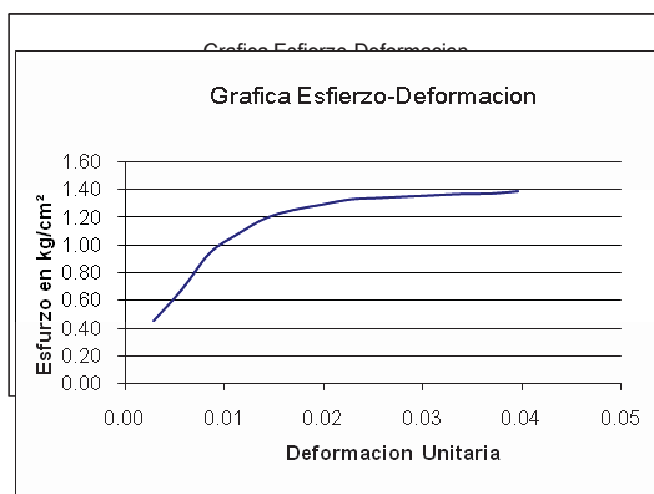
Graficas Esfuerzo - Deformación: Compresión Triaxial.

Solicitante: Ing. Rafael Alvarez
Procedencia: Uruapan, Mich.
Origen: Muestra de suelo inalterada
Operador: P.I.C. Miguel Herrera Garcia

Fecha de ensayo: 27 de Julio del 2005
Profundidad: -----
Ensayo No. 553
Calculó: P.I.C. Damián Martínez Vargas

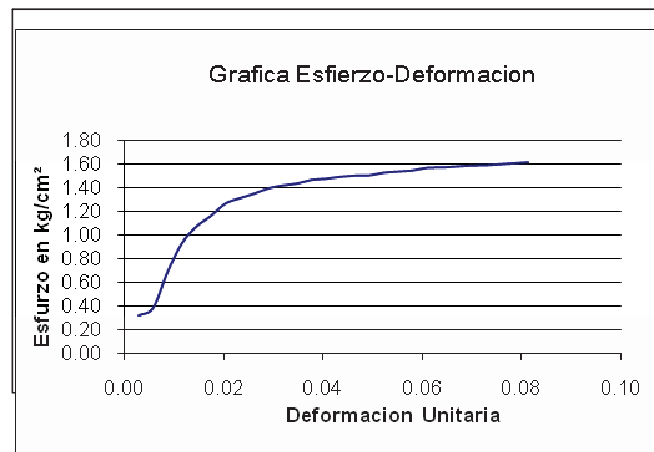
Compresión Triaxial

Prueba No: 3
Esfuerzo Último: 1.387 Kg/cm²
Peso Específico Humedo (γ_m) 1.812



Compresión Triaxial

Prueba No: 4
Esfuerzo Último: 1.613 Kg/cm²
Peso Específico Humedo (γ_m) 1.934



P.I.C. Miguel Herrera Garcia
OPERADOR

Dra. Elia Mercedes Alonso Guzmán
JEFE DE LABORATORIO

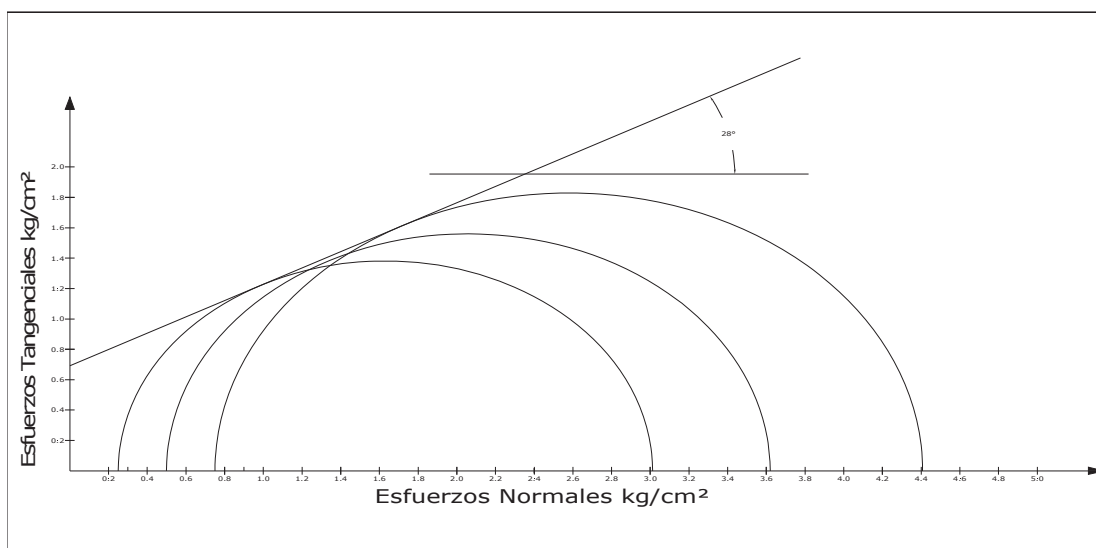


UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MATERIALES "ING. LUIS SILVA RUELAS"
Gráficas Esfuerzo - Deformación: Compresión Triaxial.

Solicitante: Ing. Rafael Alvarez
Procedencia: Uruapan, Mich.
Origen: Muestra de suelo inalterada
Operador: P.I.C. Miguel Herrera García

Fecha de ensayo: 27 de Julio del 2005
Profundidad: 27 de Julio del 2005
Ensayo No. 553
Calculó: P.I.C. Damián Martínez Vargas

PRUEBA No.	σ_3	$\sigma_1 - \sigma_3$	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE $\phi = 28^\circ$ $c = 0.6921 \text{ Kg/cm}^2$
1	0.3	1.159	
2	0.6	1.387	
3	0.9	1.613	



P.I.C. Miguel Herrera García
OPERADOR

Dra. Elia Mercedes Alonso Guzmán
JEFE DE LABORATORIO



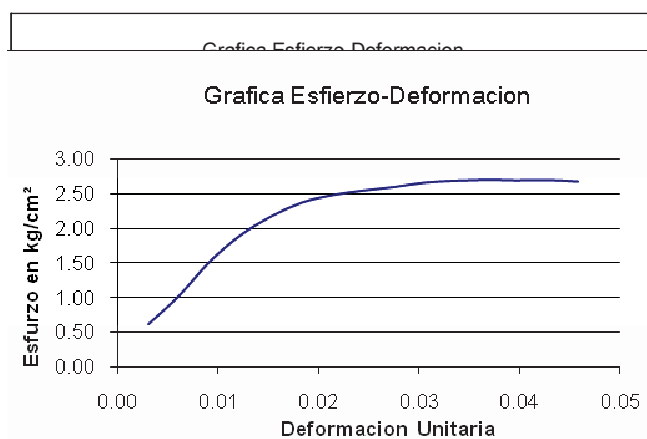
UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MATERIALES "ING. LUIS SILVA RUELAS "
Gráficas Esfuerzo - Deformación: Compresión Triaxial.

Solicitante: Prof. Ever Rojas
Procedencia: Quiroga, Mich.
Origen: Fracc. El Pinito
Operador: P.I.C. Miguel Herrera García

Fecha de ensayo: 4 de Mayo de 2005
Profundidad: 1.30m
Ensayo No. 536
Calculó: P.I.C. Damián Martínez Vargas

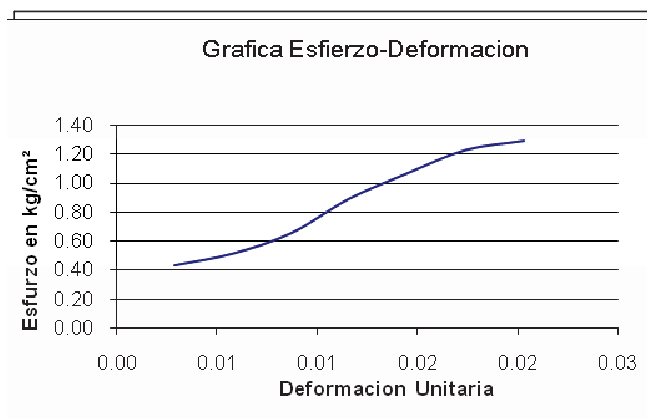
Compresión Simple

Prueba No: 1
Esfuerzo Último: 2.693 Kg/cm²
Peso Específico Humedo (γ_m): 1.765



Compresión Triaxial

Prueba No: 2
Esfuerzo Último: 1.288 Kg/cm²
Peso Específico Humedo (γ_m): 1.575



P.I.C. Miguel Herrera García
OPERADOR

Dra. Elia Mercedes Alonso Guzmán
JEFE DE LABORATORIO



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

LABORATORIO DE MATERIALES "ING. LUIS SILVA RUELAS "

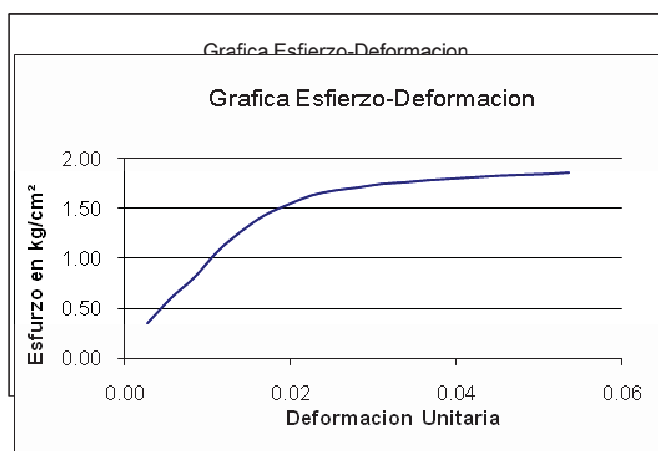
Graficas Esfuerzo - Deformación: Compresión Triaxial.

Solicitante: Prof. Ever Rojas
Procedencia: Quiroga, Mich.
Origen: Fracc. El Pinito
Operador: P.I.C. Miguel Herrera García

Fecha de ensayo: 4 de Mayo de 2005
Profundidad: 1.30m
Ensayo No. 536
Calculó: P.I.C. Damián Martínez Vargas

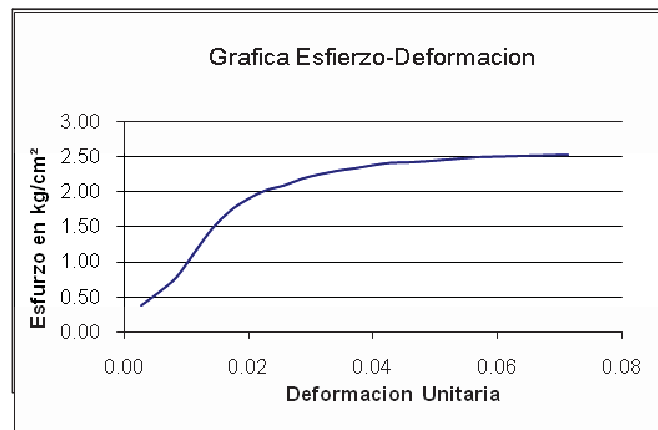
Compresión Triaxial

Prueba No: 3
Esfuerzo Último: 1.859 Kg/cm²
Peso Específico Humedo (γ_m) 1.554



Compresión Triaxial

Prueba No: 4
Esfuerzo Último: 2.514 Kg/cm²
Peso Específico Humedo (γ_m) 1.638



P.I.C. Miguel Herrera García
OPERADOR

Dra. Elia Mercedes Alonso Guzmán
JEFE DE LABORATORIO

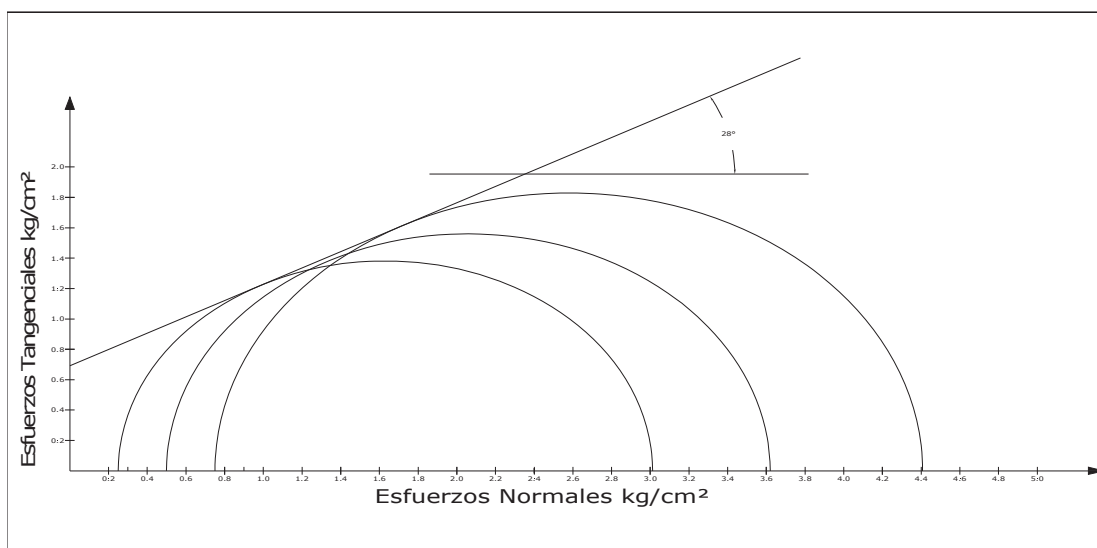


UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MATERIALES "ING. LUIS SILVA RUELAS"
Gráficas Esfuerzo - Deformación: Compresión Triaxial.

