

Nº 43
2 EJ.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
Ciudad Universitaria

"ESTUDIO DEL FENOMENO DE LA
HISTERESIS EN SUELOS GRANULARES"

T E S I S

Que Para obtener el Titulo de :
INGENIERO CIVIL

P r e s e n t a
JOSE FEDERICO GARCIA CRUZ



México, D.F.

Septiembre 1992

FALLA DE ORIGEN



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE

INTRODUCCION.	1
ANTECEDENTES	4
Histeresis.	4
Comportamiento en carga y descarga	8
Procesos con carga ciclica	10
El suelo en condiciones dinámicas	13
Amortiguamiento. Ciclo de histéresis	15
PROPIEDADES MECANICAS DE LOS SUELOS GRANULARES Y PRUEBAS DE LABORATORIO	20
Conceptos básicos	20
Clasificación de los suelos	37
Resistencia al esfuerzo cortante	41
Ensayes triaxiales con arenas	44
Resistencia al esfuerzo cortante de las arenas	53

INTERPRETACION DE RESULTADOS	57
Granulometría	57
Prueba Proctor Estandar	60
Densidad de sólidos	62
Relación de vacíos	63
Compacidad relativa y humedad	64
Pruebas triaxiales	65
Prueba triaxial con ciclos de carga–descarga	71
CONCLUSIONES	83
BIBLIOGRAFIA	99

I. - INTRODUCCION.

Si consideramos que la República Mexicana está limitada al Este por el Océano Atlántico (Golfo de México y Mar de las Antillas) y al Suroeste con el Océano Pacífico, vemos que estamos rodeados por mar y por ende de una gran cantidad de arena.

Las costas tienen en conjunto 8800 km de longitud aproximadamente, de las cuales 2500 km corresponden al seno que forma el Atlántico, conocido por el Golfo de México y 6300 corresponden al Océano Pacífico. En esta costa más de 3000 km corresponden a la Península de Baja California. La costa atlántica es en general baja, arenosa, desprovista de puertos naturales y en ella existen numerosas lagunas de litorales separadas del mar por cordones arenosos.

Tenemos en la República Mexicana grandes costas sin explorar ni explotar, tanto comercial como turísticamente hablando. Es decir existe un potencial enorme de desarrollos portuarios y marinas, que afortunadamente ya se están comenzando a generar.

Aunque es probable que muchos de los edificios y desarrollos turísticos que allí se desplanten lo hagan sobre roca firme y sana, otros se apoyarán sobre arenas, por lo que es recomendable conocer el comportamiento que dichas construcciones tendrán con un suelo arenoso. Esto exige de parte del ingeniero civil que tenga conocimientos sobre: el comportamiento de construcciones en arenas, procedimientos de cimentación y, posibles y probables problemas que pueden surgir en la etapa de construcción.

Si se quiere entender el comportamiento de las construcciones en arenas, se tiene que conocer las propiedades de estos suelos, y las ventajas y desventajas que estas presentan.

Así mismo se tendrán que construir en algunos casos carreteras o caminos rurales para tener acceso a este tipo de desarrollos, para lo cual será necesario conocer el comportamiento de los materiales que forman estas vías de comunicación.

Esta tesis estudia el comportamiento de un tipo de arena que es clásica en nuestros litorales. Tiene el objetivo de analizar el tipo de deformaciones que puede sufrir una arena sometida a ciclos de carga - descarga ,provocando con esto el fenómeno de histéresis, siendo dichas cargas menores que la crítica.

Si nosotros pudiéramos desplantar una construcción sobre arena, estamos sometiendo a ésta a soportar una carga constante. Dicha carga debe ser menor a la máxima que puede soportar la arena sin llegar a la falla, para lo cual se debe conocer la carga crítica "x" que propicie la falla, así como las deformaciones esperadas por las mismas.

Ahora supongamos que esta construcción servirá como bodega o almacén y que el inventario que guarda tiene un peso considerable y una alta rotación. Cuando el almacén está saturado, el suelo recibe una cierta carga adicional, y cuando está semivacío a causa de su alta rotación, dicha carga desaparece. ¿ Como afecta esto al suelo ?

Este ciclo de carga - descarga del almacén se repite varias veces por año, se vuelve a someter al suelo a las mismas cargas, ¿se esperaría que el suelo se deforme lo mismo que la vez anterior? , es decir , ¿ el suelo se comportaría de la misma manera? , ¿tendrá la misma resistencia que la vez anterior? o dicho de otra manera, ¿seguirá siendo la misma carga crítica "x" , la que lo lleve a la falla ?

Tal vez pudiéramos contestar que si seguiría siendo la misma, pero si este ciclo se repite muchas veces más, la respuesta a estas preguntas no sería tan obvia.

Los ciclos de carga-descarga también se pueden ejemplificar con una carretera, en donde las cargas son el peso de los vehiculos, y los materiales que componen dicha via de comunicación, están expuestos todo el tiempo a estos ciclos, generando en ellos el fenómeno de histéresis.

Muchas zonas costeras están ubicadas en zonas sísmicas, de ahí la necesidad de analizar el comportamiento de la resistencia sujeta a cargas cíclicas. Ya que las ondas sísmicas generan esfuerzos intermitentes, ocasionando movimientos de vibración en las partículas del terreno en el suelo .

La arena no es totalmente expansiva cuando se quita la carga. Existe un cierto reacomodo nuevamente de las partículas, pero no se comporta en forma totalmente elástica, las partículas que forman el suelo arenoso, no han quedado como estaban en el estado inicial, es decir existe una cierta deformación plástica.

El comportamiento en ciclos de carga-descarga, cuando la carga no es la crítica o fenómeno de histéresis, es el estudio del comportamiento del suelo enfocado a las deformaciones que puede sufrir el suelo por cargas cíclicas y que en muchos casos dan lugar a deformaciones remanentes.

Este trabajo presenta el estudio de un solo tipo de arena : arena uniforme y limpia de las playas de Hualulco, así como las propiedades que influyen en la resistencia al esfuerzo cortante de dichos suelos. Así pues hablaré del origen de las arenas , su estructuración, los ensayos triaxiales con arenas , cómo se pueden hacer y los valores de la resistencia al esfuerzo cortante que se esperan obtener. Además hablaré de la histéresis en arenas, las pruebas que existen y cómo influye este fenómeno en el comportamiento de la arena.

Como los aspectos técnico-económicos y técnico-constructivos son de vital importancia para el país, es necesario seguir investigando, para encontrar mejores métodos para construir, para así abatir costos o nuevas técnicas para mejorar los métodos tradicionales hasta ahora empleados.

La presente tesis tienen el propósito de hacer un llamado de atención en lo que respecta a la repelición de carga-descarga en un suelo, particularmente granular.

Sabiendo que el recurso más escaso es el capital y que poco a poco la mano de obra ha dejado de ser un recurso abundante, para llegar a ser como es ahora , un recurso demandado, es necesario buscar métodos y procedimientos constructivos que produzcan los mejores resultados posibles con el mínimo de recursos a ocupar.

Esto se logra sólo por medio de avances tecnológicos e investigación en laboratorios.

II.- ANTECEDENTES.

HISTERESIS.

INTRODUCCION.-

Existen varios tipos de comportamiento de los suelos sometidos a diversos esfuerzos, los cuales se clasifican dependiendo de la respuesta que tengan dichos suelos con respecto a estos esfuerzos, es decir en la medida en que se deforman y recuperan los suelos y la forma de fallar.

Un suelo es elástico cuando al deformarse por cargas que son menores que la crítica (carga que provoca la falla), es reversible la deformación al retirar las cargas. Un suelo es plástico cuando experimenta deformaciones irreversibles.

Si se tiene un suelo con un estado de carga inicial, al que se llamará estado original, con una deformación que se considera nula, y se carga dicho suelo, sin llegar a la carga crítica que produce la falla, se genera en éste, una deformación, la cual debería desaparecer al descargar el suelo. Pero parte de esta deformación en ciertos casos para suelos granulares, queda sin poder regresar a su estado original (deformación nula) aún cuando se tiene el estado original de carga. Esto se debe a que el suelo no es elástico, por lo que no se recupera totalmente.

Si esta carga y descarga del material se hace repetidamente, es decir si se tiene un fenómeno de cargas cíclicas, las cuales no sean cargas críticas o de falla, se llega a un estado del suelo donde la deformación es prácticamente la misma para las cargas cíclicas. A este fenómeno se le llama histéresis.

Generalmente los esfuerzos que originan las cargas y las deformaciones que producen en los suelos se grafican en una curva esfuerzo - deformación ($\sigma - \delta$) en donde es posible establecer el lazo de histéresis. Es decir la curva que describen las cargas y descargas (sin ser cargas críticas o de

fallo) que se ejercen sobre el suelo y que producen prácticamente la misma deformación.

Puede ser que estas cargas cíclicas sean muy pequeñas o cercanas a la carga crítica, sin embargo si se carga un suelo con cargas cíclicas pequeñas, y después se incrementa la carga hasta llegar a la falla, la curva $\sigma - \delta$ sigue su curvatura normal.

La histéresis se manifiesta por el retraso en presentarse las deformaciones cuando el esfuerzo causante varía de sentido e intensidad.

Lo que el presente trabajo pretende es estudiar el fenómeno de histéresis en suelos granulares finos (arenas), simulando el fenómeno carga-descarga de un suelo granular en un laboratorio y estudiando la relación esfuerzo-deformación del mismo, para diversas condiciones de carga.

Un sismo provoca esfuerzos intermitentes (por la naturaleza de las ondas sísmicas) en el suelo, el efecto es parecido a someter al suelo a carga - descarga. Es conocido por todos que un sismo puede variar de sentido e intensidad, es decir que los esfuerzos que recibe el suelo varían según el sismo, por lo que las deformaciones que se presentan en el suelo y el comportamiento del mismo pueden variar, es aquí cuando se presenta el fenómeno de histéresis.

Por lo que es conveniente analizar las deformaciones de las arenas en distintas condiciones de carga, para poder después analizarlas con cargas cíclicas. Se han recopilado diversos estudios sobre esfuerzo-deformación, carga-descarga y procesos con cargas cíclicas en arenas, para poder entender mejor el fenómeno de la histéresis.

DEFORMACION .-

Las deformaciones experimentadas por un elemento de suelo son el resultado de las deformaciones internas y los movimientos relativos entre las numerosas partículas que componen dicho elemento.

Para entender el comportamiento general esfuerzo-deformación en suelos granulares, existen fundamentalmente dos tipos de mecanismos que lo producen :

- La distorsión o deformación angular y la fractura de las partículas.
- El movimiento relativo entre partículas como resultado del deslizamiento o rodadura.

Estos mecanismos raramente son independientes uno de otro, dado que el movimiento relativo entre partículas que origina las grandes deformaciones que se suelen encontrar en los suelos no serían posibles, en general, si no se produjera la distorsión de partículas.

COMPORTAMIENTO ESFUERZO - DEFORMACION EN LA COMPRESION CONFINADA. .-

A partir de la siguiente gráfica, se analizará el comportamiento de una arena uniforme (Arena de Otawa) que inicialmente estaba en estado compacto, comparando esfuerzos - deformación, de la cual se distinguen tres fases :

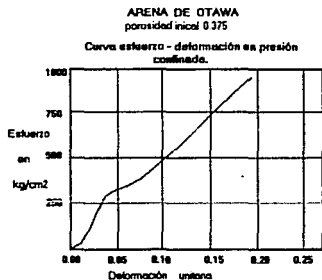


FIGURA 2.1

a) Para presiones de hasta unos 140 kg/cm² , las curvas de esfuerzo-deformación presentan concavidad hacia arriba. Esto es : la arena se vuelve más y más rígida al aumentar el nivel de presiones. Las deformaciones se deben principalmente a los dos mecanismos fundamentales anteriormente mencionados. Al aumentar las presiones entran en primer lugar en reacomodo las partículas sueltas, compactándose, y haciéndose más rígidas. Y se llega a una fase en la que las partículas se comprimen fuertemente, produciendo posibles roturas en los puntos de contacto, con lo que se da otro deslizamiento .

b) A partir de 140 kg/cm² la curva presión deformación comienza a presentar una curvatura inversa, con concavidad hacia el eje de deformaciones, Esto quiere decir que el material está cediendo, como resultado de la fractura de partículas de arena, por lo que se presentan grandes movimientos relativos entre las partículas. Existe una degradación de partículas.

c) Al estar ya fracturadas las partículas , se agrupan en forma más compacta , ahora las partículas son mas pequeñas y por lo tanto su

número ha aumentado, por lo que la arena se hace cada vez más rígida al aumentar las presiones.

Hay que notar que el deslizamiento entre partículas puede producirse a cualquier nivel de esfuerzos. La fracturación comienza realmente en pequeño grado con presiones muy bajas pero se incrementa conforme lo hacen las presiones hasta alcanzar una cierta presión crítica. Esta presión crítica es mínima cuando el tamaño de las partículas es grande, el suelo está en estado suelto, las partículas son angulosas, la resistencia de los granos minerales es baja y el suelo tiene una granulometría uniforme. En general la fracturación es importante cuando las presiones superan los 35 kg/cm^2 , y en la mayoría de los problemas de ingeniería los niveles de esfuerzo suelen ser suficientemente menores para que la fractura de las partículas carezca de importancia.

COMPORTAMIENTO EN CARGA Y DESCARGA.

Si cargamos y descargamos una arena repetidas veces, se observa que solamente una parte de la deformación producida al aplicar la carga se recupera en la descarga subsiguiente, ya que las deformaciones debidas al deslizamiento entre partículas o a la fracturación son en gran parte irreversibles. La recuperación en la descarga se debe a la energía elástica almacenada en las partículas al cargar el suelo. Sin embargo existe un cierto deslizamiento inverso entre partículas al descargar.

La figura 2.2 muestra el comportamiento de una arena sometida a un ciclo carga-descarga. Para presiones inferiores a la máxima del primer ciclo de carga, la arena tiene una rigidez mucho mayor al volver a cargar, que en la primera carga, ya que gran parte del deslizamiento potencial entre partículas ya se ha producido en el primer ciclo, pero al volver a cargar la arena con presiones superiores a la máxima del primer ciclo, la curva presión - deformación es en esencia la misma, esto es sigue la misma tendencia, como si no hubiera habido descarga.

Curva esfuerzo-deformación en ciclos de carga - descarga en arena bien graduada

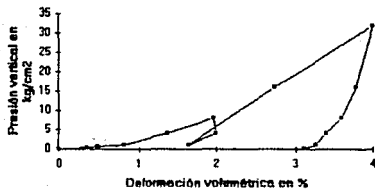
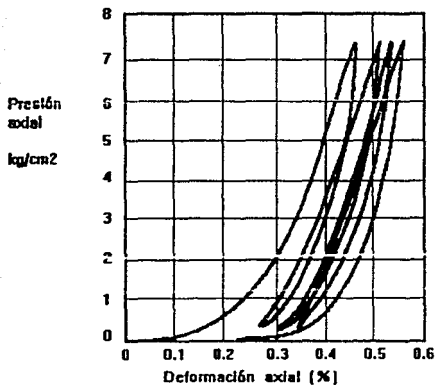


Figura 2.2

Si se carga y se descarga repetidamente bajo unos límites establecidos, es decir se establece un proceso de carga cíclica, se puede observar que durante los primeros 10 a 50 ciclos, queda una pequeña deformación permanente al final de cada ciclo. En la figura 2.3 se observa esto :



Curvas esfuerzo-deformación para cargas cíclicas en una arena gruesa uniforme ($\gamma = 1.67 \text{ ton/m}^3$)

figura 2.3

Además se establece un lazo estable, llamado lazo de histéresis con una pequeña o nula deformación permanente para un determinado ciclo de carga.

PROCESOS CON CARGA CICLICA

Los procesos que tienen lugar en una carga ciclica pueden explicarse partiendo de los resultados del estudio teórico de una agrupación de esferas elásticas (Miller 1963). El estudio indica que es posible producir una deformación unidimensional de esta agrupación como se muestra en la figura 2.4.

Las fuerzas normales en los contactos comprimen las esferas, pero se produce el deslizamiento de forma que el movimiento relativo resultante es vertical puro. Al descargar, los particulos recuperan su forma original, produciéndose el deslizamiento en sentido contrario. Durante cada ciclo de carga es absorbida una pequeña cantidad de energía.

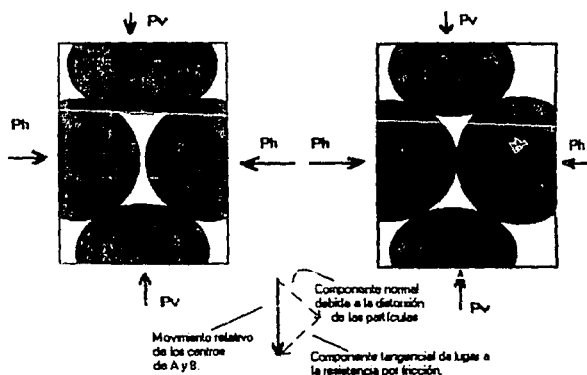


Figura 2.4

Las partículas se deforman en los puntos de contacto y por tanto se mueven hacia abajo sin desplazamiento lateral de sus centros. La compatibilidad geométrica exige el deslizamiento y por tanto fuerzas de fricción en el sentido indicado en la gráfica en la parte izquierda. Esto indica que $P_v > P_h$.

Si se disminuye la deformación vertical, en la descarga, la energía elástica almacenada en las partículas produce un movimiento hacia arriba de A respecto de B. Debe producirse un deslizamiento en sentido contrario para mantener la condición de nulo desplazamiento lateral. Por lo tanto se tiene $P_v < P_h$.

El mismo proceso general debe ocurrir en los suelos reales. Para la mayoría de los problemas de ingeniería, los efectos de tiempo en la compresión de las arenas carecen de importancia práctica.

INFLUENCIA DE LAS DIVERSAS CONDICIONES DE CARGA.

En la forma normal de la prueba triaxial el esfuerzo principal intermedio es igual al esfuerzo principal menor. Las cargas repetidas de variación lenta, o rápida, pueden dar lugar a cambios en el ángulo de fricción interna. Una arena suelta se compactará con un correspondiente aumento de resistencia, mientras que una arena compacta se dilatará con una disminución de resistencia. Un esfuerzo inferior al de la falla estática puede producir deformaciones muy grandes si las cargas se aplican repetidamente.

COMPORTAMIENTO EN LA PRUEBA TRIAXIAL.

La prueba triaxial estándar, es decir, con presión lateral constante y esfuerzo axial creciente, proporciona una medida directa del módulo de Young. El módulo disminuye al aumentar el esfuerzo axial y para el máximo de la curva de esfuerzo de formación el módulo tangente se hace cero.

Los conceptos de la teoría de la elasticidad sólo son aplicables con carácter aproximado a los suelos. Sin embargo suele ser útil emplear estos conceptos y adoptar los valores del módulo de elasticidad y del coeficiente de Poisson aplicables aproximadamente a un estado de carga particular.

Los mismos factores que influyen sobre el ángulo de fricción interna afectan al módulo de Young, sin embargo, la influencia sobre los módulos es más marcada.

Como el módulo depende de la relación de vacíos y es difícil obtener muestras inalteradas de suelos granulares, y resulta complicado medir el módulo de estos suelos con precisión

RELACIONES ESFUERZO - DEFORMACION.

El comportamiento esfuerzo-deformación puede ser muy complejo. El grado de deformación producido por un esfuerzo dependerá de la composición, relación de vacíos, historia de esfuerzos y forma en que se aplique el esfuerzo.

Suele ser muy útil recurrir a conceptos y fórmulas de la teoría de la Elasticidad, para que las curvas reales no lineales de esfuerzo-deformación de un suelo se "linealicen", es decir, substituir por líneas rectas. Es entonces cuando se aplica el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson del suelo.

Evidentemente el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson no son constantes de un suelo, sino más bien magnitudes que describen aproximadamente el comportamiento de un suelo para una combinación particular de esfuerzos. Al hablar de módulo, es necesario definir cuidadosamente estos términos.

Módulo tangente es la pendiente de una recta trazada tangente a una curva esfuerzo-deformación en un punto particular. Varía de acuerdo con el punto elegido.

Módulo secante es la pendiente de una recta que une dos puntos diferentes de la curva. Varía con la situación de ambos puntos. Para un material lineal estos valores coinciden.

En cargas repetidas, aumenta el módulo secante en compresión confinada en ciclos sucesivos de carga. Entre los primeros ciclos

umenta considerablemente, y gradualmente es menor este aumento en ciclos sucesivos, hasta que se estabiliza la curva esfuerzo-deformación.

En la práctica el conocer las relaciones esfuerzo-deformación de un suelo determinado, nos ayudará a predecir que comportamiento tendrá la cimentación en dicho suelo. Y el conjugar estos datos con la experiencia práctica, nos dará una pauta a seguir para atacar y prevenir posibles problemas que se originen debido a los esfuerzos que se aplicarán y las respuestas o deformaciones que se tendrán del mismo

EL SUELO EN CONDICIONES DINAMICAS.

El comportamiento de los suelos frente a sollicitaciones estáticas no es aún hoy bien conocido. Se sabe que el comportamiento de un suelo seco o semisaturado puede ser muy distinto del mismo suelo saturado y que en el comportamiento de éste último influyen en gran manera las condiciones de drenaje.

Otros factores importantes en la respuesta del suelo frente a cambios de esfuerzos son la trayectoria de variación de dichas esfuerzos y la historia de las cargas a las cuales ha sido sometido un suelo en el pasado. Si además de estos factores tan complejos, aunamos el gran número de tipos de suelos existentes y la gran variedad de estados de compactación que estos presentan, se comprende la dificultad de sintetizar el comportamiento de los suelos frente a sollicitaciones estáticas y mucho más aún, frente a sollicitaciones dinámicas.

Teniendo en cuenta lo anterior, se intenta resumir las principales características del comportamiento dinámico de los suelos para una sollicitación dinámica un tanto particular y que consiste en una carga de corte cíclica.

RIGIDEZ DINAMICA.

La relación entre la amplitud del esfuerzo cortante τ , y la deformación máxima que esto provoca γ , suele escribirse :

$$\tau = G\gamma$$

siendo G el módulo de rigidez transversal que mide la rigidez dinámica del suelo.

El módulo de rigidez dinámico de un determinado suelo, en un cierto estado de compacidad, depende entre otros factores de la presión efectiva de confinamiento, de la amplitud de la deformación tangencial inducida y de la historia de cargas.

El valor del módulo G no puede por tanto definirse como un valor fijo, sino como una función que incluya al menos las variables más importantes de que depende.

Hardyn (1961) observó que, para arenas limpias, el módulo de rigidez G_0 , para pequeñas deformaciones, crece con la raíz cuadrada de la presión efectiva de confinamiento. Ley empírica que posteriormente Hardyn y Black (1968) comprobaron era también satisfecha con bastante aproximación por suelos arcillosos normalmente consolidados. Hoy es generalmente admitido expresar el módulo de rigidez dinámico para pequeñas deformaciones mediante una expresión del tipo:

$$G_0 = K (\sigma'_0)^{1/2} \quad ; \quad (\sigma'_0 \text{ en kg / cm}^2)$$

siendo K una constante característica de cada suelo, que en arenas depende fundamentalmente de su densidad relativa y en arcillas saluradas está relacionada con la resistencia al corte sin drenaje.

Para arenas Hardyn y Drnevich (1972) propusieron la relación :

$$K = 325 \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} \quad \text{kg/cm}^2$$

siendo e la relación de vacíos.

La influencia de la magnitud de la deformación en el valor de G es aún mayor. En general se ha observado que, en todos los tipos de suelos, la rigidez decrece con la amplitud de la deformación angular. Para deformaciones del orden del 0.1 % la rigidez dinámica es varias decenas de veces inferior a la rigidez correspondiente a pequeñas deformaciones.

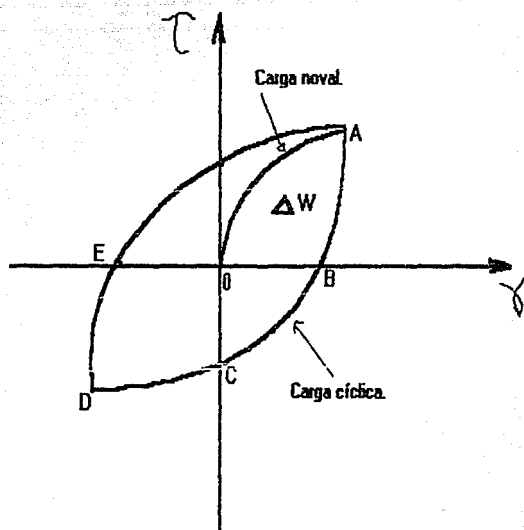
Existe una serie de factores, de menor, aunque no poca importancia que afectan al módulo de rigidez :

a) La repetición de cargas dinámicas en arenas provoca un aumento de su rigidez dinámica mientras que en arcillas la repetición de carga hace disminuir su rigidez paulatinamente.

b) La frecuencia de carga ciclica no parece tener un efecto apreciable en la rigidez dinámica.

AMORTIGUAMIENTO. CICLO DE HISTERESIS.-

Debido a la componente plástica de la deformación cortante resulta que el diagrama esfuerzo - deformación en un ciclo de carga tangencial incluye un comportamiento histerético, como el que se muestra en la figura:



MODELO DEL CICLO DE HISTÉRESIS.

Figura 2.5

Este ciclo de histéresis se desarrolla alrededor de una curva de carga noval. En la primera carga el diagrama de esfuerzo - deformación es el O - A. La disminución de carga, incluso hasta su anulación no hace que se recuperen todas las deformaciones existiendo para una carga nula una cierta deformación O - B que se anula cuando la tensión de corte se invierte y toma un valor O - C.

Cuando el esfuerzo tangencial invertido toma su valor máximo se alcanza el valor D que, en régimen estacionario, sería el simétrico del punto A

respecto del origen O . Una nueva descarga y recarga conduciría nuevamente el punto A del diagrama.

Aparte de las complejidades que más adelante se comentan, se ha observado que, fundamentalmente, el comportamiento de los suelos es como el descrito y que además la forma del ciclo y por tanto el área cerrada por el mismo, es prácticamente independiente de la velocidad a la que se recorra ese ciclo.

Se entiende por amortiguamiento la capacidad para disipar energía en los procesos cíclicos de carga y descarga. Existen varias formas en que la energía puede disiparse y por tanto existen varias formas de amortiguamiento . Existe el amortiguamiento de radiación o geométrico que disipa energía transmitiéndola hacia zonas más lejanas ; en un dominio cerrado por bordes elásticos no existiría este amortiguamiento. La disipación de energía dentro del material puede producirse por un amortiguamiento viscoso cuya capacidad de disipación de energía por ciclo aumenta con la velocidad a que se realice o mediante un amortiguamiento histérico en el que la energía disipada por ciclo es independiente de tal velocidad .

El amortiguamiento de los suelos es primordialmente histérico. Una medida del amortiguamiento del suelo sería el área encerrada por el ciclo de histéresis. Tal medida representaría la capacidad absoluta de disipar energía por unidad de volumen de suelo. Normalmente se utiliza para cuantificar el amortiguamiento una variable adimensional, el amortiguamiento relativo, β definido como :

$$\beta = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta W}{\tau_0 \delta_0}$$

Siendo τ_0 y δ_0 las amplitudes de resistencia al esfuerzo cortante y la deformación angular respectivamente.

El factor β depende principalmente de la deformación máxima alcanzada en el ciclo. Es claro que para deformaciones pequeñas el comportamiento del suelo es muy próximo al elástico y su amortiguamiento es muy pequeño. Para grandes deformaciones, la plastificación del suelo es muy importante y el ciclo de histéresis es más amplio. Esto es : cuando existe una

carga tal que hace que los granos se rompan, dicha carga provoca una plastificación del material (suelo), que a su vez provoca grandes deformaciones, con pequeños incrementos de carga.

MOVILIDAD CICLICA.

La repetición sucesiva de ciclos de carga tangencial conduce normalmente a una situación más o menos estacionaria en la que el suelo describe un ciclo de histéresis prácticamente constante. En arenas secas o saturadas pero con drenaje suficiente, la repetición de ciclos de carga y descarga conduce a una cierta densificación y a una cierta rigidización del material disminuyendo su amortiguamiento relativo y aumentando su módulo de corte secante.

La carga ciclica estacionaria puede conseguirse siempre que los esfuerzos de corte no se aproximen a los esfuerzos de rotura en cuyo caso las deformaciones tangenciales serian muy altas.

Si después de varios ciclos de carga se aumenta monótonamente el esfuerzo de corte, la rotura se produce en estos suelos (arenas secas o drenadas) bajo un esfuerzo que es mayor o menor, pero semejante al esfuerzo que hubiera provocado la rotura elástica inicialmente. En general estos suelos no presentan una pérdida importante de su resistencia al corte debido a las carga ciclicas.

Se ha observado que las arenas saturadas y sin drenaje independientemente de su densidad relativa, tratan de compactarse ante la sollicitación dinámica y al no poder reducir su volumen, por no existir drenaje, se origina un incremento de presión intersticial que eventualmente iguala a la presión de confinamiento anulándose la presión efectiva y provocándose grandes deformaciones.

En todas las arenas existe un nivel de esfuerzos:

$S = (\sigma - u) \tan \phi$ y una amplitud del esfuerzo de corte ciclico que provoca, en un pequeño número de ciclos, la anulación de la presión efectiva. (estado de licuefacción inicial). Para fluidos $\sigma = 0$

En arenas poco densas, una vez alcanzado el estado en que la presión efectiva se anula, fluyen y tal flujo no causa un intento de expansión de la arena que reduzca la presión intersticial. Tal es el fenómeno conocido como licuefacción. Este fenómeno provocaría la pérdida de capacidad portante de cimentaciones sobre arenas (Niigata , 1964 Jaltipan, México) , rotura de taludes (presa Fort Peck , USA) , o deslizamientos (presa de Sn. Fernando, USA) provocados por sismos .

La movilidad cíclica se inicia en arenas con densidad relativa alta, cuando se encuentra eventualmente el momento de presión efectiva nula provocado por una carga de corte cíclica, es entonces cuando se inicia el proceso de falla. Tal proceso es dilatante, y por lo tanto provoca una disminución de presión intersticial y un aumento de resistencia que contiene el proceso de falla. El efecto final es que la arena experimenta una deformación tangencial apreciable y que en su interior las presiones intersticiales son importantes . (Movilidad cíclica , Casagrande 1971).

La mayor parte de los suelos y en gran número de condiciones (arenas semisaturadas, arenas saturadas con drenaje suficiente, arenas densas sin drenaje, etc) experimentan en la carga cíclica una cierta deformación tangencial, que puede ser alta, pero no experimentan una reducción apreciable de su resistencia. A esto se llama movilidad cíclica. Produce fallas y roturas generalizadas.

Algunos suelos, arenas sueltas saturadas, experimentan una pérdida importante de resistencia debido a la sollicitación dinámica y fluyen hasta encontrar una configuración compatible con su pequeña resistencia. A esto se le llama licuefacción. Produce deformaciones que pueden llegar a calificarse de falla generalizada. Como en el caso de Jaltipan, Ver.

Otro efecto no despreciable de estos fenómenos es el causado durante la disipación posterior de las presiones intersticiales generadas durante la carga cíclica. En depósitos de arenas, aun sin producirse la licuefacción, la posterior disipación de presiones intersticiales provoca un flujo de agua cuyo gradiente puede provocar sifonamiento o bombeo, que se manifestaría en la formación de cráteres de arena en la superficie del depósito. Las consecuencias del sifonamiento de un depósito de arena sobre el que se asienta una ciudad , pías, adoquines, etc... son similares a las de licuefacción.

III.- PROPIEDADES MECANICAS DE LOS SUELOS GRANULARES Y PRUEBAS DE LABORATORIO.

CONCEPTOS BASICOS.