Solicitante: Prof. Ever Rojas
Procedencia: Quiroga, Mich.
Origen: Fracc. El Pinito
Operador: P.I.C. Miguel Herrera García

Fecha de ensayo: 4 de Mayo de 2005
Profundidad: 4 de Mayo de 2005
Ensayo No. 536
Calculó: P.I.C. Damián Martínez Vargas

PRUEBA No.	σ_3	$\sigma_1 - \sigma_3$	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE $\phi = 28^\circ$ $c = 0.6921 \text{ Kg/cm}^2$
1	0.3	1.288	
2	0.6	1.859	
3	0.9	2.514	



P.I.C. Miguel Herrera García
OPERADOR

Dra. Elia Mercedes Alonso Guzmán
JEFE DE LABORATORIO



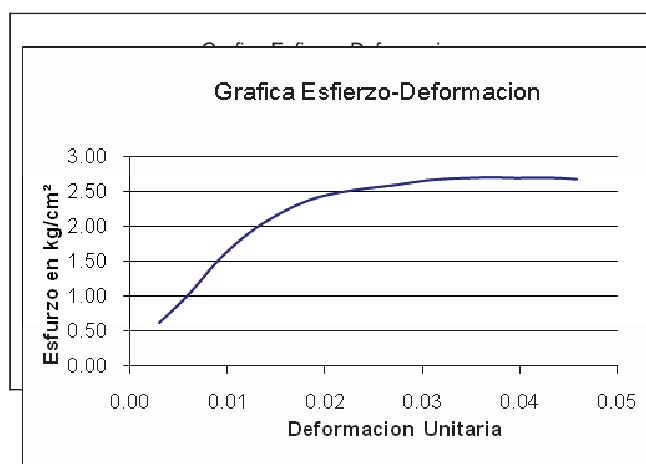
UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MATERIALES "ING. LUIS SILVA RUELAS "
Graficas Esfuerzo - Deformación: Compresión Triaxial.

Solicitante: Arq. Omar Escobedo Pérez
Procedencia: Col. Canteras de Morelia
Origen: Morelia, Mich.
Operador: P.I.C. Miguel Herrera García

Fecha de ensayo: 21-Nov-05
Profundidad: 2.70 mts
Ensayo No. 597
Calculó: P.I.C. Erick O. Cervantes Gutiérrez

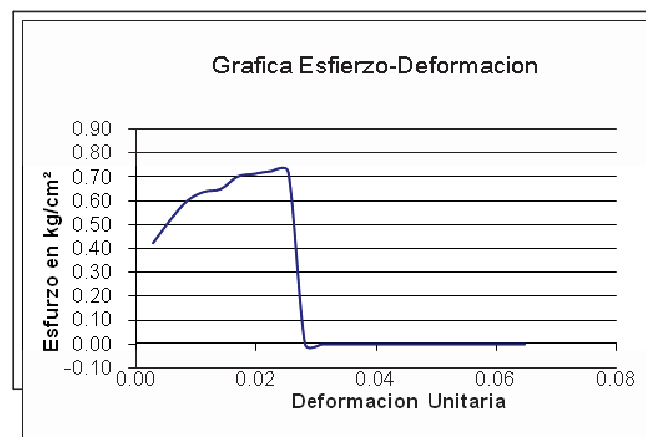
Compresión Simple

Prueba No: 1
Esfuerzo Último: 2.693 Kg/cm²
Peso Específico Humedo (γ_m) 1.765



Compresión Triaxial

Prueba No: 2
Esfuerzo Último: 0.000 Kg/cm²
Peso Específico Humedo (γ_m) 1.555



P.I.C. Miguel Herrera García
OPERADOR

Dra. Elia Mercedes Alonso Guzmán
JEFE DE LABORATORIO



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

LABORATORIO DE MATERIALES "ING. LUIS SILVA RUELAS "

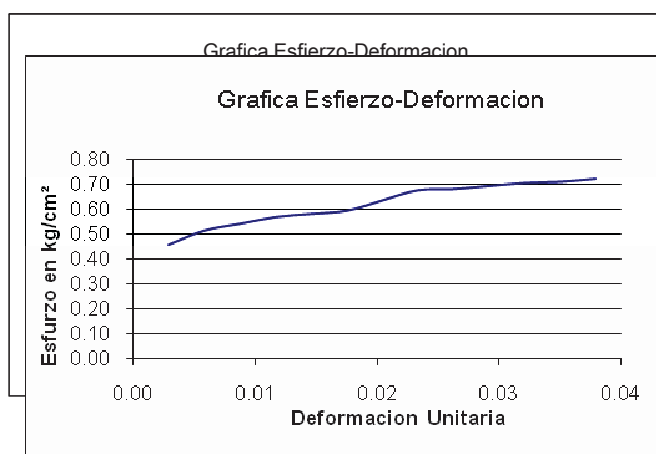
Graficas Esfuerzo - Deformación: Compresión Triaxial.

Solicitante: Arq. Omar Escobedo Pérez
Procedencia: Col. Canteras de Morelia
Origen: Morelia, Mich.
Operador: P.I.C. Miguel Herrera García

Fecha de ensayo: 21-Nov-05
Profundidad: 2.70 mts
Ensayo No. 597
Calculó: P.I.C. Erick O. Cervantes Gutiérrez

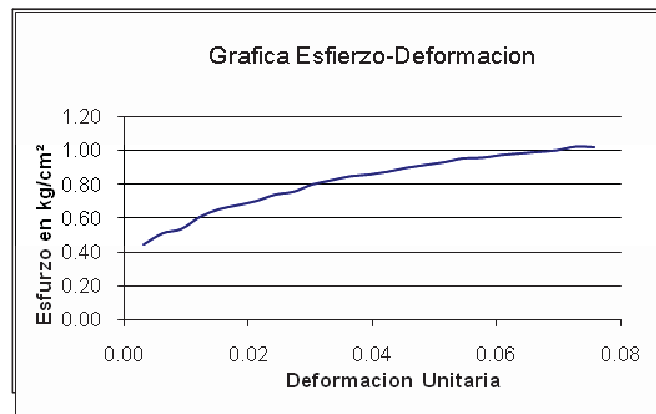
Compresión Triaxial

Prueba No: 3
Esfuerzo Último: 0.676 Kg/cm²
Peso Específico Humedo (γ_m): 1.516



Compresión Triaxial

Prueba No: 4
Esfuerzo Último: 0.000 Kg/cm²
Peso Específico Humedo (γ_m): 1.591



P.I.C. Miguel Herrera García
OPERADOR

Dra. Elia Mercedes Alonso Guzmán
JEFE DE LABORATORIO

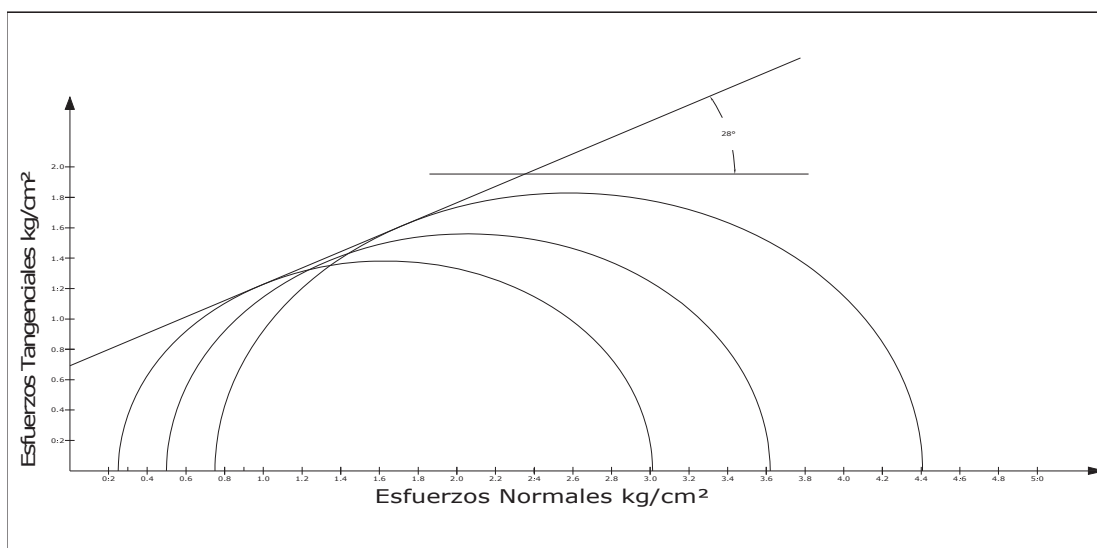


UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MATERIALES "ING. LUIS SILVA RUELAS"
Gráficas Esfuerzo - Deformación: Compresión Triaxial.

Solicitante: Arq. Omar Escobedo Pérez
Procedencia: Col. Canteras de Morelia
Origen: Morelia, Mich.
Operador: P.I.C. Miguel Herrera García

Fecha de ensayo: 21-Nov-05
Profundidad: 38677
Ensayo No. 597
Calculó: P.I.C. Erick O. Cervantes Gutiérrez

PRUEBA No.	σ_3	$\sigma_1 - \sigma_3$	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE $\phi = 28^\circ$ $c = 0.6921 \text{ Kg/cm}^2$
1	0.25	0.000	
2	0.5	0.676	
3	0.75	0.000	



P.I.C. Miguel Herrera García
OPERADOR

Dra. Elia Mercedes Alonso Guzmán
JEFE DE LABORATORIO



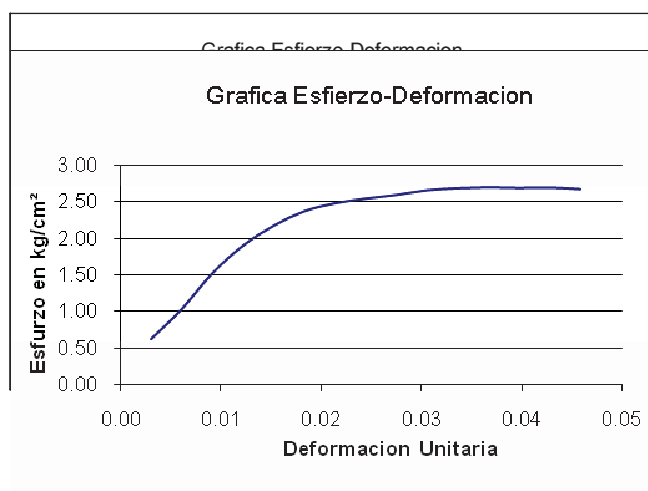
UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MATERIALES "ING. LUIS SILVA RUELAS "
Graficas Esfuerzo - Deformación: Compresión Triaxial.

Solicitante: Ing. Aurelio Andrade Alcala
Procedencia: Cd. Hidalgo, Mich.
Origen: Plaza del inmigrante
Operador: Ing. Heriberto Hernández Márquez

Fecha de ensayo: 30 de Marzo de 2005
Profundidad: 1.20 m
Ensayo No. 507
Calculó: P.I.C. Erick O. Cervantes Gutiérrez

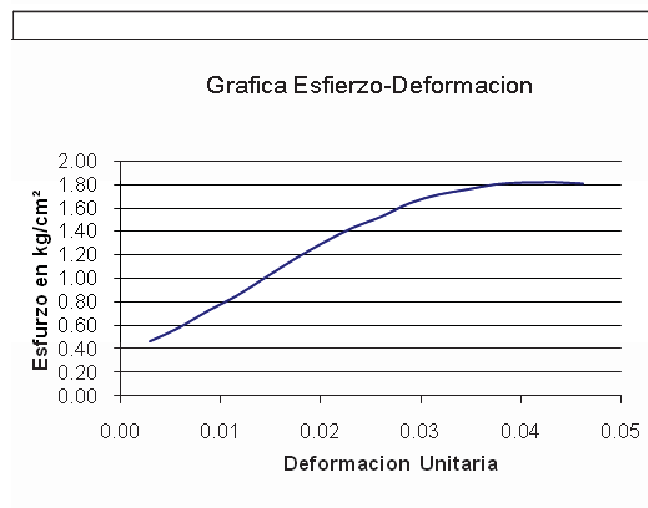
Compresión Simple

Prueba No: 1
Esfuerzo Último: 2.693 Kg/cm²
Peso Específico Humedo (γ_m) 1.765



Compresión Triaxial

Prueba No: 2
Esfuerzo Último: 1.824 Kg/cm²
Peso Específico Humedo (γ_m) 1.800



Ing. Heriberto Hernández Márquez
OPERADOR

Dra. Elia Mercedes Alonso Guzmán
JEFE DE LABORATORIO



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

LABORATORIO DE MATERIALES "ING. LUIS SILVA RUELAS "

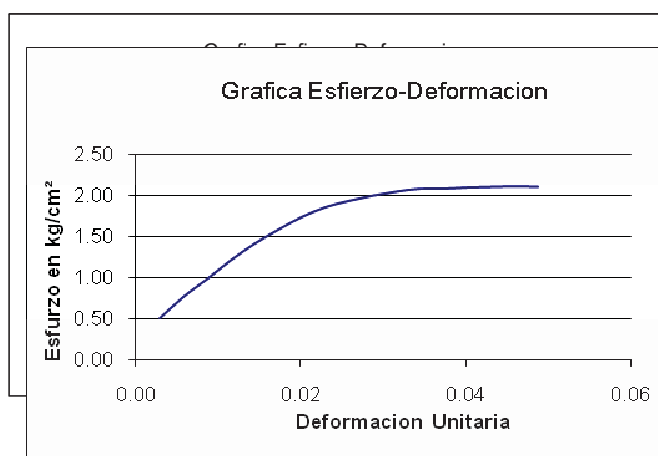
Graficas Esfuerzo - Deformación: Compresión Triaxial.