Para hablar acerca de las arenas ,sus propiedades y clasificaciones es necesario plantear ciertos conceptos básicos . El objetivo de los mismos , es establecer el rango de los valores tipicos que se tienen en las distintas propiedades en arenas, para sentar bases de comparación con los valores que se tienen en el suelo que se analiza en el capitulo siguiente. Yo que la meta final de este trabajo es investigar el fenómeno de histéresis en arenas, las propiedades aqui mencionadas son aquellas que pueden tener cierta incidencia sobre la resistencia al esfuerzo cortante, y a la deformación de las arenas como producto del esfuerzo aplicado. Por lo que se definirán conceptos básicos, para así partir del origen de los mismos y llegar a determinar propiedades que son útiles para conocer el comportamiento de los suelos granulares, sobre los que se desplantará una estructura (edificios, muelles, puentes, etc) o con el que se formará una estructura (terraplenes, presas, canales, etc)

SUELO .- Todo tipo de material terroso, desde un relleno de desperdicio hasta areniscas parcialmente cementadas o lutitas suaves, que se pueden desintegrar con los dedos, quedan excluidas rocas sanas, igneos o metamórficos y depósitos sedimentarios altamente cementados, que no se ablanden o desintegren rápidamente por acción de la intemperie.

ORIGEN DE LAS ARENAS .

La corteza terrestre es atacada principalmente por aire, agua y cambios de temperatura, estos mecanismos de ataque se pueden dividir en última instancia en *desintegración mecánica* y *descomposición química*, los cuales son agentes generadores de suelo.

La desintegración mecánica se refiere a la intemperización de rocas por agentes físicos (cambios de temperatura, fricción del aire, congelación en grietas de roca, efectos de plantas, smog etc) . Por estos fenómenos las rocas llegan a formar arenas o cuando mucho limos y en casos muy especiales arcillas. Esto es típico de zonas frías. En desiertos cálidos la falta de agua hace que los fenómenos de descomposición no se desarrollen, por lo que la arena predomina en esas zonas.

Los minerales constitutivos de los suelos gruesos (gravas y arenas) son predominantemente :

- silicatos, principalmente feldespatos (potasio, sodio o calcio) , micas , olivino , serpentina ...
- óxidos como el cuarzo, limonita, magnetita y corindón.
- carbonatos como calcita y dolomita
- sulfatos como anhidrita y yeso.

En suelos gruesos el comportamiento mecánico e hidráulico está principalmente condicionado por su compacidad y la orientación de sus partículas y está regido por el sistema gravitacional

CARACTERISTICAS Y ESTRUCTURACION DE LAS ARENAS.

FORMA

En suelos gruesos, la forma característica es la equidimensional, en la cual las tres dimensiones de la partícula son comparables.

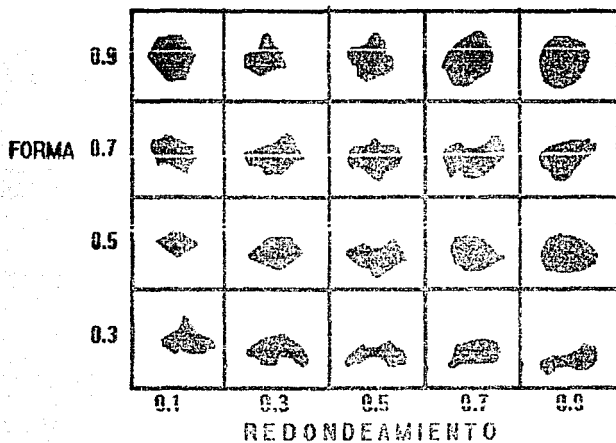
Segun la intensidad y lapso de la acción de agentes mecánicos, se producen variedades en la forma equidimensional :

- *redondeada*
- *subredondeada*
- *angulosa*

La *forma redondeada* es aproximadamente esférica y son frecuentes en arenas de río, así como en arenas eólicas.

La *forma angulosa* tiene aristas y vértices aguzados , las formas angulosas son típicas de arenas residuales , arenas volcánicas y arenas marinas.

El redondeamiento se refiere al estado de su superficie, pero el redondeamiento es estudiado junto con la forma de las partículas. A continuación se presenta una gráfica de clasificación de las partículas por su forma y redondeamiento (según un estudio hecho por Krumbein y Sloss).



**Clasificación de las partículas por su forma y redondeamiento
(según estudios de Krumbein y Sloss)**

Figura 3.1

Se creía que el tamaño de las partículas era determinante en la compresibilidad, más hoy se estima que la forma de las partículas tiene

un papel más importante en estas propiedades mecánicas , lo cual podemos demostrarlo :

Si llenamos una probeta con arena y otra con mica, la compresión hecha con un pistón en la arena es inapreciable y en la mica es alrededor de un 80 % . Aunque la muestra de arena no fue afectada por la presión estática en forma apreciable, si se le aplica vibración se nota una compresión volumétrica que puede llegar a un 10% . La vibración afecta también a las escamas de mica, aunque mucho menos que la presión estática (pistón) .

Si se aplica una pequeña cantidad de escamas de mica añadida a la arena, cambia las características de compresibilidad bajo carga estática, incrementándolas notablemente, de lo cual se deduce que la proporción de las partículas laminares contenidas en el suelo es la causa fundamental de las variaciones tan grandes observadas en el comportamiento de los mismos. Sin embargo la compresibilidad de las muestras de arena y mica no se afecta si las muestras están totalmente saturadas, pero si solamente están húmedas y con parte de vacíos con aire, la vibración se torna mucho menos efectiva, incluso vibraciones bruscas pueden hacer que el volumen de las arenas aumente, lo cual es llamado "dilatación por vibración " .

POROSIDAD , RELACION DE VACIOS .

Se llama "porosidad" n a la fracción del volumen total del suelo ocupada por los poros, tanto si éstos están llenos de agua como si lo están de aire o de una mezcla de ambos.

La "relación de vacíos" o " índice de poros" e , es igual a la razón del espacio ocupado por los poros al espacio ocupado por las partículas sólidas.

Los valores de n y e varían entre límites extensos. En la siguiente tabla se incluyen algunos valores para suelos típicos.

PROPIEDADES ELEMENTALES DE SUELOS EN ESTADO NATURAL Y SATURADOS.

	n %	e -----	w %	γ_d T / m ³	γ_{sat} T / m ³
Arena uniforme suelta	46	0.85	32	1.43	1.89
Arena uniforme densa	34	0.51	19	1.75	2.09
Arena bien graduada suelta	40	0.67	25	1.59	1.99
Arena bien graduada densa	30	0.43	16	1.86	2.16
Arcilla blanda	70-40	2.33- 0.67	86-25	0.81- 1.62	1.51- 2.02
Arcilla media	58-33	1.40- 0.49	52-18	0.13- 1.81	1.71- 2.14
Arcilla firme	56-33	1.27- 0.49	47-18	1.09- 1.81	1.65- 2.14
Arcilla dura	51-15	1.03- 0.18	38-7	1.32- 2.29	1.83- 2.44
Arcilla volcánica del Valle de México	91-86	9.8- 6.0	410- 250	0.22- 0.34	1.13- 1.20

PESO ESPECIFICO . DENSIDAD .

Densidad es la masa por unidad de volumen, y el peso específico es el peso por unidad de volumen. El peso específico del suelo, . . . , no es igual al de sus partículas sólidas, sino mucho menor. Varía según la proporción de los poros que esté llena de agua y/o aire. El peso específico saturado es el mayor que puede alcanzar un suelo sin variación de n. El menor corresponde a lo que llamaremos peso específico seco, γ_d . En compactación se define como :

$$\gamma_d = \frac{W \text{ suelo}}{V \text{ total}}$$

El peso específico relativo (Ss) de la mayoría de las partículas minerales constituyentes de un suelo varía entre límites estrechos (2.6 a 2.9) . Por ejemplo, el cuarzo 2.67, feldspato 2.6, y suelos con mucho hierro el Ss puede llegar hasta 3, también llega a 1.5 en suelos con materia orgánica.

HUMEDAD . GRADO DE SATURACION .

Sin variación de n , los suelos pueden tener cualquier peso específico entre d y saturado, según su grado de saturación : G_w , es decir, según la fracción del volumen total de sus poros que esté ocupada por agua.

El grado de saturación de las arenas es comunmente descrito por medio de los términos seco, húmeda, etc... A continuación se incluye una tabla con una lista de términos y grado de saturación, hecha por Terzaghi y Peck en 1973.

GRADO DE SATURACION DE LAS ARENAS. (Terzaghi y Peck , 1973)

DESCRIPCION	G_w %
Seco	0
Ligeramente húmeda	1-25
Húmeda	26-50
Muy húmeda	51-75
Mojada	76-99
Saturada	100

Esta nomenclatura se aplica sólo a las arenas y suelos granulares , ya que una arcilla desecada con un contenido natural de agua puede ser dura y a primera vista sería clasificado como seco.

Las arenas gruesas situadas por encima de la capa freática, por lo general están ligeramente húmedas. Las arenas finas o limosas suelen estar muy húmedas o mojadas, porque en estas últimas el agua asciende por capilaridad. En otras palabras en suelos granulares gruesos el efecto de ascensión capilar se minimiza.

En función de G_w , el peso específico del suelo será igual a:

$$\gamma = \gamma_d + G_w n \gamma_w = \gamma_s (1 - n) + G_w n \gamma_w$$

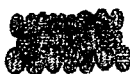
La humedad , w , de un suelo , es el peso del agua dividido por el peso del suelo seco. La humedad de una muestra de suelo se obtiene directamente por el siguiente método: se pesa el suelo natural; se seca en un horno a 105 °C durante 24 hrs, y actualmente se empiezan a usar hornos de micro-ondas en experimentación; se pesa el suelo seco y por último se calcula la humedad como diferencia entre los pesos inicial y seco , dividida por el peso seco. Este método supone que el agua es el único producto evaporable del suelo, lo cual es razonable y aceptable excepto cuando se trabaja con suelos orgánicos o suelos que contienen sustancias volátiles como el asfalto.

COMPACIDAD RELATIVA .

El índice de poros de una masa estable de esferas iguales depende de la forma en que estén dispuestas. En la disposición más densa posible , $e = 0.35$, y en el estado más suelto , $e = 0.92$

POSIBLES ESTADOS DE LAS ESFERAS.

Compacidad de las esferas.



ESTADO SUELTO

ESTADO COMPACTO

Figura 3.2

En el caso de un suelo arenoso existe, igualmente una densidad seca máxima y una densidad seca mínima. Al igual que las demás propiedades, las densidades máxima y mínima son mayores cuanto menos

angulosas son las partículas, es decir cuanto mayor es el tamaño y el coeficiente de uniformidad, ya que esto influye mucho (según un estudio hecho por Koerner , 1970).

La compacidad relativa se refiere al grado de acomodo alcanzado por las partículas del suelo, dejando más o menos vacíos entre ellas.

En un suelo muy compacto, las partículas sólidas que lo constituyen, tienen un alto grado de acomodo y la capacidad de deformación bajo carga del conjunto será pequeña, para poder tener una deformación grande se tendría que llegar a un nivel de esfuerzos tal que se rompan los granos y entonces el suelo se plastifica.

En suelos poco compactos, el grado de acomodo es menor. En ellos el volumen de vacíos y por lo mismo la capacidad de deformación serán mayores. Para entender la compacidad en una estructura simple se puede estudiar la disposición de un conjunto de esferas iguales, se pueden tener los estados suelo y más compacto posible como se muestra en la figura 3.2

Las arenas naturales muy uniformes en tamaño , poseen valores de n y e que se acercan mucho a los valores estudiados para esferas uniformes, en estado suelo $n=47.6$ y $e=0.92$, y en estado compacto $n=26.1$ y $e=0.35$.Pero en arenas comunes, los valores pueden disminuir apreciablemente y un porcentaje de partículas laminares aumenta notablemente el volumen de vacíos en estado más suelto.

En arenas bien graduadas, con amplia gama de tamaños, los estados más suelto y más compacto tienen valores de e y n mucho menores que los que corresponden a la acumulación de esferas iguales.

Para medir la compacidad de un manto de estructura simple, Terzaghi introdujo una relación empírica, para usar en laboratorio:

$$Cr (\%) = \frac{e_{max} - e_{nat}}{e_{max} - e_{min}}$$

donde :

Cr = compacidad relativa

e_{max} . =relación de vacíos correspondiente al edo. más suelto.

e_{min} . =relación de vacíos correspondiente al edo. más compacto

e_{nat} . =relación de vacíos de la muestra en estado natural.

Cuando $e = e_{máx}$ entonces Cr = 0

Cuando $e = e_{min}$ entonces Cr = 1

Existe otra relación para medir la compacidad relativa en campo definida por la siguiente expresión :

$$Cr (\%) = \frac{\gamma_d - \gamma_{d \min}}{\gamma_{d \max} - \gamma_{d \min}}$$

donde :

$\gamma_{d \max}$ es el máximo peso volumétrico seco obtenido en la prueba de laboratorio que se utilice.

$\gamma_{d \min}$ es el mínimo peso volumétrico seco del mismo material.

γ_d es el peso volumétrico seco del material en estado natural.

Para el caso de arenas gruesas limpias, los valores de e en las condiciones más compacta y más suelta pueden determinarse en estado seco o en estado completamente saturado.

En arenas finas puede haber una gran diferencia en los resultados según se hagan las determinaciones en uno u otro estado, además, cuando se hacen determinaciones en estado seco existe una cierta desigualdad en los resultados, esto depende del tiempo transcurrido a partir del momento de la extracción de la muestra del horno, pues el aire transmite humedad, aunque cabe señalar que estas diferencias son mínimas.

La orientación de las partículas de arena sedimentadas en agua, es tanto más pronunciada cuanto más se aparta de su forma esférica. Esta orientación produce, como efecto principal, una muy distinta permeabilidad del suelo, según sea el flujo del agua normal o paralelo a la dirección de la orientación, el efecto aumenta notablemente si el suelo contiene un porcentaje apreciable de partículas laminares. Aún en arenas naturales con formas prácticamente equidimensionales, el efecto de orientación sobre la permeabilidad es apreciable.

VALORES TÍPICOS DE LAS DENSIDADES MÁXIMA Y MÍNIMA EN SUELOS GRANULARES.

DESCRIPCION	relación de vacíos		porosidad (%)		densidad seca (g/cm ³)	
	$e_{\text{máx}}$	$e_{\text{mín}}$	$\Pi_{\text{máx}}$	$\Pi_{\text{mín}}$	min	máx
Esferas uniformes	0.92	0.35	47.6	26.0	---	---
De arena media a grava fina	1.06- 1.25	0.64- 0.69	51-55	39-41	1.29- 1.18	1.62- 1.57
Arena uniforme, de subredondeada a angulosa	0.72- 1.15	0.37- 0.60	42-53	27-37	1.54- 1.23	1.93- 1.66
Arena media bien graduada	0.85- 1.27	0.35- 0.39	46-56	26-28	1.43- 1.17	1.96- 1.91
Arena gruesa bien graduada	0.79- 0.82	0.30- 0.39	44-45	23-26	1.48- 1.46	2.04- 1.96
Grava uniforme re- dondeada	0.79	0.51	44	34	1.55	1.84

ESTRUCTURACION .

Conviene decir que un suelo no es un mero agregado desprovisto de organización, al contrario sus partículas se disponen en forma organizada, según leyes fijas y acción de fuerzas naturales susceptibles de análisis.

En suelos formados por partículas relativamente grandes (gravas y arenas) las fuerzas que intervienen para formar la estructura y sus efectos son relativamente simples de clasificar, por lo que no hay discusión respecto al mecanismo de estructuración que es verificable a simple vista :

Se tiene tradicionalmente estructuras:

simples
panaloides
floculentas

y se agregan modificaciones modernas como:

estructuras compuestas
estruct. en castillo de naipes.
estruct. dispersa.

Estructura simple: producida cuando las fuerzas debidas al campo gravitacional terrestre son claramente predominantes en la disposición de las partículas, es por lo tanto típica de suelos de grano grueso (grava y arenas limpias) de masa comparativamente importante. Las partículas se disponen apoyándose directamente unas con otras y cada partícula posee varios puntos de apoyo. El comportamiento de una estructura simple (mecánico e hidráulico) queda definido por la compacidad del manto y la orientación de sus partículas. Esta estructura es la típica de las arenas.

Estructura panaloide: estructura que se considera típica en granos de pequeño tamaño que se depositan en un medio continuo (agua y aire). Si la partícula antes de llegar al fondo del depósito, toca a otra partícula ya depositada, la fuerza de adherencia (fuerzas superficiales) desarrollada entre ambas, puede neutralizar al peso, haciendo que la partícula quede detenida antes de complementar su trayectoria. Este proceso puede continuarse hasta formarse una célula, con cantidad importante de vacíos, semejando un panal.

Estructura floculenta: Se realiza cuando al sedimentarse, dos partículas de diámetros menores de 0.02 mm llegan a tocarse, y se adhieren con fuerza, complementando el proceso de sedimentación juntas. Si este proceso es repetitivo, se forman grumos, semejando una estructura en forma de panal, pero a diferencia de la est. panaloide, es una estructura blanda y suelta, con gran volumen de vacíos. Conforme aumenta el peso debido a la sedimentación continua, las capas inferiores expulsan agua y se consolidan más.

Durante este proceso, las partículas y grumos se acercan entre sí y es posible que esta estructuración tan poco firme en un principio, alcance resistencias de importancia.

Estructura compuesta : Ya que las estructuras antes mencionadas no se encuentran puras en la naturaleza, salvo raras excepciones. Lo común es encontrar un esqueleto constituido por granos gruesos y masas coloidales de flóculos que dan unión a la masa de suelo.

Estructura en castillo de naipes : Sugerida para una forma laminar típica de minerales en suelos finos. Algunos investigadores como Goldsmith y Lambe, han propuesto esta estructura para las arcillas.

PERMEABILIDAD .

La compresión de la arena se rige por leyes que en ciertos aspectos no son diferentes de las de las arcillas, ya que las curvas edométricas son de la misma forma en unos y otros materiales. Pero las diferencias esenciales son:

- 1.- La película de agua absorbida tiene en arenas una importancia pequeña, ya que su espesor es nulo con relación a las dimensiones de sus partículas. La compresión de las arenas se debe casi exclusivamente a reajustes (reacomodo o rotura) de sus partículas. Por lo que los asentamientos de arena en un estrato son irreversibles en mayor grado que en arcillas y en magnitud mucho menores.
- 2.- La permeabilidad de las arenas es muy grande con relación a las arcillas, por lo que los fenómenos de consolidación primaria tienen una influencia mucho menor. Los asentamientos de arena se manifiestan muy rápidamente y las presiones neutras son mucho menos importantes. Generalmente estos asentamientos se producen en la etapa de construcción.
- 3.- La arena es muy sensible a impactos (choques y vibraciones) , ya que provocan reajustes (reacomodo o rotura) de partículas y aumento de compacidad.

GRANULOMETRIA .

Proceso por medio del cual se separan los diversos tamaños de las partículas que constituyen el suelo en estudio y en el que se indica por medio de una curva, que tan bien o mal graduado está éste. Por medio de cribado de mallas, se realiza esta separación. Además de clasificarlo siguiendo el criterio del mayor porcentaje de partículas de un tamaño que tenga.

Esta distribución granulométrica se efectúa por medio de mallas estandar, de las que pondremos algunas, de las usadas por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (antes S.O.P.)

No.	Abertura
4	4.76
10	2.0
20	0.84
40	0.42
60	0.25
100	0.149
140	0.105
200	0.074

(del U.S. Boureau of Standars)

La representación de la distribución granulométrica debe hacerse preferentemente en gráficas que en tablas.

La gráfica granulométrica se dibuja con porcentajes como ordenadas y tamaño de partículas como abscisas, en escala semilogarítmica. (abscisas en logarítmica, ordenadas en decimal).

Solamente en suelos gruesos, cuya granulometria puede determinarse por mallas, la distribución por tamaños puede revelar algo de lo referente a las propiedades físicas del material.

Una curva con tendencia a línea vertical indica partículas de un sólo tamaño y una curva tendida indica un suelo bien graduado.

Un *suelo bien graduado* es el que tiene una composición granulométrica que se extiende sobre un campo muy amplio de tamaño de partículas sin un exceso ni defecto marcado de tamaño particular. Son aquellos suelos que tienen gran variedad de tamaños de partículas, sin denotar más volumen de algún tamaño en particular. Su curva granulométrica se extiende en el rango de 6 mm a 0.074 mm aproximadamente.

Un *suelo mal graduado* es un suelo que tiene una composición granulométrica con exceso de algunos tamaños particulares y ausencia de otros. Son aquellos suelos que tienen un porcentaje mayoritario de algún tamaño de partículas, lo cual se denota a simple vista. Por lo mismo, carecen de otros tamaños de partículas, y su curva granulométrica es con tendencia vertical, ya que están en un rango muy definido. Se les llama también suelos uniformes.

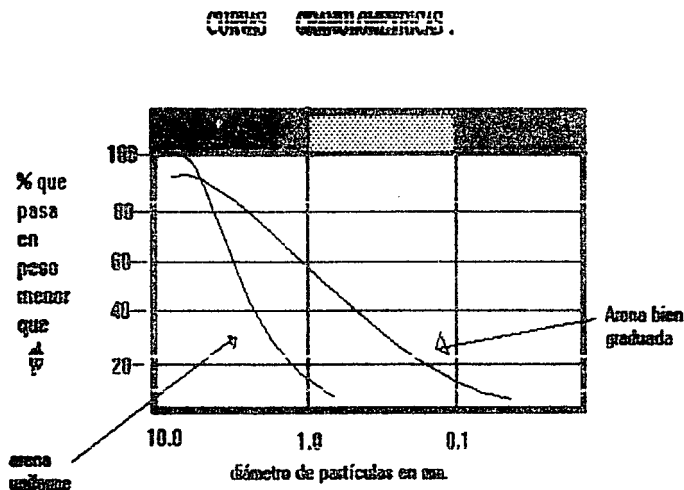


Figura 3.3

La diferencia de criterio entre diversas clasificaciones que se emplean simultáneamente hace suponer que todas ellas tienen algo de arbitrario; en el caso de la arena, las divisiones de fracciones de la arena no responden a una realidad concreta, ya que no hay una distinción definida entre las propiedades de arenas gruesas y finas.

En relación a la curva granulométrica, como una medida de uniformidad en el suelo, se tiene un coeficiente de uniformidad (Allen Hazen).

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

donde :

D_{60} es el tamaño que el 60% de peso del suelo sea igual o menor

D_{10} es el tamaño que el 10% de peso del suelo sea igual o menor.

Su relación es un coeficiente de no uniformidad, decrece cuando la uniformidad aumenta, y se designa como C_u . Si $C_u < 3$ quiere decir que es muy uniforme, si $C_u = 10$, corresponde a un suelo de granulometría muy extendida. Las arenas están por lo regular en un rango de valores de : $2 < C_u < 3$. Ya que una arena es un suelo regularmente uniforme .

El coeficiente de curvatura del suelo se define como:

$$C_u = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}}$$

y tiene un valor entre 1 y 3 para suelos bien graduados, con amplio margen de tamaños de partículas y cantidades apreciables de cada tamaño intermedio.

Estos coeficientes identifican un suelo, de manera cualitativa, es decir, tipifican al suelo para su mejor estudio, teniendo por su clasificación y coeficientes una variedad de problemas y cualidades de suelos en iguales o

semejantes condiciones. Por lo que se pueden estimar ciertos resultados del mismo.

ANGULOSIDAD DE LAS PARTICULAS .

Podría esperarse que las partículas angulosas encajen más perfectamente que las redondeadas, y por tanto, las arenas formadas por partículas angulosas tendrían un mayor ángulo de fricción. Si con estos datos analizamos los resultados de las pruebas hechas por Lambe (1972), comprobamos esta hipótesis.

INFLUENCIA DE LA ANGULOSIDAD Y DE LA GRANULOMETRIA SOBRE EL ANGULO DE FRICCION MAXIMO.

Forma y granulometría	Suelto	Compacta
Redondeada , uniforme	30°	37°
Redondeada, bien graduada	34°	40°
Angulosa, uniforme	35°	43°
Angulosa, bien graduada	39°	45°

Incluso cuando una arena se deforma hasta su estado final, de manera que no se produce posterior variación de volumen y alcanza un estado suelto, la arena con partículas angulosas tiene un mayor ángulo de fricción , ya que tiene un mayor agarre entre partículas, es decir, existe una mayor fricción ya que estas formas particulares de granos se traban entre si.

Respecto a los diferentes tamaños de las partículas, estas influyen en la deformación del suelo de la siguiente manera: la influencia de la mayor trabazón inicial en la arena de partículas más gruesas viene compensada por el mayor grado de rotura y fracturación de las partículas más grandes debido a la mayor fuerza por contacto. Esto se da debido a una clara concentración de esfuerzos en los puntos de contacto de los granos en la arena.

Para energías de compactación comparables, la arena mejor graduada tiene una menor relación de huecos inicial y un ángulo de fricción más

grande. Resulta claro que una mejor distribución de los tamaños de las partículas produce una mejor trabazón y acomodamiento .

Un suelo bien graduado experimenta menos roturas que un suelo uniforme ya que en el primero existen muchos contactos entre partículas y la carga por contacto es, por lo tanto, menor que en un suelo uniforme.

COMPARACION ENTRE ARENAS Y ARCILLAS.
Para un caso particular y una misma carga.

ARENAS	ARCILLAS
Volumen de huecos, 50% del volumen total como máximo.	Volumen de huecos hasta del 98% del volumen total.
No se retrae al secarse	Se contrae al secarse
Cohesión despreciable , si es una arena limpia y seca	Tiene una cohesión muy marcada según el % de humedad.
No es plástica	Es plástica.
Si se aplica una carga en su superficie se comprime casi instantáneamente sin no se alcanza el nivel de esfuerzo de rotura de los granos.	Si se aplica una carga en su superficie se comprime muy lentamente.
Mucho menos compresible que la arcilla	Muy compresible en % del volumen.

ALTERABILIDAD.

Propiedad de disminuir la resistencia al corte de un suelo con el tiempo, bajo la acción del intemperismo, por ejemplo, las gravas y las arenas obtenidas de lutitas suaves pueden generar arcillas, el tezontle no tiene la misma dureza que una grava triturada de basalto.

CLASIFICACION DE LOS SUELOS.

SUELOS GRUESOS.

El suelo es una mezcla de varios materiales, esto es que la arena, la arcilla y el limo, rara vez son un suelo puro. Generalmente son fracciones de un suelo, fracciones granulométricas. Para poder clasificarlos se toma en cuenta el tamaño de las partículas que lo conforman.

En suelos gruesos el comportamiento mecánico e hidráulico está principalmente definido por la compacidad de los granos y su orientación, características que se pierden por la misma manera de realizarse, la prueba granulométrica, por lo que en los resultados finales no se pueden interpretar estas propiedades.

Tomando en cuenta el tamaño de los granos, los suelos tienen varias clasificaciones, la más usada en México es el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, el cual se describe a continuación :

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS. SUCS.

Este sistema divide los suelos en suelos gruesos y suelos finos, distinguiendo ambos por el cribado del mismo a través de la malla 200.

Suelos gruesos : más del 50 % de sus partículas en peso quedo retenida por la malla 200.

Suelos finos : más del 50% de sus partículas en peso pasa por la malla 200.

Los suelos se designan en esta clasificación por dos letras mayúsculas, la 1a letra indica el grupo principal al que pertenece el suelo y la 2a. las subdivisiones del mismo grupo.

Suelos gruesos .

a) Gravas y suelos que predominan en éstas . Símbolo : G
Si más del 50% de su fracción retenida en la malla 200, no pasa la malla 4.

b) Arenas y suelos arenosos. Símbolo : S
Si más del 50% de su fracción retenida en la malla 200 pasa la malla 4

Los dos grupos del suelo de grano grueso se subdividen cada uno en cuatro subgrupos :

Subgrupos de los suelos de grano grueso	Sufijo
Bien graduado, sin finos o pocos finos	W (Well Graded)
Mal graduado, sin finos o pocos finos	P (Poorly graded)
Material grueso con aglomerante arcilloso	C (Clay binder)
Material grueso con aglomerante limoso	M (Mo binder)

Grava y arena .- Para identificar los grupos y subgrupos se hace por granulometrías, se dice que es arena si más del 50% de la fracción gruesa (retenida en la malla 200) pasa la malla 4 (2.5 mm) y grava si más del 50% de su fracción gruesa (retenida en la malla 200) no pasa la malla No. 4 .

Los subgrupos que se forman son los siguientes :

GW	SW
GP	SP
GM	SM
GC	SC

Como el presente trabajo se refiere a las arenas, son a éstas a las que daremos más atención. Los demás subgrupos sólo los mencionaremos.

Grupo SW .- *Arena bien graduada*, sin finos o con pocos finos de pequeña plasticidad (menos del 5% pasa la malla 200) . Estos suelos tienen una gran permeabilidad y no son plásticos. $C_u > 6$ y $1 < C_c < 3$

Grupo SP .- Arenas con menos del 5% que pasen por la malla 200 , la curva granulométrica no cumple $1 < C_c < 3$. *Aquí están las arenas muy uniformes.*

Grupo SM y SC .- Son arenas con más del 12% de finos que pasan la malla 200 con plasticidad del limo o la arcilla que contienen. No importa que tan bien o mal graduados estén, pues son más importantes las características del aglomerante plástico.

Si se tienen arenas con finos comprendidos entre el 5 y el 12% , son considerados como casos intermedios y se designan con símbolos dobles, a manera de ejemplo: SW-SM , así como aquellos suelos que contienen menos del 5% de finos pero que son muy plásticos confiriendo toda esta plasticidad al suelo o haciendo impermeable el conjunto del mismo.

Suelos finos.

Se subdividen en tres subgrupos:

Limos orgánicos	M	(del sueco Mo y mjala)
Arcillas inorgánicas	C	(Clay)
Limos y arcillas orgánicas	O	(Organic)

Cada uno de estos tres tipos de suelo se suelen subdividir , según su límite líquido en dos grupos.

Si el suelo es menor del 50% en su límite líquido, es decir si son suelos de baja o media compresibilidad , se añade el símbolo L , (low compressibility). Obteniéndose los subgrupos :

ML
CL
OL

Los suelos finos con limite liquido mayor del 50% o sea de alta compresibilidad, llevan después del simbolo genérico la letra H, (high compressibility) formando los grupos:

MH
CH
OH

además de acuerdo a las normas SCT si $LL < 100\%$ entonces son:

MH1
CH1
OH1

en cambio si $LL > 100\%$ entonces se denominan :

MH2
CH2
OH2

y son suelos de mayor compresibilidad y menor resistencia.

Las letras L y H no se refieren a baja o alta plasticidad, pues esta propiedad del suelo , se expresa en función de dos parámetros (limite liquido e indice plástico) , mientras que en esta clasificación sólo interviene el valor del limite liquido. Por lo tanto la compresibilidad de un suelo es una función directa del limite liquido ya que, un suelo es más compresible mientras mayor sea su limite liquido.

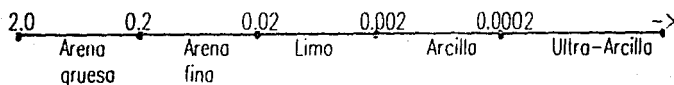
A continuación se ponen otras dos clasificaciones utilizadas, pero con menos frecuencia :

Clasificación según Kopeky.

MATERIAL	CARACTERISTICA	TAMAÑO
		mm
Piedra o fragmentos		> 70 mm

Grava	gruesa	30-70
	media	5-30
	fin	2-5
Arena	Grueso	1-2
	media	0.2-1
	fin	0.1-0.2
Polvo	grueso	0.05-0.1
	fin	0.02-0.05
limo	grueso	0.006-0.02
	fin	0.002-0.006
Arcilla	gruesa	0.0006-0.002
	fin	0.0002-0.0006
ultra-arcilla	-----	0.00002-0.0002

Clasificación internacional.



RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.

Existen varios factores que influyen sobre la resistencia al corte de un suelo determinado : la relación de vacíos, la presión de confinamiento, la velocidad de la carga, la presión de poro, etc

Pero aun para la misma presión de confinamiento y relación de vacíos, existen factores que hacen que la resistencia de un suelo difiera de la de otro: el tamaño, la forma y la granulometría de las partículas que constituyen el suelo.