Solicitante: Ing. Aurelio Andrade Alcala
Procedencia: Cd. Hidalgo, Mich.
Origen: Plaza del inmigrante
Operador: Ing. Heriberto Hernández Márquez

Fecha de ensayo: 30 de Marzo de 2005
Profundidad: 1.20 m
Ensayo No. 507
Calculó: P.I.C. Erick O. Cervantes Gutiérrez

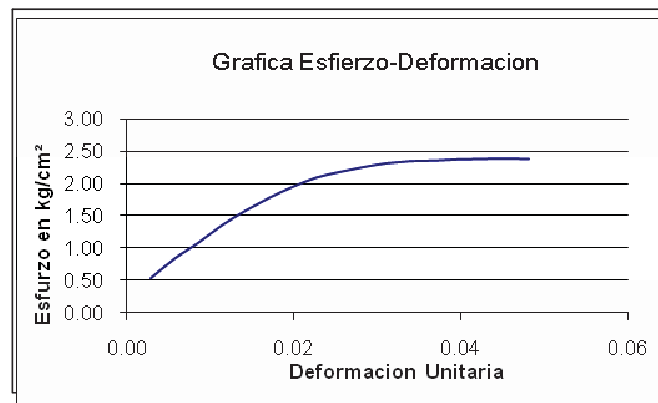
Compresión Triaxial

Prueba No: 3
Esfuerzo Último: 2.116 Kg/cm²
Peso Específico Humedo (γ_m): 1.856



Compresión Triaxial

Prueba No: 4
Esfuerzo Último: 2.382 Kg/cm²
Peso Específico Humedo (γ_m): 1.891



Ing. Heriberto Hernández Márquez
OPERADOR

Dra. Elia Mercedes Alonso Guzmán
JEFE DE LABORATORIO

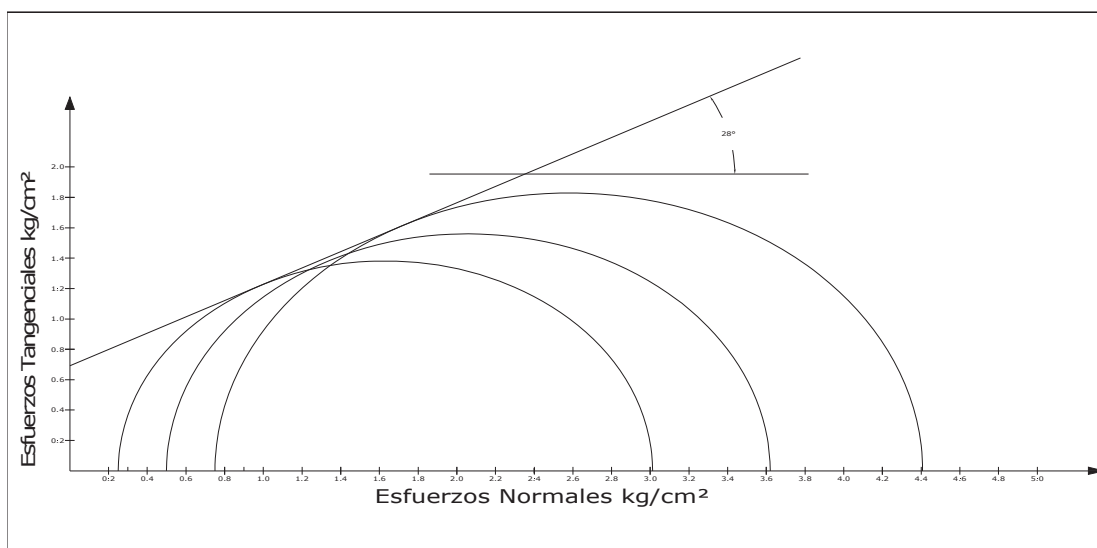


UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MATERIALES "ING. LUIS SILVA RUELAS"
Graficas Esfuerzo - Deformación: Compresión Triaxial.

Solicitante: Ing. Aurelio Andrade Alcala
Procedencia: Cd. Hidalgo, Mich.
Origen: Plaza del inmigrante
Operador: Ing. Heriberto Hernández Márquez

Fecha de ensayo: 30 de Marzo de 2005
Profundidad: 30 de Marzo de 2005
Ensayo No. 507
Calculó: P.I.C. Erick O. Cervantes Gutiérrez

PRUEBA No.	σ_3	$\sigma_1 - \sigma_3$	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE $\phi = 28^\circ$ $c = 0.6921 \text{ Kg/cm}^2$
1	0.3	1.824	
2	0.6	2.116	
3	0.9	2.382	



Ing. Heriberto Hernández Márquez
OPERADOR

Dra. Elia Mercedes Alonso Guzmán
JEFE DE LABORATORIO



CAPITULO VI

MODELO MATEMATICO PPN.

Introducción.

1. _Pricipio de proporcionalidad natural PPN.



._INTRODUCCION AL PPN.

Desde hace décadas se han venido utilizando en mecánica de suelos modelos constitutivos para tratar de predecir el comportamiento esfuerzo-deformación-tiempo de los suelos. Muchos de estos modelos tienen orígenes en la teoría de la plasticidad, la cual ha demostrado su gran utilidad en el estudio del comportamiento de metales, sometidos a diferentes tipos de sollicitaciones, sin embargo, en caso de los suelos ha sido necesario hacer algunas adaptaciones a dicha teoría para lograr resultados razonables y satisfactorios.

Una manera totalmente diferente de estudiar el comportamiento esfuerzo - deformación - tiempo de los geo-materiales es la que propone el profesor de la Universidad Autónoma de México UNAM. **Dr._Eulalio Juárez Badillo.** Desde hace décadas, bajo la premisa de que todos los fenómenos de la naturaleza deben ser ordenados y simples, principio que el propio Autor ha denominado como de proporcionalidad natural.

La evaluación de los modelos de comportamiento usados en mecánica de suelos se ha hecho, en la mayoría de los casos, utilizando suelos reconstruidos, lo que permite garantizar la homogeneidad de los materiales utilizados. Sin embargo, es un hecho reconocido en la actualidad que, la estructura, cementación, la historia de cargas, y otros factores, son decisivos en el comportamiento esfuerzo-deformación-tiempo de los suelos, variables que no están presentes en los suelos reconstruidos.

En el presente trabajo se comentan también algunos modelos constitutivos mas comunes para predecir y simular el comportamiento mecánico de las arenas, tal es el caso de los modelos elastoplasticos, termomecánicos y redes neuronales.

I._PRINCIPIO DE PROPORCIONALIDAD NATURAL.

Este principio establece simplemente que todos los fenómenos físicos son simples y ordenados, armónicos y simétricos. El problema radica en establecer variables propias de las funciones propias que permitan describir el fenómeno establecido en un dominio completo. Es decir, las variables propias son las variables mas simples y naturales que se utilizan para caracterizar el fenómeno que se esta analizando, donde una de ellas varia en dominio completo, mientras que la otra tiene un dominio incompleto. La relación matemática entre ellas puede obtenerse a través de funciones propias con dominios completos, las más simples. Este procedimiento es aplicado en esta tesis para obtener las ecuaciones generales de comportamiento esfuerzo-deformación-tiempo. Estas ecuaciones pueden ser principalmente de cuatro tipos para describir el comportamiento general esfuerzo-deformación; tres en el pre-pico y una en el pos-pico, tal como se describe a continuación: ***Función Normal, Función Sensitiva, Función Invertida, y Función de Ductilidad***, respectivamente. La elección de cada una de ellas depende de la forma de la curva esfuerzo-deformación.

Así mismo, se emplean dos ecuaciones generales mas, una de ellas para describir el comportamiento de la presión de poro y la otra para el cambio de volumen. Este principio requiere



de los siguientes parámetros, $(\nu, \mu, \gamma, \beta, \alpha)$ y respectivamente también $(\alpha_e \text{ y } \beta_e)$. Donde cada parámetro tiene su significado que a continuación se describe.

ν Representa el exponente cortante.

μ Representa el coeficiente cortante.

γ Representa el coeficiente de compresibilidad.

(α, β) Representan los coeficientes de presión de poro; dos de ellos toman en cuenta la parte contractiva y los otros dos la parte dilatante, respectivamente), cada uno de los cuales tiene un significado físico claro. Las comparaciones teóricas – experimentales muestran una buena predicción del comportamiento observando en los ensayos de las pruebas de de compresión triaxial (UU) realizadas en el laboratorio de materiales de la Facultad de Ingeniería Civil de la UMSNH. A continuación se describen algunos modelos matemáticos aplicados en arenas.

II._MODELOS DE COMPORTAMIENTO ESFUERZO–DEFORMACION EN SUELOS ARENOSOS.

Un modelo constitutivo ideal para los suelos seria aquel que estuviera basado en las características tanto mecánicas como fisicoquímicas de las partículas, en el cual pudieran considerarse los giros, deslizamientos y deformaciones de cada partícula que conforman al material.

Un modelo con estas características podría representar el comportamiento de cualquier tipo de material como arcillas, arenas, limos y aun plásticos o metales. Sin embargo, es claro que el estado actual de conocimientos no permite aun enfrentar algunos de los retos que exigen dichos modelos.

Esta por esta razón que en la actualidad la mayor parte de los modelos estudiados se basa en comportamientos macroscopicos de los materiales y, por tanto generalmente son validos únicamente para el tipo de material estudiado y para cierto tipo de solicitaciones.

En este capitulo se describen algunos de los modelos constitutivos para arenas que mayor acepción han tenido dentro de la literatura especializada.

No se pretende presentar un panorama exhaustivo de los modelos constitutivos para suelos, ni siquiera de las diversas tendencias que actualmente existen para el desarrollo de estos, sino únicamente dar una visión general que permita introducir al lector al cada vez mas especializado mundo de los modelos matemáticos constitutivos.

Predicción del Comportamiento no Drenado en Arenas (Lade 1977,1978).

Este modelo simula el comportamiento esfuerzo–deformación para suelos no cohesivos utilizando el concepto de superficie de fluencia, y se basa en la teoría elasto–plástica.

Este modelo involucra en su teoría la capacidad de describir varios aspectos a partir del comportamiento observado en el suelo, por lo que es aplicable en general para condiciones de esfuerzo en tres dimensiones, requiriendo para ellos parámetros que caractericen el



comportamiento de los suelos, los cuales pueden derivarse de los resultados de pruebas de compresión isotropita y de compresión triaxial drenada.

Esta teoría predice el comportamiento de los suelos bajo varias condiciones de carga con una buena precisión, tomando en cuenta la ley del endurecimiento y relajamiento, cuyo propósito principal es modelar el comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos mediante la teoría elasto-plástica, donde el incremento de deformación total, $d\epsilon_y$, está dividido en un componente elástico, $d\epsilon^e_y$, un componente plástico de colapso, $d\epsilon^c_y$, y un componente plástico expansivo, $d\epsilon^p_y$, tal que la ecuación queda de la siguiente manera.

$$d\epsilon_y = (d\epsilon^e_y) + (d\epsilon^c_y) + (d\epsilon^p_y).$$

Estos tres componentes son calculados separadamente, mediante la ley de Hooke, pero a los mismos tiempos involucrados en la teoría esfuerzo-deformación elasto-plástica. Requiere de 14 catorce parámetros que son los siguientes. $(K, n, \nu, C, p, \eta l, m, R, S, t, \alpha, \beta, P, \lambda)$.

(K, n, ν) Representan al comportamiento elástico del material (Número de módulo, exponente y la relación de Poisson).

(C, p) Representan los parámetros de colapso plástico (módulo de colapso y exponente de colapso).

$(\eta l, m, R, S, t, \alpha, \beta, P, \lambda)$ Representan el comportamiento plástico expansivo o de la fluencia (Constante de fluencia, exponente de fluencia, constantes de potencial plástico, constantes de endurecimiento y exponente de endurecimiento respectivamente).

Los cuales deben pueden ser evaluados empleando únicamente los resultados de pruebas de compresión isotropita y de compresión triaxial drenadas.

La exactitud de la teoría puede ser evaluada mediante la comparación del comportamiento mecánico del material simulado y las deformaciones medidas de pruebas de laboratorio ensayadas sobre suelos no cohesivos.

Modelo hipo – plástico para arenas.

El concepto de superficie límite empleado en la teoría de la plasticidad fue inicialmente desarrollado para metales por Dafalias y Popov (1975). Este fue más tarde aplicado a las arcillas por Dafalias y Herrmann (1985), para materiales de base en pavimentos por Mc Vay y Taesiri (1985), para concreto por Yang et al (1985), y para arenas por Aboim y Roth (1986).

Un modelo hipo – plástico fue formulado para simular el comportamiento no lineal de las arenas densas y sueltas, basado en estado crítico y sobre una forma de degradación de la superficie límite de plasticidad. El modelo fue establecido sobre diferentes premisas previamente adoptadas por Bardet (1983, 1986).



La hipoplasticidad suministra una estructura teórica que es simplemente elastoplastica. La superficie de falla es adoptada y fijada en el espacio de esfuerzos, como la superficie limite. Todas estas propiedades plásticas (flujo, direcciones de fluencia y modulo de plasticidad) son definidos como funciones de la distancia a la superficie limite. Además, este modelo se formula en términos de invariantes de esfuerzo. Así mismo, se evalúa el funcionamiento del modelo mediante la comparación de la simulación numérica y resultados experimentales de arenas del Río Sacramento, con la conclusión de que el modelo es capaz de predecir el comportamiento drenado y no drenado de las arenas sueltas y densas.

Redes Neuronales Artificiales (ANN).

La idea de moldear el comportamiento de los geomateriales, mediante las redes neuronales artificiales (ANN's), fue propuesto inicialmente por Ghaboussi et al. (1991), para el comportamiento biaxial del concreto. Desde entonces fue introducido para moldear el comportamiento del suelo. Además existe una amplia serie de publicaciones previas en las cuales se menciona el uso del modelo constitutivo de las redes neuronales artificiales, tal es el caso de los trabajos de Ghaboussi y colaboradores (1998) y Ellis(1995), quienes desarrollaron una realimentación del modelo para representar el comportamiento no drenado de las arenas. Los resultados que se presentan en los trabajos mencionados, representan el comportamiento esfuerzo desviador – deformación y cambio de volumen para varios tipos de arenas y gravas en condiciones drenadas.

Para lograr la simulación es necesario tomar en cuenta los siguientes aspectos:

- 1._ Desarrollar un adecuado valor del incremento de deformación en el proceso de realimentación.
- 2._Evitar errores asociados con el sobreentrenamiento durante la fase de entrenamiento.
- 3._Implementar un procedimiento para obtener el tamaño optimo de las capas ocultas.
- 4._ Moldear el comportamiento de la compresión triaxial del material bajo condiciones drenadas.

A demás los modelos de redes neuronales artificiales pueden ser desarrollados por su propio entrenamiento y basados en algoritmos sobre datos perceptibles y útiles en la deducción y aplicación de tales modelos.

Modelo termomecánico para arenas (Rojas 1994).

Con la formulación termomecánica de Ziegler (1977), es posible obtener diferentes modelos clásicos del comportamiento de suelos. Este procedimiento puede considerarse como una extensión del método del potencial empleando en mecánica de sólidos para establecer el comportamiento elástico de los materiales.



La ventaja de los modelos planteados a partir de esta formulación radica en el hecho de que cumplan adecuadamente con los principios de la termodinámica. Por otro lado, no es necesario considerar ninguna hipótesis que frecuentemente deben hacerse en el desarrollo de los modelos plásticos, como enunciar la existencia de una regla de flujo para deformaciones plásticas o de una superficie de fluencia con sus reglas de endurecimiento.

Este modelo requiere de un total de diez parámetros que son $(K, g, n, \mu, \chi, \lambda, A, B, T, \Delta)$, cada uno de los cuales tiene un significado físico claro. Nueve de estos pueden conseguirse por medio de ensayos de laboratorio comunes. Del total de parámetros, cuatro pueden fijarse a partir de los valores medios normalmente considerados para las arenas, sin que esto afecte apreciablemente los resultados que se obtienen. Las comparaciones teórico-experimentales muestran un buen comportamiento general del modelo.