Un cuerpo sujeto a su propio peso W , origina sobre el plano $A-A'$ una fuerza P para que propicia el deslizamiento sobre una superficie rugosa, se requiere una fuerza F necesaria para mantenerlo en equilibrio y que esta dada por :

$$F = \mu N$$

Siendo μ el coeficiente de fricción que existe entre las superficies de contacto, tal y como se muestra en la figura siguiente:

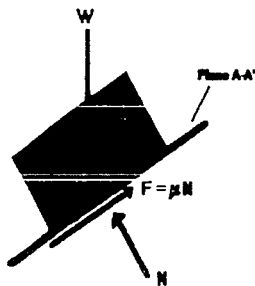


Figura 3.4

Si suponemos que los suelos fallan por esfuerzo cortante a lo largo de planos de deslizamiento y que, esencialmente, el mismo mecanismo que se presentó en la figura anterior rige la resistencia al esfuerzo cortante de ciertos tipos de suelos, podemos entonces considerar el modelo anterior como sigue:

* una masa de suelo y un plano potencial de falla del suelo ($A-A'$) en el cual se genera un esfuerzo cortante máximo susceptible de equilibrio.

Este esfuerzo cortante máximo es contrarrestado por la resistencia al esfuerzo cortante del suelo por unidad de área (s) en ese plano. Es decir

$$s = \frac{F}{A}$$

Y al igual que F , la resistencia al esfuerzo cortante es proporcional al valor de la presión normal, N , en el plano A-A' (), teniendo las siguientes relaciones:

$$F = \mu N$$

$$\mu = \tan \phi \quad \text{por lo que} \quad F = N \tan \phi$$

la presión normal $\sigma = \frac{P}{A}$

y si $S = \frac{F}{A}$ entonces $S = \frac{P}{A} \tan \phi$

y sustituyendo: $S = \sigma \tan \phi$

donde la constante de proporcionalidad entre S y σ es: $\tan \phi$, y es lo que llamamos ángulo de fricción interna, la cual es una constante del material

Los suelos que siguen esta ecuación, deben cumplir que para $\phi = 0$ la resistencia debe ser $S = 0$. Por ejemplo una muestra de arena seca y suelta que se tenga entre las manos cumple estas condiciones y no cohesivos.

Los suelos cohesivos, es decir los que no cumplen estas condiciones, sino que tienen otras fuerzas que actúan dentro de la masa del suelo, se les asignó otra constante: c (cohesión) teniendo así:

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

Si consideramos que la presión normal no es la presión efectiva que actúa en la resistencia al esfuerzo cortante, y sustituimos a ésta por la presión efectiva dada por la siguiente ecuación:

$$\sigma_{\text{efect.}} = \sigma - u_n$$

(ecuación establecida por Terzaghi en 1925)

tendremos la siguiente relación :

$$S = c + (\sigma - u_n) \tan \phi \quad \text{para suelos cohesivos}$$

$$S = (\sigma - u_n) \tan \phi \quad \text{para suelos friccionantes.}$$

Esta es la ecuación que en este trabajo se ocupará debido a que la arena es un suelo friccionante.

El suelo granular tiene fricción, la resistencia al deslizamiento en cada punto de contacto es proporcional a la fuerza normal en dicho contacto y por lo tanto la resistencia total aumenta con la presión de confinamiento con tal que no se llegue a la rotura de granos. También el acomodo de las partículas (trabazón) contribuye a la resistencia en general.

El efecto por trabazón disminuye al aumentar la presión de confinamiento ya que los partículas si no son resistentes se aplastan en los puntos de contacto, se rompen los bordos agudos y las partículas se parten. Incluso aunque estos efectos den lugar a una probeta más compacta, facilitan el que se produzcan deformaciones de corte.

ENSAYES TRIAXIALES CON ARENAS.

La resistencia de una arena limpia es proporcional a la componente normal de la resultante que actúa sobre la superficie de corte considerada.

Si la arena no contiene ningún material que cimente sus granos, se considera arena limpia, caso el cual tomaremos como ejemplo. Entonces el rozamiento bajo presión nula será prácticamente inexistente.

La falla se produce siempre que en la circunferencia de tensiones exista algún punto en el que la razón del esfuerzo tangencial al normal, es decir, de la ordenada a la abscisa, llega a igualar a la tangente del ángulo de fricción interna . El lugar geomérico de estos puntos se compone de dos semirectas que pasan por el origen y forman con el eje de abscisas un ángulo de . El plano de deslizamiento forma en cada caso un ángulo igual a $45^\circ - \phi/2$ con la tensión principal máxima.

Sin embargo si bien en una determinada probeta de arena la resistencia al esfuerzo cortante es proporcional a la presión normal, esta resistencia no es la misma para diversas probetas de la misma arena, aún cuando esten sometidas a la misma presión normal. Esto se debe a que la resistencia al esfuerzo cortante de la arena no depende solamente del

rozamiento entre los granos, sino también de las posibilidades de movimiento que éstos tengan por su colocación entre las partículas circundantes.

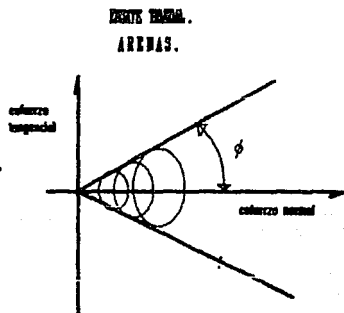


Figura 3.5

Si la arena está floja, los granos que forman estructuras tales como castillos de naipes, encuentran gran facilidad para moverse, incluso algunos de ellos pueden hacerlo rodando sobre otros, sin desarrollar rozamiento alguno.

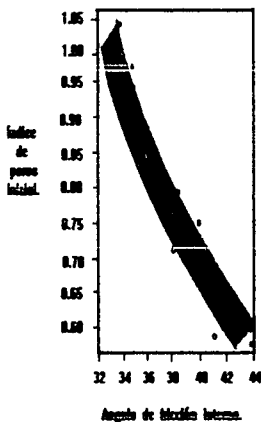
En una muestra densa de arena, las partículas se hallan encajadas unas en otras, en posiciones estables, y los esfuerzos necesarios para desalojarlas de ellas se suman a los destinados a vencer el rozamiento entre partículas.

Terzaghi en " Soils Mechanics in Engineering practice " nos da los siguientes valores típicos:

VALORES TÍPICOS DE ϕ

	Arena de partículas redondeadas, de repartición granulométrica estrecha	Arena de partículas angulosas de granulometría extensamente repartido
Suelta	28.5 °	34.0 °
Densa	35.0 °	46.0 °

Y también Casagrande y Watson hallan una relación $\phi - e_s$ que grafican de la siguiente manera:



Variación de $\phi - e_s$ en una misma arena

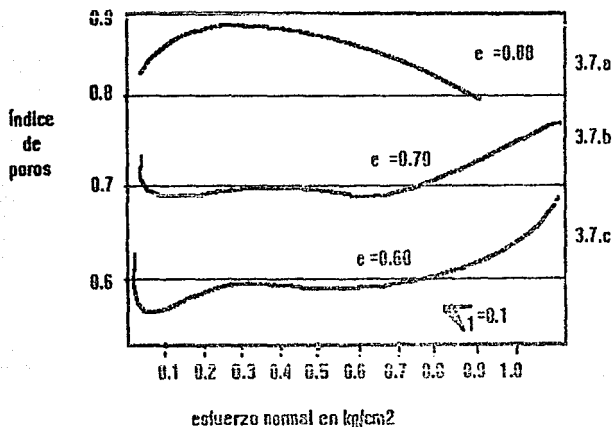
Figura 3.6

Las arenas sueltas sufren una disminución de volumen bajo la acción de un esfuerzo cortante, ya que este produce reajustes entre sus partículas, mientras que en arenas densas las partículas entrelazadas deben

salir de sus alojamientos para que el deslizamiento sea posible. Es entonces cuando el esfuerzo cortante produce un aumento de volumen de estas arenas, se dice que tienen dilatación positiva. Y en arenas flojas que disminuye su volumen se llama dilatación negativa. Este fenómeno se puede representar graficando esfuerzos normales contra relación de vacíos (índice de poros), tomando en cuenta que la probeta aún no ha llegado a la falla. La gráfica se muestra en la siguiente página, y se puede observar lo siguiente:

En la gráfica 3.7.a aumentó la relación de vacíos, ya que hubo una dilatación positiva, aumento el volumen, a partir de un cierto punto que corresponde a la falla plástica de la muestra.

En arenas densas la resistencia es mucho mayor que en arenas en estado natural o suelto, al iniciarse el movimiento, para disminuir una vez establecido éste. En las gráficas 3.7.b y 3.7.c, disminuye la relación de vacíos, ya que esta arena está en estado suelto y disminuye su volumen conforme se le aplica una presión normal.



VARIACION DE e_0 DE DIVERSAS PROBETAS DE LA MISMA ARENA PERO CON UNO DISTINTO, PARA LA ROTURA POR COMPRESION TRIAXIAL

Figura 3.7

El aumento de compacidad de las arenas sueltas, al aplicar los esfuerzos cortantes se traduce en un aumento progresivo de su resistencia a estos mismos esfuerzos, durante la fluición hasta llegar al equilibrio. Esto es, si se tiene una muestra de arena densa y otra muestra de la misma arena suelta, se tendrá la siguiente relación :

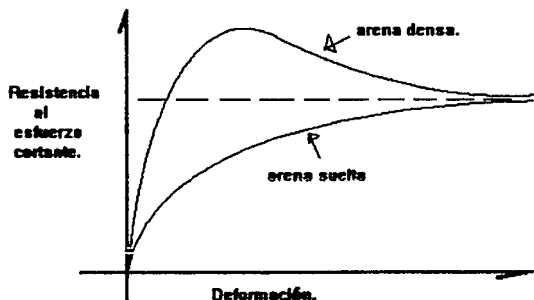


Figura 3.8

Analizando la figura 3.8, se puede afirmar lo siguiente : A mayor resistencia del material granular, se tiene un comportamiento frágil, es decir el material falla con una deformación pequeña, por lo que se debe cuidar este aspecto al determinar la resistencia al esfuerzo cortante de diseño.

Una arena suelta permite en general mayor deformación antes de llegar a la falla, es decir tiene un comportamiento plástico.

PRUEBAS DE COMPRESION TRIAXIAL EN ARENAS.

El valor de la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo es un dato esencial para la resolución de los problemas de capacidad de carga, empujes y deformaciones. Las pruebas que determinan los parámetros de la resistencia al esfuerzo cortante (ϕ , c) son:

- el ensaye triaxial.
- corte directo.
- corte por torsión.

Las probetas que se emplean en estos ensayos, se obtienen labrando muestras inalteradas o se fabrican en el laboratorio por medio de un procedimiento establecido de antemano. Generalmente las dimensiones de éstas quedan comprendidas entre 7 y 3.5 cm de diámetro y de 20 a 9 cm de altura, con el fin de no rebasar su relación de esbeltez y que no tengan flexión.

Debido a que el objetivo de esta tesis es investigar el fenómeno de histéresis en arenas, la prueba de interés es el ensayo triaxial, a la cual en lo sucesivo me referiré.

ENSAYE TRIAXIAL. -

Las pruebas de compresión triaxial son mucho más exactas que las de corte directo, lo cual ha hecho que en la actualidad sean las más usadas en laboratorio para determinar las características de esfuerzo-deformación y resistencia de los suelos.

Teóricamente son pruebas en que se podrían variar a voluntad las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre un espécimen de suelo, efectuando mediciones sobre sus características mecánicas en forma completa. Las pruebas reales, hechas en laboratorio, se hacen buscando sencillez en su realización, teniendo los esfuerzos en dos direcciones de igual magnitud.

Los especímenes son usualmente cilíndricos, y están sujetos a presiones laterales dadas por un líquido, generalmente agua, del cual se protegen con una membrana impermeable. Para lograr el confinamiento, la muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica y hermética, de lucita, con bases metálicas. Las bases contienen piedras porosas, y se controla la presión del agua. La carga axial se transmite por un vástago que atraviesa la base superior de la cámara.

Las pruebas triaxiales pueden clasificarse en dos grupos: de compresión y de extensión. Una prueba de compresión puede tener varias modalidades en laboratorio. La dimensión axial se puede disminuir por aumento de carga axial o por disminución del esfuerzo lateral manteniendo constante el

esfuerzo axial o también aumentando la presión axial y disminuyendo la lateral al mismo tiempo.

Es usual llamar σ_1 , σ_2 , σ_3 , a los esfuerzos principales mayor, intermedio, y mínimo. En una prueba de compresión la presión axial siempre es el esfuerzo principal mayor: σ_1 , los esfuerzos intermedio y menor son iguales ($\sigma_2 = \sigma_3$) y quedan dados por la presión lateral o de confinamiento.

PRUEBAS DE COMPRESION TRIAXIAL AL VACIO EN ARENAS.-

En las arenas limpias se presenta el problema de no poder labrar la muestra, ya que se desmorona el material. Se trabaja entonces con muestras alteradas secas y/o húmedas usando la prueba al vacío.

En la *prueba triaxial al vacío en arenas* se determinan las características esfuerzo-deformación y resistencia de una arena sujeta a esfuerzos cortantes, producidos al variar los esfuerzos principales que actúan en un espécimen cilíndrico de arena. Los esfuerzos principales menor e intermedio (que son iguales) se generan aplicando un vacío en la arena.

La prueba no requiere de un equipo especial complicado. La muestra será de unos 3.5 cm de lado de base y 9.0 cm de longitud (el mismo que la muestra normal).

Procedimiento:

Sabiendo el ρ de la arena y el volumen del cilindro que servirá de molde para labrar la muestra, se puede sacar el peso necesario para rellenar dicha muestra, de la siguiente manera:

$$W = \rho \times \text{Vol. cilindro.}$$

Calculando así el peso que se necesita verter en el cilindro. Se seca una muestra de la arena y se pesa.

Se coloca en el molde cilíndrico (Harvard miniatura) una membrana de hule de forma cilíndrica, y se procede a extraer el aire existente

entre la membrana y las paredes del molde cilíndrico por medio de vacío, provocando así una adherencia total entre membrana y molde.

Se procede a saturar la muestra de arena seca. Se llena el molde preparado con la arena pesada (W), por capas, compactando cada capa con un pisón desde una altura de 7.5 cm, aumentando el número de golpes en cada capa sucesiva, dando el primer golpe y el último en el centro, siendo 10 el número de capas recomendado, y 100 el número de golpes para compactar la muestra total. Los espesores de las capas deben ser uniformes. Para obtener una compacidad relativa uniforme en todo el espécimen es preciso aumentar el número de golpes por capa, según vaya aumentando el espesor de la muestra. Una secuencia puede ser : 5 , 7 , 7 , 9 , 9 , 11 , 11 , 13 , 13 , 15 golpes por capa.

La última capa se enrasa a nivel del molde, y se coloca un cabezal al espécimen, el cual también va dentro de la membrana de hule. Toda la arena que se calculó (W) debe entrar en el molde, teniendo al enrasar sólo mínimo desperdicio. Se pesa la arena que sobra, debiendo ser menos del 1% del peso calculado W .

Se conecta la base a un tubo que contenga agua, y que este nivel de agua dado por el tubo esté abajo del nivel de base del molde, provocando así por diferencia de presiones que se mantenga erguida la muestra. He aquí la razón de saturar la muestra al preparar el molde. Se quita entonces el molde. Se toman dos medidas de cada uno de los diámetros extremos y central, así como la altura de la muestra. Hay que tener cuidado que al transportar la muestra al marco triaxial, se tenga siempre esta diferencia de presiones.

Se coloca en la báscula de carga la muestra, y se procede como en una prueba de compresión triaxial rápida. Se toman las lecturas con un micrómetro, durante la prueba. Se anotan asimismo los valores de presión confinante (σ_3), dado que el objeto es analizar la resistencia de la arena sujeta a cargas cíclicas antes de llegar a la falla, se determinan en primer lugar los esfuerzos que llevan a la falla a la muestra. Posteriormente no se carga hasta la falla.

Se descarga la muestra, hasta llegar a las condiciones iniciales y se miden las deformaciones. Se vuelve a cargar la muestra,

completando varios ciclos de carga-descarga, y se carga finalmente hasta la falla.

Cuando llegue a la falla, se hace cesar la acción de la presión del agua (presión confinante), y se mide el espesor de la muestra usada.

Es necesario tener mucho cuidado al extraer el aire entre la membrana y las paredes del molde, pues se pueden tener errores por fallas en el sistema de vacío. Así mismo, al compactar la muestra debe cuidarse que el martillo sea soltado a la misma altura para dar la misma energía de compactación, de lo contrario se tienen errores por compactación. Y también se debe medir con un vernier para minimizar falsas mediciones obteniendo una falsa área corregida. Al colocar la muestra en el marco de la cámara triaxial, se debe tener cuidado que la muestra esté perfectamente vertical y centrada por el vástago, de lo contrario se tendrán errores por excentricidad de cargas, por inclinación del cabezal. Así mismo se deben tener membranas de hule que sean resistentes, es decir del material más grueso posible, ya que la arena al ser compactada la muestra puede rasgar dicha membrana provocando errores por efecto confinante de la membrana de hule.

Se dibuja en una gráfica, el esfuerzo desviador ($\sigma_1 - \sigma_3$) contra la deformación axial y lateral. Se traza el círculo de Mohr correspondiente a la condición de falla.

La esencia de la prueba consiste en aplicar el esfuerzo lateral s_c por medio de un vacío o diferencia de presiones, que se comunica a una muestra de arena, previamente envuelta en una membrana de hule, este vacío o diferencia de presiones cumple también la misión de proporcionar soporte a la arena impidiendo que se derrumbe.

El hecho de que la prueba haya de ser efectuada en muestras alteradas no le resta mucho valor práctico a sus conclusiones en lo que se refiere a las aplicaciones, pues las características de esfuerzo-deformación y resistencia de una arena natural pueden considerarse sensiblemente iguales a las de una muestra alterada en la cual se hayan reproducido las condiciones de compactación relativa del campo.

Por otra parte, la prueba da buena idea del comportamiento mecánico de arenas saturadas, similar al de las secas, siempre que se considere la presión efectiva como la presión actuante.

Si la arena posee algo de cementación natural, es posible someterlo a pruebas triaxiales convencionales.

RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LAS ARENAS.

Considerando los mecanismos de fricción mecánica (fuerzas normales en un cuerpo, fuerzas de fricción etc) actuando en los puntos de contacto, cuanto mayores sean las partículas, menos serán los puntos de contacto y por lo mismo mayores serán las concentraciones en éstos. Análogamente, los puntos de contacto aumentan con la mejor distribución granulométrica. Las presiones de los puntos de contacto cobran importancia si se relacionan con la resistencia individual de los granos del material, ya que bajo estas solicitaciones pueden llegar a deformarse o incluso romperse.

La resistencia al esfuerzo cortante de una masa de suelo puramente friccionante, como es considerada la arena, depende de las siguientes características del propio material:

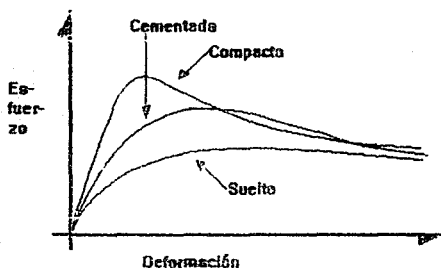
- Compacidad
- Forma de los granos
- Distribución granulométrica
- Resistencia individual de las partículas
- Tamaño de las partículas.
- Presión de poro.
- Alterabilidad

Y hay que considerar dos factores externos: los niveles de esfuerzo y el tipo de prueba que se realice. Los cuales dependen de como se hace llegar el material a la falla.

Si se aplicara a una misma arena en condiciones diferentes: arena suelta, arena compacta y arena cementada, la misma prueba (prueba directa de esfuerzo cortante,) con las mismas solicitaciones (igual presión

vertical, aplicándose esfuerzos de bajo nivel) se tendrían las siguientes gráficas , representadas en la figura 3.9

En el caso de la arena suelta, la gráfica esfuerzo-deformación es del tipo de falla plástica, en la que al aumentar el esfuerzo, la deformación crece, tendiendo el mismo a un valor limite que se conserva aunque la deformación siga creciendo hasta valores muy grandes. En la arena suelta, cuando tiende a ocurrir un desplazamiento a lo largo de un plano interno en la masa, las partículas no se traban entre si , ni se bloquean , por lo que la resistencia que se opone a la deformación es sólo fricción. La deformación por esfuerzo cortante produce un mejor acomodo de las partículas, lo cual provoca una disminución de volumen, el cual tiende a un valor constante, cuando el esfuerzo también llega a ser constante.



GRAFICAS ESFUERZO-DEFORMACION PARA DIVERSOS ESTADOS DE ARENA PARA UNA MISMA PRESION NORMAL.

Figura 3.9

En el caso de la arena compacta, el tipo de falla es frágil, cuando el esfuerzo llega a un máximo , disminuye si la deformación aumenta. El esfuerzo máximo en la arena compacta es mayor que en la arena suelta, pero al crecer la deformación, el valor último tiende a ser el mismo en los dos casos analizados. La resistencia que se opone a la deformación no sólo corresponde a fricción, sino también a todo un conjunto de efectos debidos a la trabazón de granos entre si (encaje) que bloquea toda tendencia al movimiento relativo entre ellos.

En el caso de la arena cementada, se observa un comportamiento frágil, con disminución rápida del esfuerzo a partir del valor máximo, al crecer la deformación. También como en los dos casos anteriores, al crecer la deformación, se llega a valores de esfuerzos muy semejantes que en los casos anteriores.

La deformación por esfuerzo cortante en arenas compactas, produce estructuras más sueltas que la original por lo que el volumen de la arena crece. Esto ocurre porque los granos que estaban originalmente bien acomodados (arena compacta) han de moverse sobre las partículas contiguas y relativamente a ellos para que haya deformación. Este aumento de volumen continúa aún después de la resistencia máxima y tiende a un valor constante cuando la resistencia ha alcanzado su valor último, menor que el máximo. Por lo que si se establece la relación: resistencia máxima vs resistencia última, en la arena compacta es mayor que 1.

Si la resistencia de las partículas es baja, debido al mayor grado de rotura de los granos, entonces esta relación disminuye. Si la magnitud de esfuerzos aplicados sube, la relación de las resistencias máxima o última baja, aunque ahora esta última será mayor, correspondiendo al mayor nivel de esfuerzos. Esta disminución de resistencia es lo que produce que la línea de resistencia para una arena compacta sea una curva cóncava hacia abajo, de tal manera que al elevarse el nivel de esfuerzos, la curva tienda a la recta de la arena suelta.

Esto ocurre cuando, debido al alto nivel de esfuerzos, el efecto de trabazón entre partículas (encaje) es ineficiente por deformación y principalmente rotura de los granos al tratar de deformarse.

Si dejamos constantes todos los factores que afectan a la resistencia al esfuerzo cortante, excepto el tamaño de partículas y la distribución granulométrica, la relación de las resistencias máxima o última decrece al aumentar el tamaño de las partículas y decrece igualmente al tener un material más uniforme en la dimensión de sus partículas.

Si variamos la forma de los granos, dejando constantes todos los demás factores, la deformabilidad decrece y la resistencia crece de una forma redonda a una forma angulosa.

Si graficamos las líneas de resistencia para una arena en los tres estados que se han analizado se tendrá:

En una arena suelta, una recta que pasa por el origen:

$$s = \sigma \tan \phi_s$$

donde ϕ_s es el ángulo de fricción interna de la arena en estado suelto.

En una arena compacta, para fines prácticos

$$s = \sigma \tan \phi_c$$

donde ϕ_c es el ángulo de fricción interna de la arena en estado compacto.

En el caso de una arena cementada, la ley práctica de resistencia es

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

donde c y ϕ son únicamente parámetros de cálculo, que varían con el nivel de esfuerzos y con el intervalo de presiones considerado.

IV. - INTERPRETACION DE RESULTADOS.

IV.1 - Descripción de pruebas.

En este capítulo comentaré los resultados de las pruebas de laboratorio que realicé a la arena de Huatulco, Bahía de Santa Cruz. Y también daré una interpretación de dichos resultados.

Con las pruebas realizadas a la arena de Huatulco se determinó lo siguiente:

- Granulometría.
- Humedad natural
- Proctor con energía de compactación de 7.35 kg-cm/cm³
- Densidad de Sólidos

Además en las probetas ensayadas se determinó :

- Relación de vacíos
- Compacidad relativa.
- Prueba Triaxial hasta llegar a la falla
- Prueba Triaxial con ciclos de carga- descarga

GRANULOMETRIA

La granulometría se hizo por el procedimiento de mallas, donde se registraron los siguientes resultados:

2.03 % de gravas

96.99% de finos

0.98% de finos

Donde se ve que es una arena limpia, ya que no tiene finos prácticamente, ni tampoco tiene un porcentaje representativo de gravas.

El coeficiente de uniformidad C_u es 2.83, estando en el rango de valores de las arenas de: $2 < C_u < 3$, como se habló en el capítulo III. El valor de 2.83 indica que es un suelo muy uniforme.

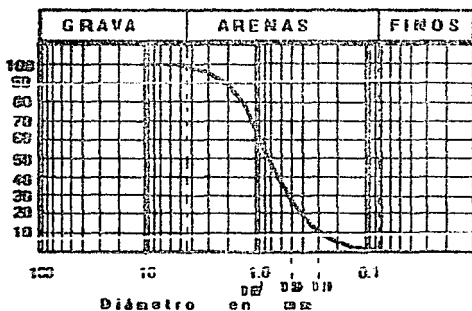
El coeficiente de curvatura del suelo $C_c = 0.98$, muy cercano a 1.

Es conveniente mencionar que la muestra ensayada tiene conchas pequeñas.

La gráfica se muestra en seguida, así como los datos que la generaron.

GRANULOMETRIA POR MALLAS

Arena uniforme.



GRANULOMETRIA POR MALLAS

Muestra 1 Profundidad superficial Fecha 21-Sep-91

Malla	Abertura	W malla	W malla +	W suelo	Retenido	% que pasa
Nº	mm	g	suelo rel.	rel.	parcial	menor que D
					%	%
3"	76.20					
2"	50.80					
1 1/2"	36.10					
1"	25.40	xxx	xxx	xxx	xxx	100.00%
3/4"	19.05	724.50	712.00	12.50	1.54%	98.46%
1/2"	12.70	804.00	800.00	4.00	0.49%	97.97%
3/8"	9.52	650.00	647.00	3.00	0.37%	97.60%
4	4.75	614.00	604.00	10.00	1.23%	96.38%
8	2.38	443.00	384.00	59.00	7.25%	89.13%
20	0.84	619.00	394.00	225.00	27.64%	61.49%
40	0.42	703.00	340.00	363.00	44.59%	16.89%
50	0.30	424.00	364.00	60.00	7.37%	9.52%
100	0.15	369.50	310.00	59.50	7.31%	2.21%
200	0.07	409.00	399.00	10.00	1.23%	0.98%
tapa	xxx	337.00	329.00	8.00	0.98%	0.00%
S U M A	-----			814.00	100.00%	

3" = 0.00%
 G = 2.03%
 S = 96.98%
 F = 0.98%

D 60 = 0.85
 D 30 = 0.5
 D 10 = 0.3

C_u = 2.83
 C_c = 0.98

DESCRIPCION : ARENA MEDIA UNIFORME

HUMEDAD

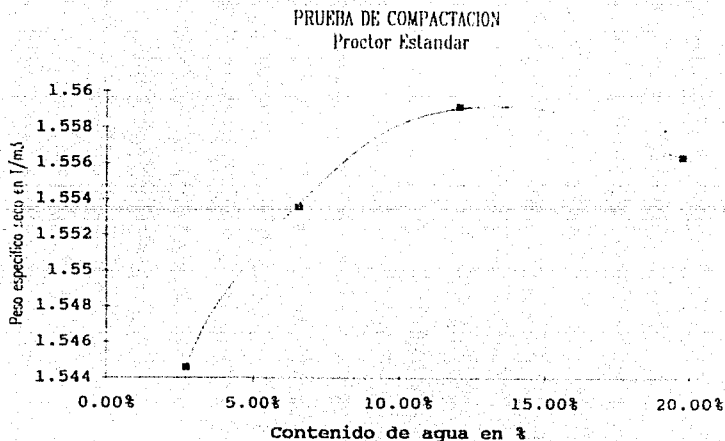
No. recipiente	A - 9	W recip.	38.23 grs
W recip + suelo humedo	276.89 grs	W s. seco	237.43 grs
W recip + suelo seco	275.66 grs		
W agua	1.23 grs	w %	0.52%

PRUEBA PROCTOR ESTANDAR.

Con esta prueba se determinó el peso específico seco y se hizo con 4 puntos, para 4 humedades diferentes: 2.76% , 6.55% , 12.03% y 19.75%.

La energía de compactación que se utilizó fue de 7.353 kg-cm/cm^3

El peso específico calculado fue de 1.56 Ton. / m^3 y su humedad óptima de 12%. Estos datos se observan en la gráfica siguiente.



PRUEBA DE COMPACTACION

PROCTOR ESTANDAR

Molde No	1	# molde	4128 grs
Volumen	939 98 cm ³	Altura de caída	29.5 cm
# martillo	3124 grs	No golpes por capa	25
No. de capas	3	Fecha	1/10/91

Determinacion No		1	2	3	4
# molde + s humedo	grs	5620	5684	5770	5880
# molde	grs	4128	4128	4128	4128
# suelo humedo	grs	1492	1556	1642	1752
Peso esp. humedo	T/m ³	1.587	1.655	1.747	1.864
Capsula No		E - 7	F - 0	A - 9	H - 6
# caps + s humedo	grs	275.28	260.9	285.95	280.04
# caps + s seco	grs	270.92	252.09	267.75	252.44
# agua	grs	4.36	8.81	18.2	27.6
# caps	grs	113.11	117.63	116.52	112.72
# suelo seco	grs	157.81	134.46	151.23	139.72
w %		2.76%	6.55%	12.03%	19.75%
Peso esp seco	T/m ³	1.545	1.209	1.228	1.228

Energía de compactación =

$(25 \times 3 \times 3124 \times 29.5) / 939.98$

7.35 kg-cm/cm³

DENSIDAD DE SOLIDOS.

Se hizo por el procedimiento tradicional, con extracción del aire por medio de un compresor, y teniendo previamente una curva de calibración de los matraces para diversas temperaturas.

Hice dos pruebas con los siguientes resultados :

prueba 1 $S_s = 2.595$

prueba 2 $S_s = 2.586$

y se tomó el valor de $S_s = 2.595$ como representativo de la muestra , ya que sólo existía una mínima diferencia entre resultados.

La siguiente tabla muestra el procedimiento seguido para sacar dichos valores.

DENSIDAD DE SOLIDOS

Muestra No.		1		2
Matraz No.		M - 2		M - 4
Extracción		Vacio		Vacio
W m+w+s	grs	734.89		744.69
Temp. 1	°C	30.50		27.50
Temp. 2	°C	30.40		27.70
promedio	°C	30.45		27.60
W m+w	grs	666.02		675.06
Caps. No.		3		1
W s + t	grs	1132.49		627.78
W l	grs	1020.43		514.25
W s	grs	112.06		113.53
Ss		2.595		2.586

Denominaciones:

W_{m+w+s} = Peso matraz + agua + muestra a temp.

W_{m+w} = Peso matraz + agua a temp.

W_{s+l} = Peso muestra seca + tara

W_l = Peso de la tara

W_s = Peso del suelo seco

S_s = Densidad de sólidos.

RELACION DE VACIOS.

Teniendo el dato de S_s , y con el peso de la muestra seca, se puede sacar el volumen de sólidos.

$$\text{Sabido que : } V_s = \frac{W_s}{S_s \times 10} \quad \text{y} \quad V_v = V_t - V_s$$

se tienen los siguientes valores de e:

0.6939 En estado suelto, colocado a volteo el material con velocidad lenta.

0.6899 Idem.

0.6620 En estado suelto, colocado a volleo en forma normal.

0.6075 Idem

0.5250 Tomando una muestra colocada a volleo y vibrada para compactarse.

de los cuales se quita el máximo y el mínimo para hacer el promedio de la relación de vacíos natural. Con lo cual tenemos :

$$e_{\text{máx.}} = 0.6939$$

$$e_{\text{nat.}} = 0.6531$$

$$e_{\text{mín.}} = 0.525$$

y también podemos sacar la relación de vacíos natural por medio del peso específico seco y la densidad de sólidos con la siguiente relación:

$$\gamma_d = \frac{S_s}{1 + e} \quad , \text{ donde despejando } 1 + e \text{ se tiene:}$$

$e = 66.34\%$, variando un 2% del resultado anterior, comprobando así que el valor de e_{nat} es cierto.