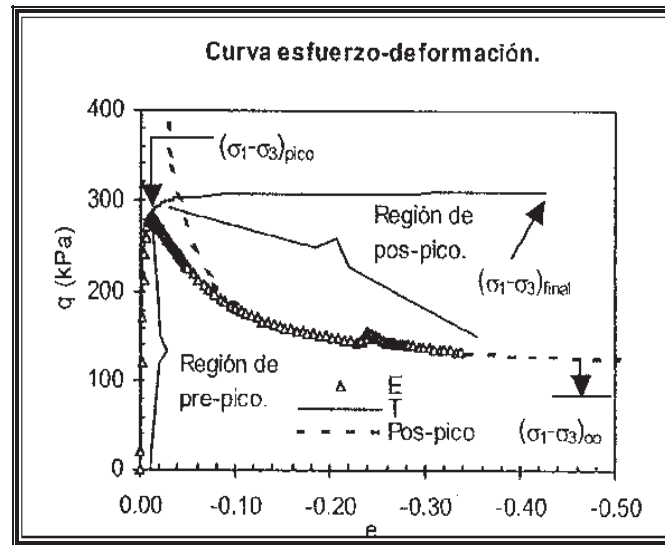
III._TEORIAS ESFUERZO-DEFORMACION-TIEMPO DERIVADOS DEL PRINCIPIO DE PROPORCIONALIDAD NATURAL (P.P.N.).

El principio de proporcionalidad natural fue postulado por primera vez en 1985 (Juárez Badillo). Se trata de un principio unificado que da origen a varias ecuaciones generales que permiten describir el comportamiento mecánico de los geomateriales. La teoría general esfuerzo desviador-deformación desarrollada por Juárez Badillo (1994) aplicada para las arcillas en la región de pre-pico, es aplicada en esta ocasión a las pruebas de compresión triaxial drenadas y no drenadas sobre una arena de cuarzo (Ottawa) y otra compuesta por sílice (arena de playa) y la teoría es extendida hacia la región de pos-pico. Las ecuaciones generales concernientes al comportamiento esfuerzo-deformación-tiempo-temperatura para los geo-materiales. Están limitadas, hasta ahora, para tiempo y temperatura constantes. La ecuación puede ser descrita para tiempos normales usados en las pruebas de laboratorio.

Las deformaciones entran en la ecuación como deformaciones naturales: la deformación natural longitudinal (Hencky) y la deformación natural al cortante (Juárez Badillo 1974) es proporcional a la deformación natural desviadora al cortante. Estas variables entran en la ecuación como variables propias. Recientemente, el principio de proporcionalidad natural ha sido aplicado para descubrir el comportamiento desviador de las arenas sueltas, densas y de las arcillas en las regiones de pre y pos pico de las pruebas triaxiales de compresión, extensión y de corte directo. A continuación se escriben las ecuaciones de las regiones mencionadas.

Ecuación General de Esfuerzo-Deformación para las Regiones Pre-Pico y Pos- Pico establecidas por el (P.P.N.).

Primeramente se presenta una regionalización de la curva esfuerzo deformación obtenida de una de las varias pruebas realizadas. En la figura 3.1 se definen varios conceptos como I región de pre-pico, pos-pico, resistencia pico, esfuerzo desviador final, y la resistencia residual. Así mismo, en el capítulo 7 se presentará la evaluación de esta teoría, haciendo uso de los resultados experimentales presentados en el espacio esfuerzo desviador vs deformación desviadora natural axial entre el esfuerzo y la deformación. (q,e).



(Figura 1.1)._ Grafica Esfuerzo-Deformación.

Ahora considérese una prueba triaxial de compresión aumentado el esfuerzo vertical. Acéptese que $\sigma' - \infty$ sea la presión de consolidación inicial y $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ sean los esfuerzos principales y $(\sigma_1 - \sigma_3)$ el esfuerzo desviador máximo. Así mismo, acéptese que sean X_1 (axial), X_2 y X_3 los ejes del sistema de referencia cartesiano. Supóngase una probeta prismática de arena sujeta a una presión de confinamiento σ_∞ . (Infinito). Considérese ahora que se realiza una prueba triaxial de compresión o extensión (drenada o no drenada). Además, acéptese que X_{10} , X_{20} , X_{30} como los valores iniciales de las mismas.

Por lo tanto las deformaciones naturales axial y radial, ϵ_a y ϵ_r son como lo indican las siguientes expresiones.

$$\epsilon_a = \epsilon_1 = \ln \left(\frac{x_1}{x_{10}} \right), \epsilon_r = \epsilon_2 = \epsilon_3 = \ln \left(\frac{x_3}{x_{30}} \right)$$

Las componentes de las deformaciones naturales volumétrica e isotrópica, ϵ_v y ϵ_i se expresan y se relacionan de la siguiente manera.

$$\epsilon_v = \left(\frac{V}{V_o} \right) = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 = \epsilon_a + 2\epsilon_r$$



$$\varepsilon_i = \left(\frac{\varepsilon_v}{3} \right) = \left(\frac{\varepsilon_a + 2\varepsilon_r}{3} \right)$$

Las correspondientes deformaciones desviadoras naturales, e_a y e_r se escriben como:

$$e_a = \varepsilon_a - \varepsilon_i$$

$$e_r = \varepsilon_r - \varepsilon_i$$

Si el termino (ε) es la deformación axial común (Cauchy), la formación natural axial esta dada por $\ln(1+\varepsilon)$ y la deformación desviadora natural axial (e) (Juárez Badillo 1994 b) esta dada por la siguiente ecuación.

$$e_a = \ln(1 + \varepsilon) - \frac{\varepsilon_v}{3}$$

Donde ε_v es la deformación natural volumétrica. En pruebas no drenadas $\varepsilon_v=0$. Obsérvese que los valores de la (ε y e_a) de la prueba triaxial de compresión son negativas. Pero es importante recordar que la formula anterior es una ecuación general, en donde los términos que se involucran son de signo (+ , -) de ε y ε_v . Que depende de la convención de signos adoptados; en este trabajo para la deformación axial común, el signo (-) es para la compresión y el signo (+) corresponde a la extensión. Esto es, si: $L = L_0 + \Delta L$. se tiene el siguiente analisis.

$$L < L_0 \quad \Delta L \text{ es } (-) \text{ Compresión.}$$

$$L > L_0 \quad \Delta L \text{ es } (+) \text{ Extensión.}$$

Considerando lo anterior se tiene la siguiente ecuación de deformación axial.

$$\varepsilon_a = \ln\left(\frac{L}{L_0}\right) = \ln\left(\frac{L_0 + \Delta L}{L_0}\right) = \ln\left(1 + \frac{\Delta L}{L_0}\right) = \ln(1 + \varepsilon)$$

Donde:

ε_a Es la deformación natural axial.

ε Es la deformación axial común (Cauchy).

L_0 Es la altura inicial del espécimen después de la consolidación.



ΔL _ Incremento de deformación axial del espécimen.

Para el segundo caso de la convención de signos de la deformación natural volumétrica aplicada a las pruebas drenadas ($\epsilon_v \neq 0$), es el siguiente:

$V < V_0$ ΔL es (-) Compresión.

$V > V_0$ ΔL es (+) Extensión.

$$\epsilon_a = \ln \left(\frac{V}{V_0} \right) = \ln \left(\frac{V_0 + \Delta V}{V_0} \right) = \ln \left(1 + \frac{\Delta V}{V_0} \right) = \ln (1 + \epsilon_{VC})$$

Donde:

ϵV _ Es la deformación natural volumétrica.

ϵVC _ Es la deformación volumétrica común (Cauchy).

V_0 _ Es el volumen inicial del espécimen después de la consolidación.

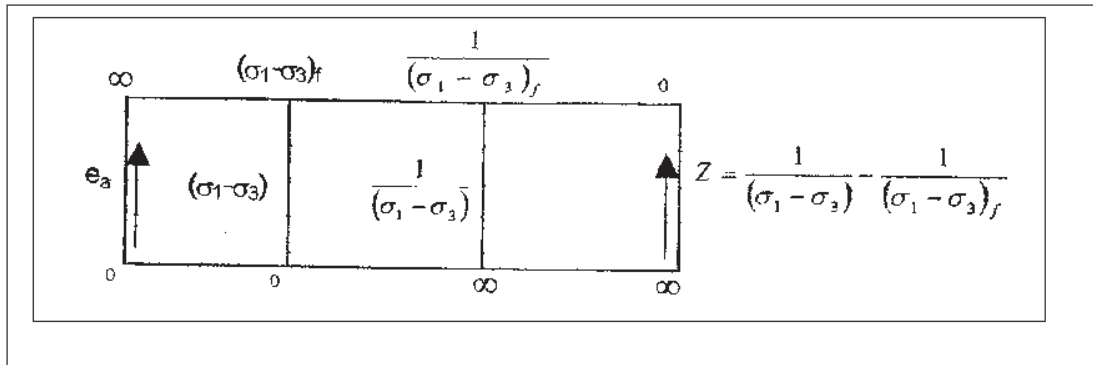
ΔV _ Deformación volumétrica total del espécimen.

La ecuación de deformación axial natural y la deformación volumétrica natural se sustituyen en la ecuación de deformación desviadora natural para dar origen a la ecuación propuesta por Juárez Badillo ya anteriormente mencionada.

$$e_a = \ln (1 + \epsilon) - \frac{\epsilon_v}{3}$$

Función sensitiva.

Ahora la relación entre las variables propias ($\sigma_1 - \sigma_3$) y e_a puede ser a través de las funciones propias, estos es, las funciones mas simples de e_a y ($\sigma_1 - \sigma_3$) con dominio completo, o sea, variando de cero a ∞ . Si primero consideramos e_a que varíe de cero a ∞ , ($\sigma_1 - \sigma_3$) variara de cero a un valor final ($\sigma_1 - \sigma_3$). La función mas simple de ($\sigma_1 - \sigma_3$) con dominio completo será $Z = [1 / (\sigma_1 - \sigma_3)] - [1 / (\sigma_1 - \sigma_3)F]$. Ahora cuando e_a varíe de cero a ∞ , Z variara de ∞ a cero. Este procedimiento se puede apreciar en la figura 3.2.



(Figura 1.2). Grafica del dominio de la función de Z.

El principio de proporcionalidad natural (PPN). Permite establecer la siguiente relación diferencial.

$$\frac{de_a}{e_a} = -v \frac{dz}{z}$$

Donde u es una constante de proporcionalidad llamada exponente cortante. Integrando la ecuación anterior se llega a la siguiente expresión.

$$e_a z^v = cte .$$

La cual se puede escribir en términos de esfuerzos como se indica.

$$e_a \left[\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{\sigma_1 - \sigma_3} - 1 \right]^v = cte . = e_{as}^*$$

Donde (eas=ea) es la deformación desviadora natural característica para la función sensitiva, donde $(\sigma_1 - \sigma_3) = 1/2(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ y por consiguiente encontramos la ecuación general aplicable a la zona o región del pre-pico que se indica a continuación.

$$\frac{e_a}{e_{as}^*} \left[\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{\sigma_1 - \sigma_3} - 1 \right]^v$$

La cual también como la ecuación anterior se puede expresar de la siguiente manera:



$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} = \left[1 + \left\{ \frac{e_a}{e_{af}^*} \right\}^{-\frac{1}{v}} \right]^{-1} = y_s$$

Esta última expresión es llamada ecuación del pre-pico o función “sensitiva” Ys por las razones que serán comentadas posteriormente. En la siguiente figura 3.3 muestra las graficas de la ecuación anterior para los diferentes valores de v. Una característica importante de estas graficas es que, excepto para v=1, la pendiente al origen es de cero para v<1, y ∞ para v>1.

Función invertida. Usando el mismo razonamiento, ahora podemos considerar (σ1 - σ3) variando de cero a ∞ y ea variando de cero a un valor final eaf. La función propia de ea es ahora la siguiente función.

$$Z = \left(\frac{1}{e_a} \right) - \left(\frac{1}{e_{af}} \right)$$

De la figura anterior podemos deducir la siguiente ecuación similar como se describió anteriormente.

$$(\sigma_1 - \sigma_3) \left[\frac{e_{af}}{e_a} - 1 \right]^{\left(\frac{1}{v} \right)} = cte = (\sigma_1 - \sigma_3)^*$$

Donde en la expresión siguiente (σ1 - σ3)* = (σ1 - σ3) es el esfuerzo desviador característico para ea = 1/2 eaf y por consiguiente encontramos la ecuación general para el pre-pico o función “invertida” Y1. que se escribe de la siguiente manera.

$$\frac{e_a}{e_{af}} = \left(\frac{\sigma}{\sigma_1} \right)^{-v} = \left[\frac{(\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 - \sigma_3)_\infty}{(\sigma_1 - \sigma_3)^*} \right]$$

Esta ecuación también se puede escribir de la siguiente forma.

$$\frac{e_a}{e_{af}} = \left[1 + \left(\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)^*} \right)^{-v} \right]^{-1}$$

En la figura se muestra la ecuación anterior en forma grafica para diferentes valores de v. obsérvese nuevamente que, excepto para v=1, la pendiente en el origen es cero para v<1, e ∞ para v>1.



CAPITULO VI

APLICACIÓN DEL MODELO MATEMATICO PPN.

Introducción.

1. _Aplicacion del modelo PPN.



I._PRINCIPIO DE PROPORCIONALIDAD NATURAL.

INTRODUCCION

Primeramente se presenta una regionalización de la curva esfuerzo deformación obtenida de una de las varias pruebas realizadas. En la figura 3.1 se definen varios conceptos como l región de pre-pico, pos-pico, resistencia pico, esfuerzo desviador final, y la resistencia residual. Así mismo, en el capítulo 7 se presentara la evaluación de esta teoría, haciendo uso de los resultados experimentales presentados en el espacio esfuerzo desviador vs deformación desviadora natural axial entre el esfuerzo y la deformación. (q,e).Ahora considérese una prueba triaxial de compresión aumentado el esfuerzo vertical. Acéptese que $\sigma' - \infty$ sea la presión de consolidación inicial y $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ sean los esfuerzos principales y $(\sigma_1 - \sigma_3)$ el esfuerzo desviador máximo. Así mismo, acéptese que sean X_1 (axial), X_2 y X_3 los ejes del sistema de referencia cartesiano. Supóngase una probeta prismática de arena sujeta a una presión de confinamiento σ_∞ . (Infinito).Considérese ahora que se realiza una prueba triaxial de compresión o extensión (drenada o no drenada). Además, acéptese que X_{10} , X_{20} , X_{30} como los valores iniciales de las mismas.