COMPACIDAD RELATIVA Y HUMEDAD.

La compacidad relativa de esta arena es:

$$Cr = \frac{69.39 - 65.31}{69.39 - 52.50} = 24.15\%$$

con lo cual se clasifica como arena suelta. Se puede verificar en campo, penetrando facilmente una varilla de refuerzo hincada manualmente.

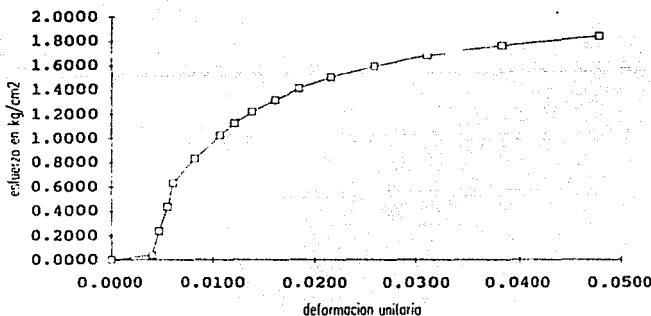
La humedad natural de la arena es 0.52 % , es decir es una arena secada aire.

PRUEBAS TRIAXIALES.

Es la prueba más común para conocer las relaciones esfuerzo-deformación de los suelos, la presión confinante que se ocupó fue 0.7, 0.5 y 0.3 kg / cm². Se hizo la prueba con esfuerzo controlado. Es decir utilizando un vástago de carga con pesos conocidos. Y la probeta se construyó por medio de vacío, este procedimiento ya se explicó en el capítulo III.

Los resultados se muestran en forma de gráficas para 0.3, 0.5 y 0.7 kg/cm² , y las curvas que forman dichas gráficas se comentan a continuación y son válidos dichos comentarios para las tres gráficas, aunque se mencione como ejemplo sólo una gráfica.

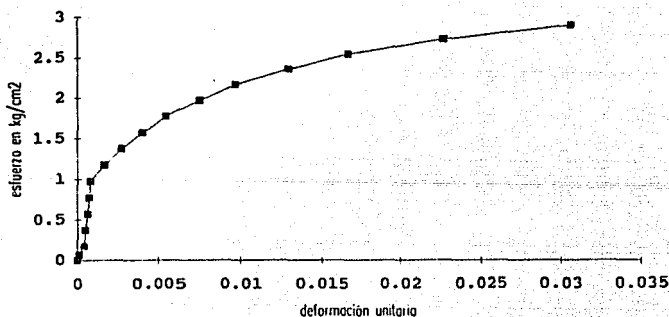
**Arena de Huatulco
confinamiento 0.3 kg/cm²**



En general el comportamiento de las arenas en pruebas triaxiales, consta de tres etapas de comportamiento en cuanto a deformación. La primera etapa corresponde al principio del proceso de carga y en ella se producen deformaciones pequeñas, (del orden del 10%) disminuyendo el volumen de la muestra. La segunda parte comienza cuando la muestra empieza a ceder y que incluye el máximo de la curva y la disminución gradual de la resistencia, como se ve en la gráfica anterior, generada para un confinamiento de 0.3 kg/cm². Después viene la etapa de falla, en la cual se puede presentar el máximo de resistencia, donde ésta es constante aunque continúe la deformación, si la arena exhibe una falla súbita.

Esto también es válido para la siguiente gráfica, que representa la curva esfuerzo-deformación para un confinamiento de 0.5 kg/cm²:

**Arena de Huatulco.
confinamiento 0.5 kg/cm²**



Si se desarrollan las deformaciones verticales, se tiene como consecuencia, en arenas compactas un aumento de volumen en la muestra, esto es, se presenta el efecto de dilatación, ya explicado en el capítulo II.

Al principio del proceso de carga, comienza el acomodo individual de las partículas, de manera que para producir la falla por cortante no sólo es necesario vencer la fricción grano contra grano, sino que, además, es necesario obligar a las partículas a moverse unas sobre otras, rodando y deslizándose sobre ellas.

Este movimiento relativo entre partículas, necesario para la falla, es una fuente adicional de resistencia, que depende sobre todo del acomodo inicial de los granos. Si el acomodo inicial es compacto, como en este caso, cuyo compactación de la muestra es del 90%, es grande el monto de resistencia que representa la necesidad de mover granos, pero a medida que estos se mueven y van adquiriendo una posición relativa más favorable al deslizamiento, irá siendo menor la componente de resistencia debida al deslizamiento, de manera que, adelante de la resistencia máxima el material irá mostrando menor resistencia de conjunto, según la deformación crece.

La resistencia al corte no sólo está determinada por el grado de acomodo de las partículas, sino también por el grado de confinamiento. Si la presión de confinamiento permite que las deformaciones horizontales sean de la misma magnitud que las deformaciones verticales, entonces la prueba triaxial dará como resultado una curva esfuerzo-deformación de tipo plástico.

Para incrementos pequeños de esfuerzo, las deformaciones se traducen en distorsiones elásticas de las partículas individuales. El deslizamiento entre partículas no comienza hasta que el incremento de presiones no sobrepasa un cierto valor crítico. Generándose así como un comportamiento elástico.

Las curvas que aquí presento son de falla plástica, es decir, que la presión de confinamiento de 0.3, 0.5 y 0.7 kg/cm² permiten que las deformaciones verticales y horizontales sean muy parecidas.

La gráfica siguiente representa la curva esfuerzo - deformación para un confinamiento de 0.7 kg/cm², y es donde mejor se aprecian los tres etapas de comportamiento en cuanto a deformación, tratadas en el capítulo II.

Si se desarrollan las deformaciones verticales, se tiene como consecuencia, en arenas compactas un aumento de volumen en la muestra, esto es, se presenta el efecto de dilatación, ya explicado en el capítulo II.

Al principio del proceso de carga, comienza el acomodo individual de las partículas, de manera que para producir la falla por cortante no sólo es necesario vencer la fricción grano contra grano, sino que, además, es necesario obligar a las partículas a moverse unas sobre otras, rodando y deslizándose sobre ellas.

Este movimiento relativo entre partículas, necesario para la falla, es una fuente adicional de resistencia, que depende sobre todo del acomodo inicial de los granos. Si el acomodo inicial es compacto, como en este caso, cuya compactación de la muestra es del 90%, es grande el monto de resistencia que representa la necesidad de mover granos, pero a medida que estos se mueven y van adquiriendo una posición relativa más favorable al deslizamiento, irá siendo menor la componente de resistencia debida al movimiento relativo, de manera que, adelante de la resistencia máxima el material irá mostrando menor resistencia de conjunto, según la deformación crece.

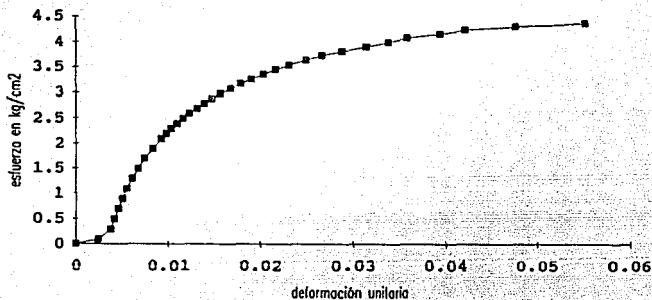
La resistencia al corte no sólo está determinada por, sino también por el grado de acomodo de las partículas. Si la presión de confinamiento permite que las deformaciones horizontales sean de la misma magnitud que las deformaciones verticales, entonces la prueba triaxial dará como resultado una curva esfuerzo-deformación de tipo plástico.

Para incrementos pequeños de esfuerzo, las deformaciones se traducen en distorsiones elásticas de las partículas individuales. El deslizamiento entre partículas no comienza hasta que el incremento de presiones no sobrepasa un cierto valor crítico. Generándose así como un comportamiento elástico.

Las curvas que aquí presento son de falla plástica, es decir, que la presión de confinamiento de 0.3, 0.5 y 0.7 kg/cm² permiten que las deformaciones verticales y horizontales sean muy parecidas.

La gráfica siguiente representa la curva esfuerzo - deformación para un confinamiento de 0.7 kg/cm², y es donde mejor se aprecian los tres etapas de comportamiento en cuanto a deformación, tratados en el capítulo II.

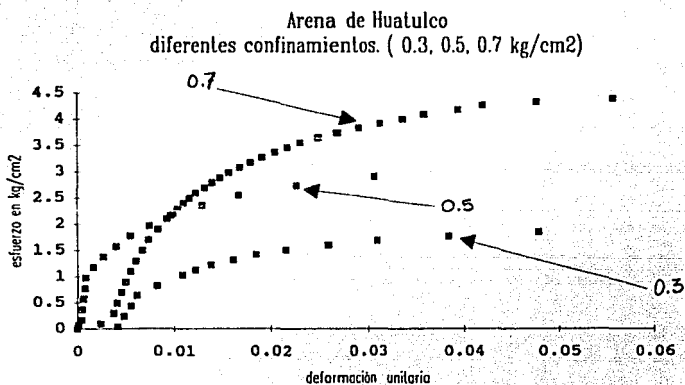
Arena de Huatulco
confinamiento 0.7 kg/cm²



Los resultados obtenidos en las tres pruebas triaxiales se muestran en la siguiente tabla, con la cual se construyó la envolvente de la prueba triaxial.

Presión de confinamiento	Esfuerzo para la falla.	Carga en la cual falló la probeta.	Deformación unitaria en %.
0.3 kg/cm ²	1.8466 kg/cm ²	20.38 kg	4.79
0.5	2.9029	31.64	3.06
0.7	4.3926	46.9	5.53

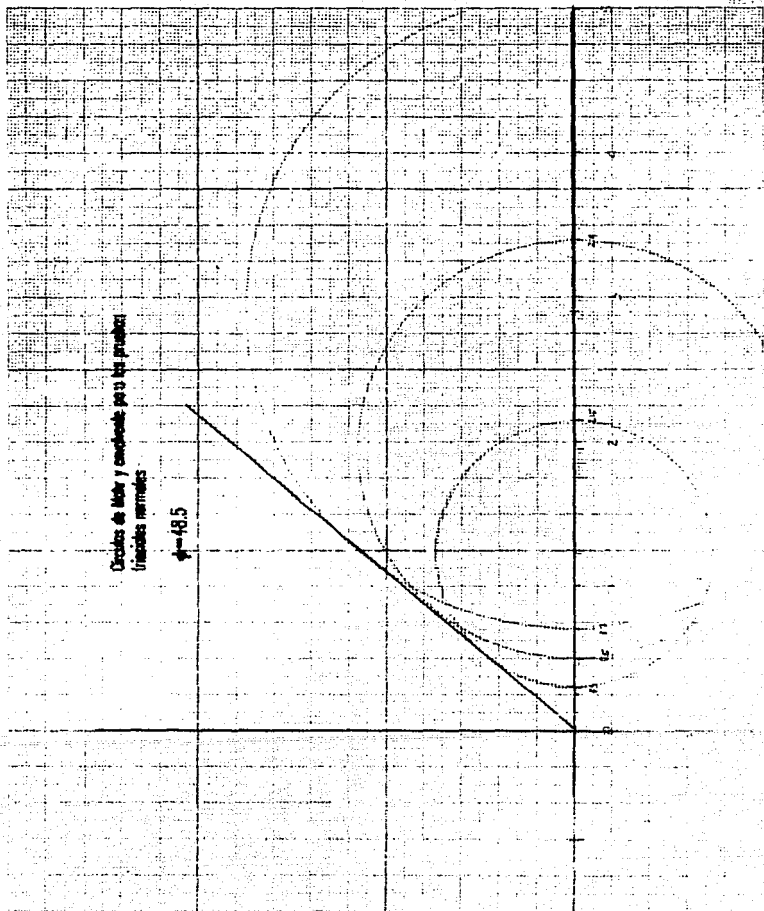
Si recopilamos todos los datos de las tres gráficas y los ponemos juntos se tendrá una gráfica conjunta como la siguiente:



En la página siguiente se muestra la envolvente para la prueba triaxial .

Circuito de tuber y empalme por la practica
 tramos normales

$\phi = 18.5$



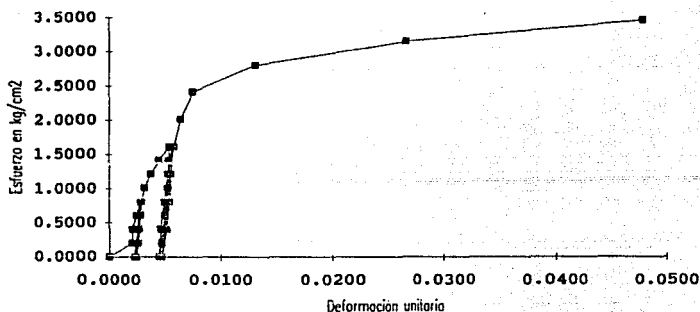
PRUEBA TRIAXIAL CON CICLOS DE CARGA - DESCARGA.

Como comenté en el capítulo II, si cargamos y descargamos una arena repetidas veces, se observa que sólo una parte de la deformación producida al aplicar la carga se recupera en la descarga subsiguiente.

Se hizo una prueba triaxial con la arena antes descrita, cargando y descargando dos veces, es decir, completando dos ciclos, en el intervalo del 0 al 10% de la deformación total esto es, en la primera etapa de deformación antes descrita y después haciendo otros dos ciclos de carga-descarga para una deformación mayor.

Tomando como muestra la prueba hecha para un confinamiento de 0.5 kg/cm^2 , se explicará el proceso seguido para la carga y descarga. Se muestra enseguida la gráfica esfuerzo deformación resultante:

Arena de Huatulco.
Histéresis, confinamiento 0.5 kg/cm^2

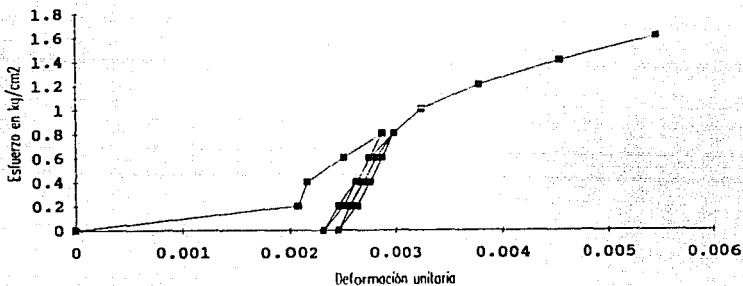


Se cargó con 8 kg la muestra, lo cual representa un esfuerzo de 0.8082 kg/cm^2 , de dos kg en dos kg. y con un tiempo de 1 minuto entre

cada carga. Después se descargaron los ocho kg de la misma forma como se cargaron. Y se volvió a cargar similarmente la muestra hasta llegar a 8kg, , se volvió a descargar hasta llegar a 0 y nuevamente se cargó hasta 16 kg, que representan un esfuerzo de 1.6122 kg/cm^2 .

Para ilustrar mejor este proceso se pone a continuación la gráfica resultante de este proceso, el cual es parte de la prueba antes graficada, para un confinamiento de 0.5 kg/cm^2 .

Detalle de los dos primeros ciclos de carga-descarga. Confinamiento 0.5 kg/cm^2

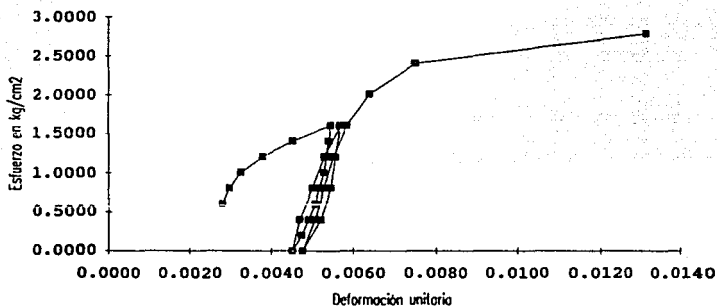


En la gráfica se ve claramente como existe una deformación permanente, que no corresponde con la inicial, y esto se debe al acomodamiento de partículas así como al deslizamiento de las mismas. Y al seguir cargando, se nota claramente como la curva sigue la misma tendencia, con una mayor pendiente, esto se debe a lo siguiente: al sufrir un acomodamiento las partículas se tienen más rigidez, ahora es necesario, para vencer esta resistencia, no solo vencer la fricción entre partículas sino también la inercia al movimiento relativo de las partículas.