Por lo tanto las deformaciones naturales axial y radial, ϵ_a y ϵ_r son como lo indican las siguientes expresiones.

$$\epsilon_a = \epsilon_1 = \ln \left(\frac{x_1}{x_{10}} \right), \epsilon_r = \epsilon_2 = \epsilon_3 = \ln \left(\frac{x_3}{x_{30}} \right)$$

Las componentes de las deformaciones naturales volumétrica e isotropica, ϵ_v y ϵ_i se expresan y se relacionan de la siguiente manera.

$$\epsilon_v = \left(\frac{V}{V_o} \right) = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 = \epsilon_a + 2\epsilon_r$$

A continuación se muestran los resultados obtenidos aplicando el modelo matemático PPN.



CONFINAMIENTO A

0.3

RESULTADOS PARA LOS CIRCULO

Ds (cm) =	3.555	As (cm²) =	9.9259	Peso Muestra (w) =	143.8	Esfuerzo	2.5965
Dc (cm) =	3.485	Ac (cm²) =	9.5388	Vi (cm³) =	82.978	Desviador.	
Di (cm) =	3.4	Ai (cm²) =	9.0792	P. Especifico (γm) =	1.733	Centro =	1.5883
Hm (cm) =	8.71	Am (cm²) =	9.5267			Radio =	1.2993

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L_0} \quad e_a = \ln(1 + \varepsilon) - \frac{\varepsilon}{3}$$

Tiempo (mm)	Carga (kg)	Micrometro (mm)	def.Total (mm)	def. Unitaria	Hm (mm)	1 - def. Unitaria	Area Media	Area Correg (cm²)	Esfuerzo (kg/cm²)	e _a
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.000
10	4.671	12.0	0.254	0.0029	87.1	0.9971	9.5267	9.5546	0.4889	-0.003
20	7.369	31.0	0.508	0.0058	87.1	0.9942	9.5267	9.5826	0.7890	-0.006
30	10.493	53.0	0.762	0.0087	87.1	0.9913	9.5267	9.6108	1.0918	-0.009
40	14.185	79.0	1.016	0.0117	87.1	0.9883	9.5267	9.6392	1.4716	-0.012
50	17.877	105.0	1.27	0.0146	87.1	0.9854	9.5267	9.6677	1.8491	-0.015
60	21.143	128.0	1.524	0.0175	87.1	0.9825	9.5267	9.6964	2.1805	-0.018
70	23.557	145.0	1.778	0.0204	87.1	0.9796	9.5267	9.7253	2.4222	-0.021
80	24.693	153.0	2.032	0.0233	87.1	0.9767	9.5267	9.7543	2.5315	-0.024
90	25.403	158.0	2.286	0.0262	87.1	0.9738	9.5267	9.7835	2.5965	-0.027
100	0		2.54	0.0292	87.1	0.9708	9.5267	9.8129	0.0000	-0.030
110	0		2.794	0.0321	87.1	0.9679	9.5267	9.8425	0.0000	-0.033
120	0		3.048	0.0350	87.1	0.9650	9.5267	9.8722	0.0000	-0.036
130	0		3.302	0.0379	87.1	0.9621	9.5267	9.9021	0.0000	-0.039
140	0		3.556	0.0408	87.1	0.9592	9.5267	9.9322	0.0000	-0.042
150	0		3.81	0.0437	87.1	0.9563	9.5267	9.9625	0.0000	-0.045
160	0		4.064	0.0467	87.1	0.9533	9.5267	9.9930	0.0000	-0.048
170	0		4.318	0.0496	87.1	0.9504	9.5267	10.0237	0.0000	-0.051
180	0		4.572	0.0525	87.1	0.9475	9.5267	10.0545	0.0000	-0.054
190	0		4.826	0.0554	87.1	0.9446	9.5267	10.0856	0.0000	-0.057
200	0		5.08	0.0583	87.1	0.9417	9.5267	10.1168	0.0000	-0.060
210	0		5.334	0.0612	87.1	0.9388	9.5267	10.1482	0.0000	-0.063
220	0		5.588	0.0642	87.1	0.9358	9.5267	10.1798	0.0000	-0.066
230	0		5.842	0.0671	87.1	0.9329	9.5267	10.2117	0.0000	-0.069
240	0		6.096	0.0700	87.1	0.9300	9.5267	10.2437	0.0000	-0.073
250	0		6.35	0.0729	87.1	0.9271	9.5267	10.2759	0.0000	-0.076
260	0		6.604	0.0758	87.1	0.9242	9.5267	10.3083	0.0000	-0.079
270	0		6.858	0.0787	87.1	0.9213	9.5267	10.3410	0.0000	-0.082
280	0		7.112	0.0817	87.1	0.9183	9.5267	10.3738	0.0000	-0.085
290	0		7.366	0.0846	87.1	0.9154	9.5267	10.4068	0.0000	-0.088
300	0		7.62	0.0875	87.1	0.9125	9.5267	10.4401	0.0000	-0.092
310	0		7.874	0.0904	87.1	0.9096	9.5267	10.4736	0.0000	-0.095
320	0		8.128	0.0933	87.1	0.9067	9.5267	10.5073	0.0000	-0.098
330	0		8.382	0.0962	87.1	0.9038	9.5267	10.5412	0.0000	-0.101
340	0		8.636	0.0992	87.1	0.9008	9.5267	10.5753	0.0000	-0.104
350	0		8.89	0.1021	87.1	0.8979	9.5267	10.6096	0.0000	-0.108
360	0		9.144	0.1050	87.1	0.8950	9.5267	10.6442	0.0000	-0.111
370	0		9.398	0.1079	87.1	0.8921	9.5267	10.6790	0.0000	-0.114
380	0		9.652	0.1108	87.1	0.8892	9.5267	10.7140	0.0000	-0.117
390	0		9.906	0.1137	87.1	0.8863	9.5267	10.7493	0.0000	-0.121
400	0		10.16	0.1166	87.1	0.8834	9.5267	10.7848	0.0000	-0.124

$$\sigma'_{\infty} = 0.25$$

$$\nu = 1.5$$

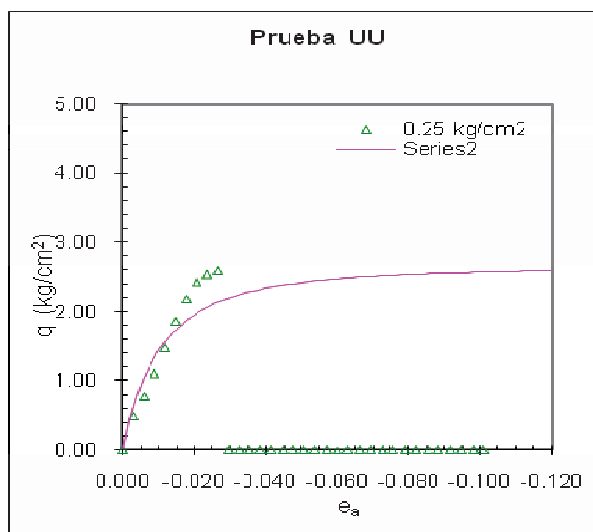
$$\mu = 0.003$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = 2.65$$

CALCULO DEL PRE-PEAK :

q teórico	
$\sigma_1 - \sigma_3$	e _a

0.00	0.0000
0.44	-0.0020
0.77	-0.0040
1.04	-0.0060
1.25	-0.0080
1.43	-0.0100
1.57	-0.0120
1.69	-0.0140
1.79	-0.0160
1.87	-0.0180
1.95	-0.0200
2.01	-0.0220
2.07	-0.0240
2.12	-0.0260
2.16	-0.0280
2.20	-0.0300
2.23	-0.0320
2.26	-0.0340
2.29	-0.0360
2.31	-0.0380
2.33	-0.0400
2.35	-0.0420
2.37	-0.0440
2.39	-0.0460
2.40	-0.0480
2.42	-0.0500
2.43	-0.0520
2.44	-0.0540
2.45	-0.0560
2.46	-0.0580
2.47	-0.0600
2.48	-0.0620
2.49	-0.0640
2.49	-0.0660
2.50	-0.0680
2.51	-0.0700
2.51	-0.0720
2.52	-0.0740
2.52	-0.0760
2.53	-0.0780
2.53	-0.0800
2.54	-0.0820
2.54	-0.0840
2.55	-0.0860
2.55	-0.0880
2.55	-0.0900
2.56	-0.0920
2.56	-0.0940
2.56	-0.0960
2.57	-0.0980
2.57	-0.1000
2.57	-0.1020
2.57	-0.1040
2.58	-0.1060
2.58	-0.1080
2.58	-0.1100
2.58	-0.1120
2.58	-0.1140
2.59	-0.1160
2.59	-0.1180
2.59	-0.1200



CONFINAMIENTO A **0.6**

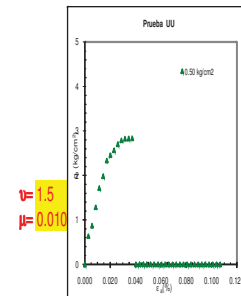
Ds (cm) =	3.6	As (cm²) =	10.1788	Peso Muestra (wi)	146.9
Dc (cm) =	3.51	Ac (cm²) =	9.6762	Vf (cm³)	85.646
Di (cm) =	3.48	Ai (cm²) =	9.5115	P. Especifico (γm)	1.715
Hm (cm) =	8.8	Am (cm²) =	9.7325		

RESULTADOS PARA LOS CÍRCULO

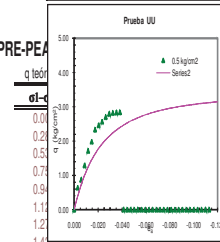
Esfuerzo Desviador.	2.8352
Centro =	2.0176
Radio =	1.4176

$$\varepsilon = \frac{N}{L_0} \quad e_s = \ln(1 + \varepsilon) - \frac{\varepsilon_v}{3}$$

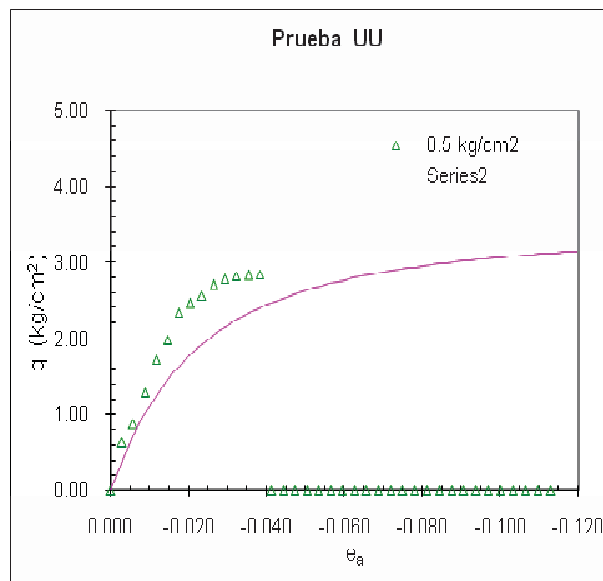
Tiempo	Carga	Micrometro	def. Total	def. Unitaria	Hm (mm)	1 - def. Unitaria	Area Media	Area Correg.	Esfuerzo	e_s
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.000
10	6.233	23.0	0.254	0.0029	88	0.9971	9.7325	9.7607	0.6386	-0.003
20	8.505	39.0	0.508	0.0058	88	0.9942	9.7325	9.7890	0.8688	-0.006
30	12.623	68.0	0.762	0.0087	88	0.9913	9.7325	9.8175	1.2858	-0.009
40	16.883	98.0	1.016	0.0115	88	0.9885	9.7325	9.8462	1.7147	-0.012
50	19.581	117.0	1.27	0.0144	88	0.9856	9.7325	9.8750	1.9829	-0.015
60	23.131	142.0	1.524	0.0173	88	0.9827	9.7325	9.9040	2.3355	-0.017
70	24.409	151.0	1.778	0.0202	88	0.9798	9.7325	9.9332	2.4573	-0.020
80	25.545	159.0	2.032	0.0231	88	0.9769	9.7325	9.9625	2.5641	-0.023
90	26.965	169.0	2.286	0.0260	88	0.9740	9.7325	9.9921	2.6986	-0.026
100	27.959	176.0	2.54	0.0289	88	0.9711	9.7325	10.0218	2.7898	-0.029
110	28.385	179.0	2.794	0.0318	88	0.9683	9.7325	10.0516	2.8239	-0.032
120	28.527	180.0	3.048	0.0346	88	0.9654	9.7325	10.0817	2.8296	-0.035
130	28.669	181.0	3.302	0.0375	88	0.9625	9.7325	10.1119	2.8352	-0.038
140	0		3.556	0.0404	88	0.9596	9.7325	10.1423	0.0000	-0.041
150	0		3.81	0.0433	88	0.9567	9.7325	10.1729	0.0000	-0.044
160	0		4.064	0.0462	88	0.9538	9.7325	10.2037	0.0000	-0.047
170	0		4.318	0.0491	88	0.9509	9.7325	10.2347	0.0000	-0.050
180	0		4.572	0.0520	88	0.9480	9.7325	10.2659	0.0000	-0.053
190	0		4.826	0.0548	88	0.9452	9.7325	10.2972	0.0000	-0.056
200	0		5.08	0.0577	88	0.9423	9.7325	10.3287	0.0000	-0.059
210	0		5.334	0.0606	88	0.9394	9.7325	10.3605	0.0000	-0.063
220	0		5.588	0.0635	88	0.9365	9.7325	10.3924	0.0000	-0.066
230	0		5.842	0.0664	88	0.9336	9.7325	10.4245	0.0000	-0.069
240	0		6.096	0.0693	88	0.9307	9.7325	10.4569	0.0000	-0.072
250	0		6.35	0.0722	88	0.9278	9.7325	10.4894	0.0000	-0.075
260	0		6.604	0.0750	88	0.9250	9.7325	10.5221	0.0000	-0.078
270	0		6.858	0.0779	88	0.9221	9.7325	10.5551	0.0000	-0.081
280	0		7.112	0.0808	88	0.9192	9.7325	10.5882	0.0000	-0.084
290	0		7.366	0.0837	88	0.9163	9.7325	10.6216	0.0000	-0.087
300	0		7.62	0.0866	88	0.9134	9.7325	10.6551	0.0000	-0.091
310	0		7.874	0.0895	88	0.9105	9.7325	10.6889	0.0000	-0.094
320	0		8.128	0.0924	88	0.9076	9.7325	10.7229	0.0000	-0.097
330	0		8.382	0.0953	88	0.9048	9.7325	10.7571	0.0000	-0.100
340	0		8.636	0.0981	88	0.9019	9.7325	10.7915	0.0000	-0.103
350	0		8.89	0.1010	88	0.8990	9.7325	10.8262	0.0000	-0.106
360	0		9.144	0.1039	88	0.8961	9.7325	10.8611	0.0000	-0.110
370	0		9.398	0.1068	88	0.8932	9.7325	10.8962	0.0000	-0.113
380	0		9.652	0.1097	88	0.8903	9.7325	10.9315	0.0000	-0.116
390	0		9.906	0.1126	88	0.8874	9.7325	10.9670	0.0000	-0.119
400	0		10.16	0.1155	88	0.8845	9.7325	11.0028	0.0000	-0.123



CALCULO DEL PRE-PEA



1.54	-0.0160
1.66	-0.0180
1.76	-0.0200
1.86	-0.0220
1.95	-0.0240
2.03	-0.0260
2.10	-0.0280
2.17	-0.0300
2.23	-0.0320
2.29	-0.0340
2.34	-0.0360
2.39	-0.0380
2.44	-0.0400
2.48	-0.0420
2.52	-0.0440
2.56	-0.0460
2.60	-0.0480
2.63	-0.0500
2.66	-0.0520
2.69	-0.0540
2.72	-0.0560
2.75	-0.0580
2.77	-0.0600
2.79	-0.0620
2.82	-0.0640
2.84	-0.0660
2.86	-0.0680
2.87	-0.0700
2.89	-0.0720
2.91	-0.0740
2.93	-0.0760
2.94	-0.0780
2.96	-0.0800
2.97	-0.0820
2.98	-0.0840
2.99	-0.0860
3.01	-0.0880
3.02	-0.0900
3.03	-0.0920
3.04	-0.0940
3.05	-0.0960
3.06	-0.0980
3.07	-0.1000
3.08	-0.1020
3.09	-0.1040
3.09	-0.1060
3.10	-0.1080
3.11	-0.1100
3.12	-0.1120
3.12	-0.1140
3.13	-0.1160
3.14	-0.1180
3.14	-0.1200
3.15	-0.1220
3.16	-0.1240
3.16	-0.1260
3.17	-0.1280
3.17	-0.1300
3.18	-0.1320





CONFINAMIENTO A				0.9				RESULTADOS PARA LOS CIRCULO			
D _S (cm) =	3.61	A _S (cm²) =	10.2354	Peso Muestra (g)	146.9	Esfuerzo	3.0454				
D _C (cm) =	3.5	A _C (cm²) =	9.6211	V _i (cm³)	85.406	Desviador.					
D _I (cm) =	3.48	A _I (cm²) =	9.5115	P. Especifico (g/cm³)	1.720	Centro =	2.4227				
H _m (cm) =	8.8	A _m (cm²) =	9.7052			Radio =	1.5227				

$$c = \frac{N}{L_0} \quad e_a = \ln(1 + \varepsilon) - \frac{\varepsilon}{3}$$

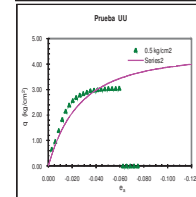
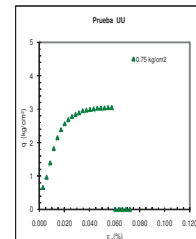
Tiempo	Carga	Micrometro	def. Total	def. Unitaria	Hm (mm)	1- def. Unitaria	Area Media	Area Correg.	Esfuerzo	ε_s
10	6.375	24.0	0.254	0.0029	88	0.9971	9.7052	9.7333	0.6550	-0.003
20	9.357	45.0	0.508	0.0058	88	0.9942	9.7052	9.7616	0.9586	-0.006
30	13.617	75.0	0.762	0.0087	88	0.9913	9.7052	9.7900	1.3909	-0.009
40	17.877	105.0	1.016	0.0115	88	0.9885	9.7052	9.8186	1.8207	-0.012
50	21.143	128.0	1.27	0.0144	88	0.9856	9.7052	9.8473	2.1471	-0.015
60	22.557	145.0	1.524	0.0173	88	0.9827	9.7052	9.8763	2.3652	-0.017
70	25.403	156.0	1.778	0.0202	88	0.9798	9.7052	9.9054	2.5646	-0.020
80	26.881	167.0	2.032	0.0231	88	0.9769	9.7052	9.9346	2.6857	-0.023
90	27.875	174.0	2.286	0.0260	88	0.9740	9.7052	9.9641	2.7775	-0.026
100	28.385	179.0	2.54	0.0289	88	0.9711	9.7052	9.9937	2.8403	-0.029
110	28.953	183.0	2.794	0.0318	88	0.9683	9.7052	10.0235	2.8885	-0.032
120	29.663	188.0	3.048	0.0346	88	0.9654	9.7052	10.0534	2.9505	-0.035
130	29.947	190.0	3.302	0.0375	88	0.9625	9.7052	10.0836	2.9899	-0.038
140	30.231	192.0	3.556	0.0404	88	0.9596	9.7052	10.1139	2.9890	-0.041
150	30.515	194.0	3.81	0.0433	88	0.9567	9.7052	10.1444	3.0081	-0.044
160	30.799	195.0	4.064	0.0462	88	0.9538	9.7052	10.1751	3.0269	-0.047
170	30.941	197.0	4.318	0.0491	88	0.9509	9.7052	10.2060	3.0316	-0.050
180	31.083	198	4.572	0.0520	88	0.9480	9.7052	10.2371	3.0363	-0.053
190	31.225	199	4.826	0.0548	88	0.9452	9.7052	10.2684	3.0409	-0.056
200	31.367	200	5.08	0.0577	88	0.9423	9.7052	10.2996	3.0454	-0.059
210	0		5.334	0.0606	88	0.9394	9.7052	10.3315	0.0000	-0.063
220	0		5.588	0.0635	88	0.9365	9.7052	10.3633	0.0000	-0.066
230	0		5.842	0.0664	88	0.9336	9.7052	10.3953	0.0000	-0.069
240	0		6.096	0.0693	88	0.9307	9.7052	10.4276	0.0000	-0.072
250	0		6.35	0.0722	88	0.9278	9.7052	10.4600	0.0000	-0.075
260	0		6.604	0.0750	88	0.9250	9.7052	10.4927	0.0000	-0.078
270	0		6.858	0.0779	88	0.9221	9.7052	10.5255	0.0000	-0.081
280	0		7.112	0.0808	88	0.9192	9.7052	10.5586	0.0000	-0.084
290	0		7.366	0.0837	88	0.9163	9.7052	10.5916	0.0000	-0.087
300	0		7.62	0.0866	88	0.9134	9.7052	10.6253	0.0000	-0.091
310	0		7.874	0.0895	88	0.9105	9.7052	10.6590	0.0000	-0.094
320	0		8.128	0.0924	88	0.9076	9.7052	10.6929	0.0000	-0.097
330	0		8.382	0.0953	88	0.9048	9.7052	10.7270	0.0000	-0.100
340	0		8.636	0.0981	88	0.9019	9.7052	10.7613	0.0000	-0.103
350	0		8.89	0.1010	88	0.8990	9.7052	10.7959	0.0000	-0.106
360	0		9.144	0.1039	88	0.8961	9.7052	10.8306	0.0000	-0.110
370	0		9.398	0.1068	88	0.8932	9.7052	10.8656	0.0000	-0.113
380	0		9.652	0.1097	88	0.8903	9.7052	10.9009	0.0000	-0.116
390	0		9.906	0.1126	88	0.8874	9.7052	10.9363	0.0000	-0.119
400	0		10.16	0.1155	88	0.8845	9.7052	10.9720	0.0000	-0.123

$$\sigma'_{\text{cor}} = 9.50$$
$$v = 1.5$$
$$\mu = 0.009$$
$$(\sigma_1 - \sigma_3) = 4.4$$

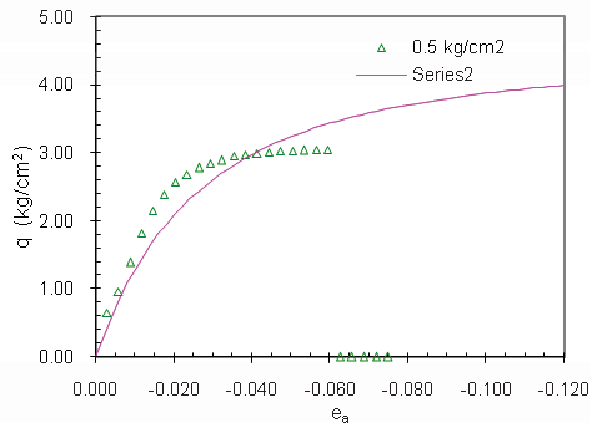
CÁLCULO DEL PRE-PEAK :

q teórico	ε_s
-----------	-----------------

q teórico	ε_s
0.32	-0.0020
0.60	-0.0040
0.85	-0.0060
1.08	-0.0080
1.29	-0.0100
1.48	-0.0120
1.65	-0.0140
1.81	-0.0160
1.95	-0.0180
2.09	-0.0200
2.21	-0.0220
2.32	-0.0240
2.42	-0.0260
2.52	-0.0280
2.61	-0.0300
2.69	-0.0320
2.77	-0.0340
2.84	-0.0360
2.91	-0.0380
2.98	-0.0400
3.04	-0.0420
3.09	-0.0440
3.14	-0.0460
3.19	-0.0480
3.24	-0.0500
3.28	-0.0520
3.32	-0.0540
3.36	-0.0560
3.40	-0.0580
3.44	-0.0600
3.47	-0.0620
3.50	-0.0640
3.53	-0.0660
3.56	-0.0680
3.59	-0.0700
3.61	-0.0720
3.64	-0.0740
3.66	-0.0760
3.68	-0.0780
3.70	-0.0800
3.72	-0.0820
3.74	-0.0840
3.76	-0.0860
3.78	-0.0880
3.80	-0.0900
3.81	-0.0920
3.83	-0.0940
3.85	-0.0960
3.86	-0.0980
3.87	-0.1000
3.89	-0.1020
3.90	-0.1040
3.91	-0.1060
3.93	-0.1080
3.94	-0.1100
3.95	-0.1120
3.96	-0.1140
3.97	-0.1160
3.98	-0.1180
3.99	-0.1200
4.00	-0.1220
4.01	-0.1240
4.02	-0.1260
4.02	-0.1280
4.03	-0.1300
4.04	-0.1320



Prueba UU





CONFINAMIENTO A 0.6

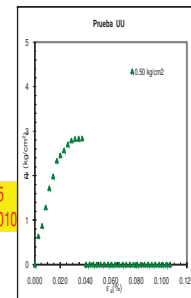
Ds (cm) =	3.6	As (cm) =	10.1788	Peso Muestra (w)	146.9
De (cm) =	3.51	Ac (cm) =	9.6762	Vl (cm)	85.646
Di (cm) =	3.48	Ai (cm) =	9.5115	P. Especifico (γ _m)	1.715
Hm (cm) =	8.8	Am (cm) =	9.7325		

RESULTADOS PARA LOS CIRCULO

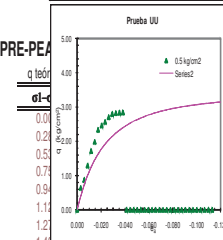
Esfuerzo	2.8352
Desviador.	
Centro =	2.0176
Radio =	1.4176

$$\varepsilon = \frac{N}{L_0} \quad e_a = \ln(1 + \varepsilon) - \frac{\varepsilon}{3}$$

Tiempo	Carga	Micrometro	def. Total	def. Unitaria	Hm (mm)	1 - def. Unitaria	Area Media	Area Correg.	Esfuerzo	e _a
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.000
10	6.233	23.0	0.254	0.0029	88	0.9971	9.7325	9.7607	0.6386	-0.003
20	8.505	39.0	0.508	0.0058	88	0.9942	9.7325	9.7890	0.8688	-0.006
30	12.623	68.0	0.762	0.0087	88	0.9913	9.7325	9.8175	1.2858	-0.009
40	16.883	98.0	1.016	0.0115	88	0.9885	9.7325	9.8462	1.7147	-0.012
50	19.581	117.0	1.27	0.0144	88	0.9856	9.7325	9.8750	1.9829	-0.015
60	23.131	142.0	1.524	0.0173	88	0.9827	9.7325	9.9040	2.3355	-0.017
70	24.409	151.0	1.778	0.0202	88	0.9798	9.7325	9.9332	2.4573	-0.020
80	25.545	159.0	2.032	0.0231	88	0.9769	9.7325	9.9625	2.5641	-0.023
90	26.965	169.0	2.286	0.0260	88	0.9740	9.7325	9.9921	2.6886	-0.026
100	27.959	176.0	2.54	0.0289	88	0.9711	9.7325	10.0218	2.7898	-0.029
110	28.385	179.0	2.794	0.0318	88	0.9683	9.7325	10.0516	2.8239	-0.032
120	28.527	180.0	3.048	0.0346	88	0.9654	9.7325	10.0817	2.8296	-0.035
130	28.669	181.0	3.302	0.0375	88	0.9625	9.7325	10.1119	2.8352	-0.038
140	0		3.556	0.0404	88	0.9596	9.7325	10.1423	0.0000	-0.041
150	0		3.81	0.0433	88	0.9567	9.7325	10.1729	0.0000	-0.044
160	0		4.064	0.0462	88	0.9538	9.7325	10.2037	0.0000	-0.047
170	0		4.318	0.0491	88	0.9509	9.7325	10.2347	0.0000	-0.050
180	0		4.572	0.0520	88	0.9480	9.7325	10.2659	0.0000	-0.053
190	0		4.826	0.0548	88	0.9452	9.7325	10.2972	0.0000	-0.056
200	0		5.08	0.0577	88	0.9423	9.7325	10.3287	0.0000	-0.059
210	0		5.334	0.0606	88	0.9394	9.7325	10.3605	0.0000	-0.063
220	0		5.588	0.0635	88	0.9365	9.7325	10.3924	0.0000	-0.066
230	0		5.842	0.0664	88	0.9336	9.7325	10.4245	0.0000	-0.069
240	0		6.096	0.0693	88	0.9307	9.7325	10.4569	0.0000	-0.072
250	0		6.35	0.0722	88	0.9278	9.7325	10.4894	0.0000	-0.075
260	0		6.604	0.0750	88	0.9250	9.7325	10.5221	0.0000	-0.078
270	0		6.858	0.0779	88	0.9221	9.7325	10.5551	0.0000	-0.081
280	0		7.112	0.0808	88	0.9192	9.7325	10.5882	0.0000	-0.084
290	0		7.366	0.0837	88	0.9163	9.7325	10.6216	0.0000	-0.087
300	0		7.62	0.0866	88	0.9134	9.7325	10.6551	0.0000	-0.091
310	0		7.874	0.0895	88	0.9105	9.7325	10.6889	0.0000	-0.094
320	0		8.128	0.0924	88	0.9076	9.7325	10.7229	0.0000	-0.097
330	0		8.382	0.0953	88	0.9048	9.7325	10.7571	0.0000	-0.100
340	0		8.636	0.0981	88	0.9019	9.7325	10.7915	0.0000	-0.103
350	0		8.89	0.1010	88	0.8990	9.7325	10.8262	0.0000	-0.106
360	0		9.144	0.1039	88	0.8961	9.7325	10.8611	0.0000	-0.110
370	0		9.398	0.1068	88	0.8932	9.7325	10.8962	0.0000	-0.113
380	0		9.652	0.1097	88	0.8903	9.7325	10.9315	0.0000	-0.116
390	0		9.906	0.1126	88	0.8874	9.7325	10.9670	0.0000	-0.119
400	0		10.16	0.1155	88	0.8845	9.7325	11.0028	0.0000	-0.123

V = 1.5
μ = 0.010

CALCULO DEL PRE-PEAK



1.54 -0.0160
1.66 -0.0180
1.76 -0.0200
1.86 -0.0220
1.95 -0.0240
2.03 -0.0260
2.10 -0.0280
2.17 -0.0300
2.23 -0.0320
2.29 -0.0340
2.34 -0.0360
2.39 -0.0380
2.44 -0.0400
2.48 -0.0420
2.52 -0.0440
2.56 -0.0460
2.60 -0.0480
2.63 -0.0500
2.66 -0.0520
2.69 -0.0540
2.72 -0.0560
2.75 -0.0580
2.77 -0.0600
2.79 -0.0620
2.82 -0.0640
2.84 -0.0660
2.86 -0.0680
2.87 -0.0700
2.89 -0.0720
2.91 -0.0740
2.93 -0.0760
2.94 -0.0780
2.96 -0.0800
2.97 -0.0820
2.98 -0.0840
2.99 -0.0860
3.01 -0.0880
3.02 -0.0900
3.03 -0.0920
3.04 -0.0940
3.05 -0.0960
3.06 -0.0980
3.07 -0.1000
3.08 -0.1020
3.09 -0.1040
3.09 -0.1060
3.10 -0.1080
3.11 -0.1100
3.12 -0.1120
3.12 -0.1140
3.13 -0.1160
3.14 -0.1180
3.14 -0.1200
3.15 -0.1220
3.16 -0.1240
3.16 -0.1260
3.17 -0.1280
3.17 -0.1300
3.18 -0.1320



CONFINAMIENTO A

0.3

RESULTADOS PARA LOS CIRCULO

Ds (cm) =	3.555	As (cm²) =	9.9259	Peso Muestra (w) =	143.8	Esfuerzo	2.5965
Dc (cm) =	3.485	Ac (cm²) =	9.5388	Vi (cm³) =	82.978	Desviador.	
Di (cm) =	3.4	Ai (cm²) =	9.0792	P. Especifico (γm) =	1.733	Centro =	1.5883
Hm (cm) =	8.71	Am (cm²) =	9.5267			Radio =	1.2993

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L_0} \quad e_a = \ln(1 + \varepsilon) - \frac{\varepsilon}{3}$$

Tiempo (mm)	Carga (kg)	Micrometro (mm)	def.Total (mm)	def. Unitaria	Hm (mm)	1 - def. Unitaria	Area Media	Area Correg (cm²)	Esfuerzo (kg/cm²)	e _s
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.000
10	4.671	12.0	0.254	0.0029	87.1	0.9971	9.5267	9.5546	0.4889	-0.003
20	7.369	31.0	0.508	0.0058	87.1	0.9942	9.5267	9.5826	0.7890	-0.006
30	10.493	53.0	0.762	0.0087	87.1	0.9913	9.5267	9.6108	1.0918	-0.009
40	14.185	79.0	1.016	0.0117	87.1	0.9883	9.5267	9.6392	1.4716	-0.012
50	17.877	105.0	1.27	0.0146	87.1	0.9854	9.5267	9.6677	1.8491	-0.015
60	21.143	128.0	1.524	0.0175	87.1	0.9825	9.5267	9.6964	2.1805	-0.018
70	23.557	145.0	1.778	0.0204	87.1	0.9796	9.5267	9.7253	2.4222	-0.021
80	24.693	153.0	2.032	0.0233	87.1	0.9767	9.5267	9.7543	2.5315	-0.024
90	25.403	158.0	2.286	0.0262	87.1	0.9738	9.5267	9.7835	2.5965	-0.027
100	0		2.54	0.0292	87.1	0.9708	9.5267	9.8129	0.0000	-0.030
110	0		2.794	0.0321	87.1	0.9679	9.5267	9.8425	0.0000	-0.033
120	0		3.048	0.0350	87.1	0.9650	9.5267	9.8722	0.0000	-0.036
130	0		3.302	0.0379	87.1	0.9621	9.5267	9.9021	0.0000	-0.039
140	0		3.556	0.0408	87.1	0.9592	9.5267	9.9322	0.0000	-0.042
150	0		3.81	0.0437	87.1	0.9563	9.5267	9.9625	0.0000	-0.045
160	0		4.064	0.0467	87.1	0.9533	9.5267	9.9930	0.0000	-0.048
170	0		4.318	0.0496	87.1	0.9504	9.5267	10.0237	0.0000	-0.051
180	0		4.572	0.0525	87.1	0.9475	9.5267	10.0545	0.0000	-0.054
190	0		4.826	0.0554	87.1	0.9446	9.5267	10.0856	0.0000	-0.057
200	0		5.08	0.0583	87.1	0.9417	9.5267	10.1168	0.0000	-0.060
210	0		5.334	0.0612	87.1	0.9388	9.5267	10.1482	0.0000	-0.063
220	0		5.588	0.0642	87.1	0.9358	9.5267	10.1798	0.0000	-0.066
230	0		5.842	0.0671	87.1	0.9329	9.5267	10.2117	0.0000	-0.069
240	0		6.096	0.0700	87.1	0.9300	9.5267	10.2437	0.0000	-0.073
250	0		6.35	0.0729	87.1	0.9271	9.5267	10.2759	0.0000	-0.076
260	0		6.604	0.0758	87.1	0.9242	9.5267	10.3083	0.0000	-0.079
270	0		6.858	0.0787	87.1	0.9213	9.5267	10.3410	0.0000	-0.082
280	0		7.112	0.0817	87.1	0.9183	9.5267	10.3738	0.0000	-0.085
290	0		7.366	0.0846	87.1	0.9154	9.5267	10.4068	0.0000	-0.088
300	0		7.62	0.0875	87.1	0.9125	9.5267	10.4401	0.0000	-0.092
310	0		7.874	0.0904	87.1	0.9096	9.5267	10.4736	0.0000	-0.095
320	0		8.128	0.0933	87.1	0.9067	9.5267	10.5073	0.0000	-0.098
330	0		8.382	0.0962	87.1	0.9038	9.5267	10.5412	0.0000	-0.101
340	0		8.636	0.0992	87.1	0.9008	9.5267	10.5753	0.0000	-0.104
350	0		8.89	0.1021	87.1	0.8979	9.5267	10.6096	0.0000	-0.108
360	0		9.144	0.1050	87.1	0.8950	9.5267	10.6442	0.0000	-0.111
370	0		9.398	0.1079	87.1	0.8921	9.5267	10.6790	0.0000	-0.114
380	0		9.652	0.1108	87.1	0.8892	9.5267	10.7140	0.0000	-0.117
390	0		9.906	0.1137	87.1	0.8863	9.5267	10.7493	0.0000	-0.121
400	0		10.16	0.1166	87.1	0.8834	9.5267	10.7848	0.0000	-0.124

$$\sigma'_{\infty} = 0.25$$

$$\nu = 1.5$$

$$\mu = 0.003$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = 2.65$$

CALCULO DEL PRE-PEAK :

q teórico	
$\sigma_1 - \sigma_3$	e _s

0.00	0.0000
0.44	-0.0020
0.77	-0.0040
1.04	-0.0060
1.25	-0.0080
1.43	-0.0100
1.57	-0.0120
1.69	-0.0140
1.79	-0.0160
1.87	-0.0180
1.95	-0.0200
2.01	-0.0220
2.07	-0.0240
2.12	-0.0260
2.16	-0.0280
2.20	-0.0300
2.23	-0.0320
2.26	-0.0340
2.29	-0.0360
2.31	-0.0380
2.33	-0.0400
2.35	-0.0420
2.37	-0.0440
2.39	-0.0460
2.40	-0.0480
2.42	-0.0500
2.43	-0.0520
2.44	-0.0540
2.45	-0.0560
2.46	-0.0580
2.47	-0.0600
2.48	-0.0620
2.49	-0.0640
2.49	-0.0660
2.50	-0.0680
2.51	-0.0700
2.51	-0.0720
2.52	-0.0740
2.52	-0.0760
2.53	-0.0780
2.53	-0.0800
2.54	-0.0820
2.54	-0.0840
2.55	-0.0860
2.55	-0.0880
2.55	-0.0900
2.56	-0.0920
2.56	-0.0940
2.56	-0.0960
2.57	-0.0980
2.57	-0.1000
2.57	-0.1020
2.57	-0.1040
2.58	-0.1060
2.58	-0.1080
2.58	-0.1100
2.58	-0.1120
2.58	-0.1140
2.59	-0.1160
2.59	-0.1180
2.59	-0.1200



CONFINAMIENTO A

0.3

RESULTADOS PARA LOS CIRCULO

Ds (cm) =	3.6	As (cm²) =	10.1788	Peso Muestra (wi)	162.5
Dc (cm) =	3.57	Ac (cm²) =	10.0098	Vi (cm³)	89.773
Di (cm) =	3.55	Ai (cm²) =	9.8980	P. Especifico (γm)	1.810
Hm (cm) =	8.96	Am (cm²) =	10.0193		

Esuerzo Desviador.	1.1587
Centro =	0.8793
Radio =	0.5793

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L_c} \quad e_a = \ln(1 + \varepsilon) - \frac{\varepsilon}{3}$$

Tiempo (mm)	Carga (kg)	Micrometro (mm)	def. Total (mm)	def. Unitaria	Hm (mm)	1 - def. Unitaria	Area Media	Area Correg.(cm²)	Esfuerzo (kg/cm²)	e _s
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.000
10	3.961	7.0	0.254	0.0028	89.6	0.9972	10.0193	10.0478	0.3942	-0.003
20	4.813	13.0	0.508	0.0057	89.6	0.9943	10.0193	10.0765	0.4776	-0.006
30	6.233	23.0	0.762	0.0085	89.6	0.9915	10.0193	10.1053	0.6168	-0.009
40	7.227	30.0	1.016	0.0113	89.6	0.9887	10.0193	10.1343	0.7131	-0.011
50	8.221	37.0	1.27	0.0142	89.6	0.9858	10.0193	10.1634	0.8089	-0.014
60	9.641	47.0	1.524	0.0170	89.6	0.9830	10.0193	10.1927	0.9459	-0.017
70	10.919	56.0	1.778	0.0198	89.6	0.9802	10.0193	10.2222	1.0682	-0.020
80	11.487	60.0	2.032	0.0227	89.6	0.9773	10.0193	10.2518	1.1205	-0.023
90	11.913	63.0	2.286	0.0255	89.6	0.9745	10.0193	10.2817	1.1587	-0.026
100	0		2.54	0.0283	89.6	0.9717	10.0193	10.3117	0.0000	-0.029
110	0		2.794	0.0312	89.6	0.9688	10.0193	10.3418	0.0000	-0.032
120	0		3.048	0.0340	89.6	0.9660	10.0193	10.3722	0.0000	-0.035
130	0		3.302	0.0369	89.6	0.9631	10.0193	10.4027	0.0000	-0.038
140	0		3.556	0.0397	89.6	0.9603	10.0193	10.4334	0.0000	-0.040
150	0		3.81	0.0425	89.6	0.9575	10.0193	10.4643	0.0000	-0.043
160	0		4.064	0.0454	89.6	0.9546	10.0193	10.4954	0.0000	-0.046
170	0		4.318	0.0482	89.6	0.9518	10.0193	10.5266	0.0000	-0.049
180	0		4.572	0.0510	89.6	0.9490	10.0193	10.5581	0.0000	-0.052
190	0		4.826	0.0539	89.6	0.9461	10.0193	10.5897	0.0000	-0.055
200	0		5.08	0.0567	89.6	0.9433	10.0193	10.6215	0.0000	-0.058
210	0		5.334	0.0595	89.6	0.9405	10.0193	10.6536	0.0000	-0.061
220	0		5.588	0.0624	89.6	0.9376	10.0193	10.6858	0.0000	-0.064
230	0		5.842	0.0652	89.6	0.9348	10.0193	10.7182	0.0000	-0.067
240	0		6.096	0.0680	89.6	0.9320	10.0193	10.7508	0.0000	-0.070
250	0		6.35	0.0709	89.6	0.9291	10.0193	10.7836	0.0000	-0.074
260	0		6.604	0.0737	89.6	0.9263	10.0193	10.8166	0.0000	-0.077
270	0		6.858	0.0765	89.6	0.9235	10.0193	10.8498	0.0000	-0.080
280	0		7.112	0.0794	89.6	0.9206	10.0193	10.8832	0.0000	-0.083
290	0		7.366	0.0822	89.6	0.9178	10.0193	10.9168	0.0000	-0.086
300	0		7.62	0.0850	89.6	0.9150	10.0193	10.9506	0.0000	-0.089
310	0		7.874	0.0879	89.6	0.9121	10.0193	10.9847	0.0000	-0.092
320	0		8.128	0.0907	89.6	0.9093	10.0193	11.0189	0.0000	-0.095
330	0		8.382	0.0935	89.6	0.9065	10.0193	11.0534	0.0000	-0.098
340	0		8.636	0.0964	89.6	0.9036	10.0193	11.0880	0.0000	-0.101
350	0		8.89	0.0992	89.6	0.9008	10.0193	11.1229	0.0000	-0.104
360	0		9.144	0.1021	89.6	0.8979	10.0193	11.1581	0.0000	-0.108
370	0		9.398	0.1049	89.6	0.8951	10.0193	11.1934	0.0000	-0.111
380	0		9.652	0.1077	89.6	0.8923	10.0193	11.2290	0.0000	-0.114
390	0		9.906	0.1106	89.6	0.8894	10.0193	11.2647	0.0000	-0.117
400	0		10.16	0.1134	89.6	0.8866	10.0193	11.3008	0.0000	-0.120

$$\sigma'_{co} = 0.25$$

$$\nu = 1.5$$
$$\mu = 0.003$$

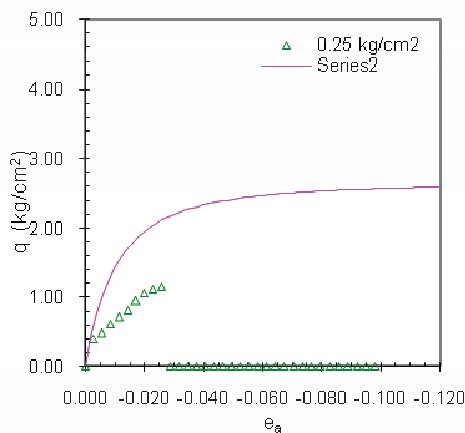
$$(\sigma_1 - \sigma_3) = 2.65$$

CALCULO DEL PRE-PEAK :

q teórico	
σ1-σ3	e _s

0.00	0.0000
0.44	-0.0020
0.77	-0.0040
1.04	-0.0060
1.25	-0.0080
1.43	-0.0100
1.57	-0.0120
1.69	-0.0140
1.79	-0.0160
1.87	-0.0180
1.95	-0.0200
2.01	-0.0220
2.07	-0.0240
2.12	-0.0260
2.16	-0.0280
2.20	-0.0300
2.23	-0.0320
2.26	-0.0340
2.29	-0.0360
2.31	-0.0380
2.33	-0.0400
2.35	-0.0420
2.37	-0.0440
2.39	-0.0460
2.40	-0.0480
2.42	-0.0500
2.43	-0.0520
2.44	-0.0540
2.45	-0.0560
2.46	-0.0580
2.47	-0.0600
2.48	-0.0620
2.49	-0.0640
2.49	-0.0660
2.50	-0.0680
2.51	-0.0700
2.51	-0.0720
2.52	-0.0740
2.52	-0.0760
2.53	-0.0780
2.53	-0.0800
2.54	-0.0820
2.54	-0.0840
2.55	-0.0860
2.55	-0.0880
2.55	-0.0900
2.56	-0.0920
2.56	-0.0940
2.56	-0.0960
2.57	-0.0980
2.57	-0.1000
2.57	-0.1020
2.57	-0.1040
2.58	-0.1060
2.58	-0.1080
2.58	-0.1100
2.58	-0.1120
2.58	-0.1140
2.59	-0.1160
2.59	-0.1180
2.59	-0.1200

Prueba UU





CONFINAMIENTO A

0.6

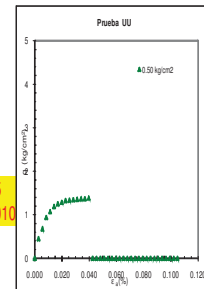
RESULTADOS PARA LOS CÍRCULO

Ds (cm) =	3.6	As (cm²) =	10.1788	Peso Muestra (w)	162.7
Dc (cm) =	3.57	Ac (cm²) =	10.0098	Vi (cm³)	89.773
Di (cm) =	3.55	Ai (cm²) =	9.8980	P. Especifico (γm)	1.812
Hmt (cm) =	8.96	Am (cm²) =	10.0193		

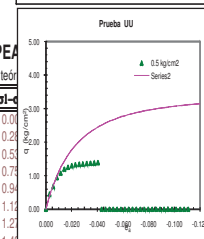
Esfuerzo Desviador.	1.3868
Centro =	1.2934
Radio =	0.6934

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L_0} \quad e_a = \ln(1 + \varepsilon) - \frac{\varepsilon_v}{3}$$

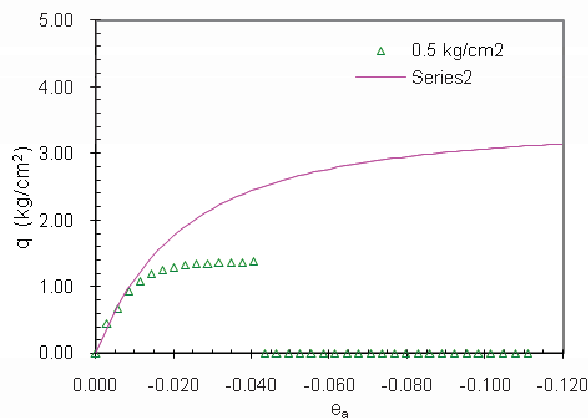
Tiempo	Carga	Micrometro	def. Total	def. Unitaria	Hm (mm)	1-def. Unitaria	Area Media	Area Correg.	Esfuerzo	e _s
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.000
10	4.529	11.0	0.254	0.0028	89.6	0.9972	10.0193	10.0478	0.4507	-0.003
20	6.801	27.0	0.508	0.0057	89.6	0.9943	10.0193	10.0765	0.6749	-0.006
30	9.499	46.0	0.762	0.0085	89.6	0.9915	10.0193	10.1053	0.9400	-0.009
40	10.919	56.0	1.016	0.0113	89.6	0.9887	10.0193	10.1343	1.0774	-0.011
50	12.126	64.5	1.27	0.0142	89.6	0.9858	10.0193	10.1634	1.1931	-0.014
60	12.765	69.0	1.524	0.0170	89.6	0.9830	10.0193	10.1927	1.2524	-0.017
70	13.191	72.0	1.778	0.0198	89.6	0.9802	10.0193	10.2222	1.2904	-0.020
80	13.617	75.0	2.032	0.0227	89.6	0.9773	10.0193	10.2518	1.3283	-0.023
90	13.759	76.0	2.286	0.0255	89.6	0.9745	10.0193	10.2817	1.3382	-0.026
100	13.901	77.0	2.54	0.0283	89.6	0.9717	10.0193	10.3117	1.3481	-0.029
110	14.043	78.0	2.794	0.0312	89.6	0.9688	10.0193	10.3418	1.3579	-0.032
120	14.185	79.0	3.048	0.0340	89.6	0.9660	10.0193	10.3722	1.3676	-0.035
130	14.256	79.5	3.302	0.0369	89.6	0.9631	10.0193	10.4027	1.3704	-0.038
140	14.469	81.0	3.556	0.0397	89.6	0.9603	10.0193	10.4334	1.3868	-0.040
150	0		3.81	0.0425	89.6	0.9575	10.0193	10.4643	0.0000	-0.043
160	0		4.064	0.0454	89.6	0.9546	10.0193	10.4954	0.0000	-0.046
170	0		4.318	0.0482	89.6	0.9518	10.0193	10.5266	0.0000	-0.049
180	0		4.572	0.0510	89.6	0.9490	10.0193	10.5581	0.0000	-0.052
190	0		4.826	0.0539	89.6	0.9461	10.0193	10.5897	0.0000	-0.055
200	0		5.08	0.0567	89.6	0.9433	10.0193	10.6215	0.0000	-0.058
210	0		5.334	0.0595	89.6	0.9405	10.0193	10.6536	0.0000	-0.061
220	0		5.588	0.0624	89.6	0.9376	10.0193	10.6858	0.0000	-0.064
230	0		5.842	0.0652	89.6	0.9348	10.0193	10.7182	0.0000	-0.067
240	0		6.096	0.0680	89.6	0.9320	10.0193	10.7508	0.0000	-0.070
250	0		6.35	0.0709	89.6	0.9291	10.0193	10.7836	0.0000	-0.074
260	0		6.604	0.0737	89.6	0.9263	10.0193	10.8166	0.0000	-0.077
270	0		6.858	0.0765	89.6	0.9235	10.0193	10.8498	0.0000	-0.080
280	0		7.112	0.0794	89.6	0.9206	10.0193	10.8832	0.0000	-0.083
290	0		7.366	0.0822	89.6	0.9178	10.0193	10.9168	0.0000	-0.086
300	0		7.62	0.0850	89.6	0.9150	10.0193	10.9506	0.0000	-0.089
310	0		7.874	0.0879	89.6	0.9121	10.0193	10.9847	0.0000	-0.092
320	0		8.128	0.0907	89.6	0.9093	10.0193	11.0189	0.0000	-0.095
330	0		8.382	0.0935	89.6	0.9065	10.0193	11.0534	0.0000	-0.098
340	0		8.636	0.0964	89.6	0.9036	10.0193	11.0880	0.0000	-0.101
350	0		8.89	0.0992	89.6	0.9008	10.0193	11.1229	0.0000	-0.104
360	0		9.144	0.1021	89.6	0.8979	10.0193	11.1581	0.0000	-0.108
370	0		9.398	0.1049	89.6	0.8951	10.0193	11.1934	0.0000	-0.111
380	0		9.652	0.1077	89.6	0.8923	10.0193	11.2290	0.0000	-0.114
390	0		9.906	0.1106	89.6	0.8894	10.0193	11.2647	0.0000	-0.117
400	0		10.16	0.1134	89.6	0.8866	10.0193	11.3008	0.0000	-0.120

1.5
0.010

CALCULO DEL PRE-PEA

0.1
0.01

Prueba UU



1.42 -0.0160
1.54 -0.0160
1.66 -0.0180
1.76 -0.0200
1.86 -0.0220
1.95 -0.0240
2.03 -0.0260
2.10 -0.0280
2.17 -0.0300
2.23 -0.0320
2.29 -0.0340
2.34 -0.0360
2.39 -0.0380
2.44 -0.0400
2.48 -0.0420
2.52 -0.0440
2.56 -0.0460
2.60 -0.0480
2.63 -0.0500
2.66 -0.0520
2.69 -0.0540
2.72 -0.0560
2.75 -0.0580
2.77 -0.0600
2.79 -0.0620
2.82 -0.0640
2.84 -0.0660
2.86 -0.0680
2.87 -0.0700
2.89 -0.0720
2.91 -0.0740
2.93 -0.0760
2.94 -0.0780
2.96 -0.0800
2.97 -0.0820
2.98 -0.0840
2.99 -0.0860
3.01 -0.0880
3.02 -0.0900
3.03 -0.0920
3.04 -0.0940
3.05 -0.0960
3.06 -0.0980
3.07 -0.1000
3.08 -0.1020
3.09 -0.1040
3.09 -0.1060
3.10 -0.1080
3.11 -0.1100
3.12 -0.1120
3.12 -0.1140
3.13 -0.1160
3.14 -0.1180
3.14 -0.1200
3.15 -0.1220
3.16 -0.1240
3.16 -0.1260
3.17 -0.1280
3.17 -0.1300
3.18 -0.1320



I._CONCLUSIONES.

A)._Al aplicar el modelo se encontraron nuevos valores de los parámetros de corte en suelos, como una nueva cohesión y Angulo de fricción interna. Para encontrar un nuevo valor de la capacidad de carga para los suelos de la región de Morelia.

B)._ En el análisis se obtuvo que el valor del coeficiente cortante del PPN para la ciudad de Morelia es 2.5 (adimencional). Para arcillas normalmente consolidadas.

C)._ Se pudo observar que la tendencia del modelo obliga a un comportamiento curvo. Y no lineal como se contempla desde el punto de falla.

D)._ Podemos obtener con esta aplicación replantear la resistencia de falla para un análisis mas precisó de los valores de corte en suelos.

E)._ La aplicación de este modelo nos permite extrapolar valores de resistencia de suelos, que cumplan con la aproximación del exponente cortante.

F)._ Con estos nuevos valores obtenidos de los parámetros de corte, permite a los ingenieros actuales tener un panorama mas actualizado del comportamiento real del suelo. Para un mejor aprovechamiento estructural del mismo.

G)._El modelo no se limita a suelos pruebas esfuerzo deformación sino a valores de otras pruebas de laboratorio. Solo basta con conocer los parámetros iniciales, para aplicarlos a la ecuación diferencial y generar graficas de ajuste para una mejor solución.



BIBLIOGRAFIA.

Juárez Badillo, Rico Rodríguez, **Mecánica de Suelos**, Tomo I, Ed. Limusa, México, 1990, 642 pp.

Rico Rodríguez, **La Ingeniería Civil en las Vías Terrestres**, Tomo I, Ed. Limusa, México, 1986.

Fernando Olivera Bustamante, **Estructuración de Vías Terrestres**, 2ª Edición, Ed. CECSA, México, 1996, 413 pp.

Normas para Muestreo y Pruebas de Materiales, Equipos y Sistemas, Tomo I (Libro 6), SCT, México, 1986, 300 pp.

Normas para Muestreo y Pruebas de Materiales, Equipos y Sistemas, Tomo II (Libro 6), SCT, México, 1991, 245 pp.

Instructivo para Efectuar Pruebas en Suelos, Volumen I (Libro 6), SCT, México, 1991, 150 pp.

Normas de Construcción, Muestreo y Pruebas de Materiales, Parte 1ª IX (Libro 8), SCT, México, 1982, 546 pp.

INEGI.

Manual de Normas, SCT, México, 2004.

Dra. Elia Mercedes Alonso Guzmán, Jaime Gpe. Chora Calderón y Erick O. Cervantes Gutiérrez, **Prácticas de Mecánica de Suelos**, Laboratorio de Materiales "Ing. Luís Silva Ruelas" de la Facultad de Ingeniería Civil, U. M. S. N. H., 2004, 65 pp.

Ramón Vargas Ortiz, **Apuntes de Curso de Asfaltos**, Laboratorio de Control S. A. de C. V., México, 1995.