Al llegar a la carga de 16 kg, nuevamente se repitió el doble ciclo de carga - descarga. En esta parte de la curva, al aislar los dos límites fijos, se nota que existe en los dos ciclos una deformación y un comportamiento que es estable, esto es, se genera un lazo de histéresis, tal que si hubieran sido tres o más ciclos, seguiría el mismo comportamiento.

Para ilustrar mejor este comportamiento, se graficó un detalle de la gráfica esfuerzo deformación para un confinamiento de 0.5 kg/cm².

Detalle de la gráfica de histéresis en arena de Huatulco.
confinamiento de 0.5 kg/cm²



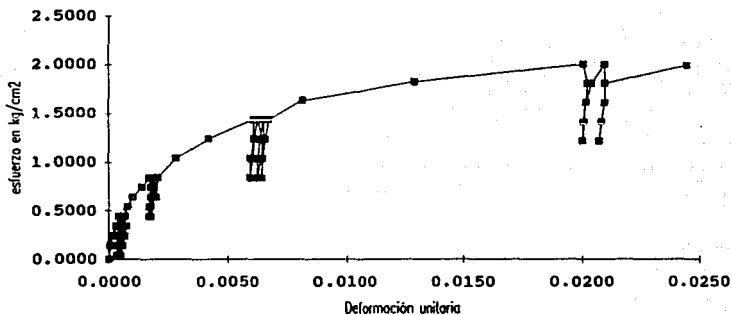
Las fuerzas normales comprimen las partículas, y se produce un deslizamiento, de forma que el movimiento relativo puede ser en gran parte vertical, y al descargar, las partículas recuperan su forma original, produciendo un deslizamiento en sentido contrario. Pero en cada ciclo de carga, se absorbe una pequeña cantidad de energía, estableciendo así un comportamiento estable (un comportamiento que se puede predecir y no cambia al variar la frecuencia de repeticiones del mismo). Este ciclo se puede ubicar en la gráfica superior entre los siguientes valores de deformación unitaria : 0.004 y 0.006

Al llegar a la última descarga, se vuelve a cargar , pero esta vez hasta la falla, que se produce con un esfuerzo de 3.47 kg/cm².

Al volver a cargar la prueba hasta la falla, se ve que el comportamiento de la misma sigue la tendencia de la curva original, pero con una pendiente más vertical, ya que las partículas se han acomodado, de tal manera que la muestra ahora tiene más rigidez.

Este mismo análisis se puede aplicar a los resultados presentados por la prueba triaxial con cargas ciclicas hecha para un confinamiento de 0.3 kg/cm^2 y cuya gráfica esfuerzo deformación presento a continuación:

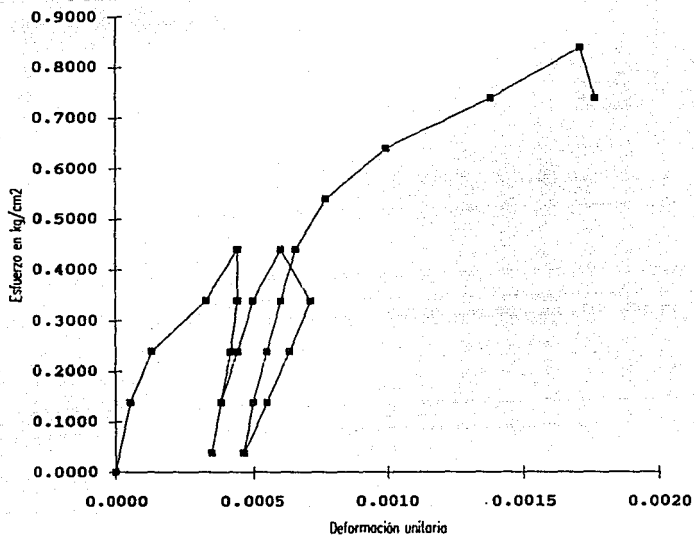
Arena de Huatulco.
Histéresis. confinamiento 0.3 kg/cm^2



Dado que en esta prueba se tiene varios ciclos de carga, es conveniente ver el comportamiento de alguno de estos ciclos para comprobar lo antes dicho.

Así pues presento a continuación dos gráficas que son ampliaciones de dichos ciclos. Se puede apreciar mejor el comportamiento histéretico que presentó la arena en dicha prueba.

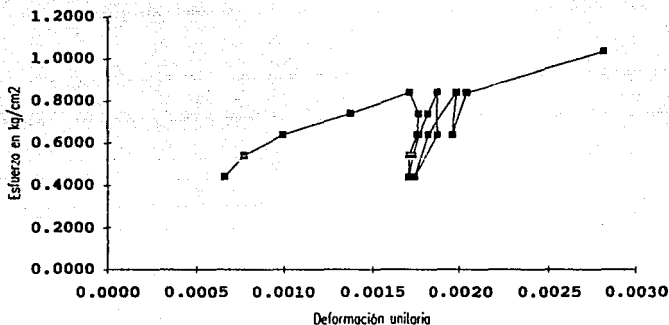
Detalle del primer ciclo de carga-descarga
confinamiento de 0.3 kg/cm²



En este primer ciclo, la carga aplicada fué relativamente liviana (de 0 a 4 kg). Se puede observar que se tiene ya una deformación remanente, pero dicho ciclo no afecta a la trayectoria de la curva inicial si no se hubieran aplicado los ciclos carga-descarga.

La gráfica siguiente muestra el segundo ciclo de carga descarga, el cual fué aplicado con una carga máxima de 8 kg y se descargó hasta llegar a 4 kg.

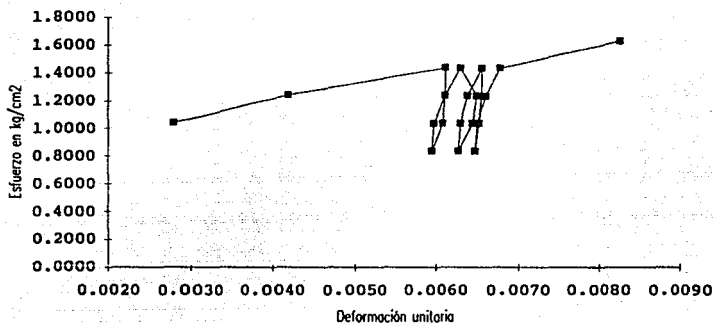
Detalle del segundo ciclo de carga.
confinamiento 0.3 kg/cm²



También se observa que sigue la trayectoria que se trazaba antes del ciclo de carga-descarga, y se observa cómo se tiene una deformación remanente, en la cual por más repeticiones que se hubieran hecho, se tendrían los mismos resultados en cuanto a deformación se refiere.

Esto se nota más claro en la ampliación del tercer ciclo de la gráfica esfuerzo deformación para un confinamiento de 0.3 kg/cm², que a continuación presento:

Detalle del tercer ciclo de carga-descarga.
confinamiento 0.3 kg/cm²



Es de hacer notar que el esfuerzo al cual fallan los dos tipos de prueba (el normal para triaxial y la prueba con ciclos de carga) es muy semejante, más no así la deformación que se produce por dicho esfuerzo.

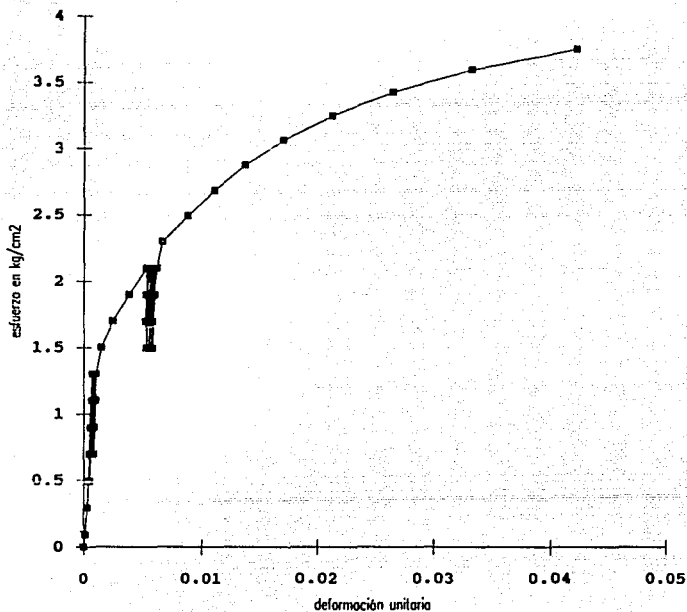
	Deformación unitaria	Esfuerzo en el momento de falla.
prueba normal	0.0479	1.8466
prueba con ciclos	0.0244	2.0005

La deformación en la prueba normal es mayor que la deformación en la prueba con ciclos, con un 49 % de diferencia en la deformación. Esto se explica si se tiene en cuenta que con cada ciclo la arena tiene la oportunidad de reacomodarse y así tener mayor trabazón de partículas.

En cambio en el esfuerzo se tiene una variación del 8 %, aceptable para este tipo de pruebas.

También se hizo esta misma prueba para un confinamiento de 0.7 kg/cm^2 , arrojando los resultados que se muestran en los anexos al final del capítulo, y generando la siguiente gráfica esfuerzo deformación:

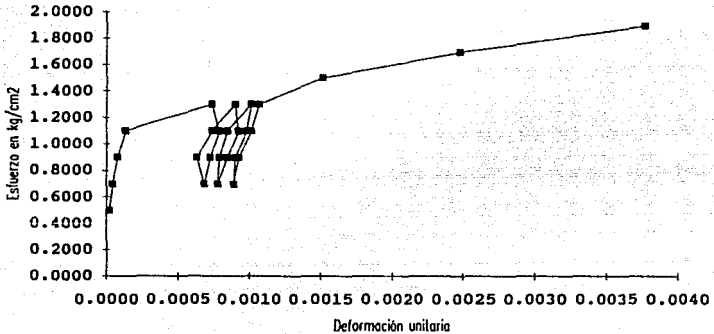
Arena de Hualulco.
Histéresis. Confinamiento 0.7 kg/cm^2



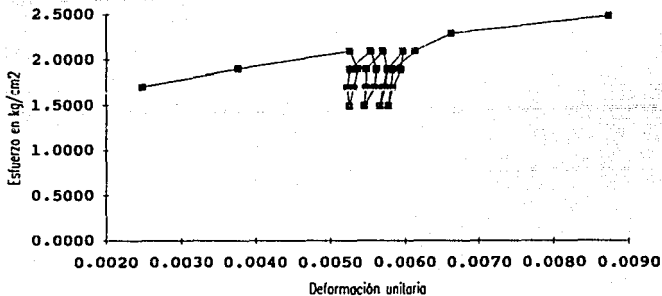
ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA

También en esta prueba he generado detalles de la misma que presento a continuación.

Detalle del segundo ciclo de carga descarga confinamiento de 0.7 kg/cm²



Detalle del tercer ciclo carga descarga confinamiento de 0.7 kg/cm²



Se observa un comportamiento similar al de las dos pruebas anteriores

Es decir, si dentro de las cargas permisibles, se generan cargas cíclicas (carga - descarga), se establece un mismo comportamiento para el suelo, dentro de esos ciclos, pero el suelo seguirá respondiendo de forma semejante o igual, a cargas mayores que esta, y esto se puede aplicar a los sismos.

Un sismo provoca en los suelos cargas y descargas de energía que se transmiten por medio de vibraciones, y estas afectan al suelo de un modo determinado, que si se conoce la magnitud del sismo y estas cargas son menores que la carga de falla, entonces dichos ciclos (cargas - descargas) provocarán en el suelo un fenómeno de histéresis. Y el suelo seguirá la tendencia que aquí se ha demostrado.

Si comparamos los esfuerzos a los cuales fallaron las prueba para las distintas presiones de confinamiento, contra las deformaciones unitarias, podemos decir que el esfuerzo de falla es sensiblemente el mismo, pero la deformación unitaria para el caso de las pruebas sometidas a ciclos de carga - descarga, tiene un significativo decremento.

Esto se debe a que en los ciclos de carga - descarga, se acomodan las partículas, de tal manera que se requiere un mayor esfuerzo para lograr deformaciones similares a las obtenidas en pruebas normales, o dicho de otra manera, a similares esfuerzos de falla en ambas pruebas (normal y con ciclos de carga - descarga), corresponde menor deformación unitaria a dicho esfuerzo en la prueba con ciclos de carga - descarga (histéresis).

A continuación se presenta la comparación de los esfuerzos que provocaron la falla y la deformación unitaria de la probeta para los dos tipos de prueba con un mismo confinamiento.

Presión de confinamiento	Tipo de prueba	Esfuerzo en Kg/cm ²	Deformación unitaria en %
0.3	normal	1.8466	4.79

	histéresis	2.0005	2.44
0.5	normal	2.9029	3.06
	histéresis	3.1561	2.65
0.7	normal	4.3926	5.53
	histéresis	3.7638	4.22

Si comparamos las deformaciones de ambas pruebas se tienen las siguientes variaciones:

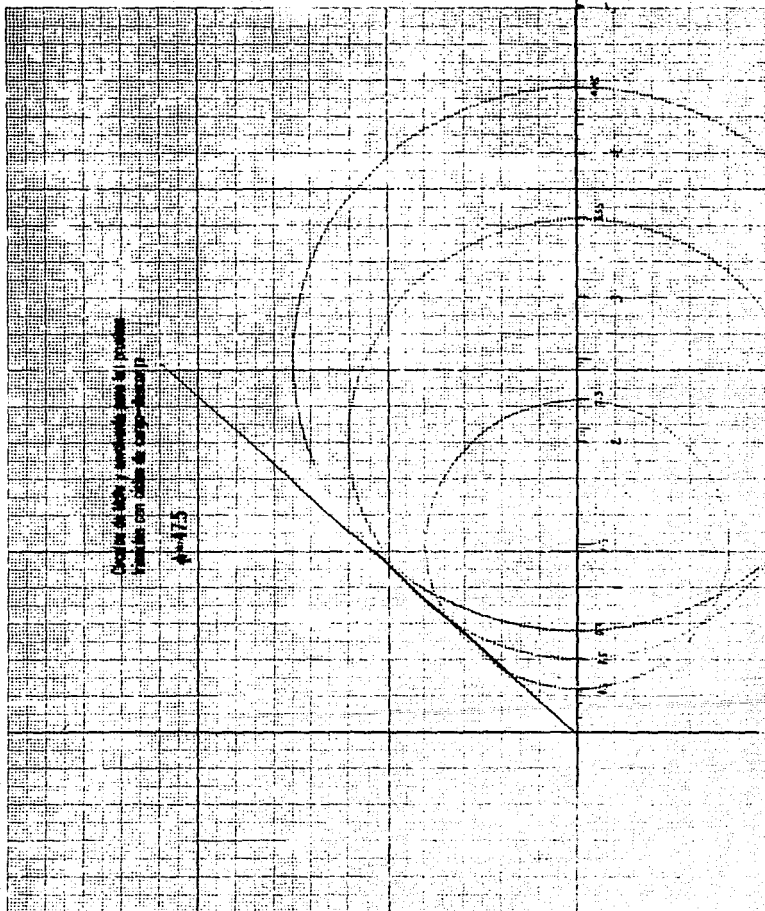
para un confinamiento de 0.3 kg/cm ²	una variación de	49 %
0.5		13 %
0.7		24 %

todas ellas más bajas en la prueba con ciclos de carga - descarga que en la prueba normal.

Si comparamos ahora la envolvente resultantes de las pruebas con ciclos (gráfica que presento en la siguiente hoja), y la envolvente de las pruebas normales, podemos observar que la envolvente resultante con ciclos de carga-descarga tiene menor pendiente que con la envolvente generada con la prueba normal.

Diagrama de flujo y momento para el problema
presentado con cables de acero-aleación II

$\phi = 17.5$



V. - CONCLUSIONES.

Si cargamos y descargamos una arena repetidas veces se observa que solamente una parte de la deformación producida al aplicar la carga se recupera en la descarga subsiguiente, ya que las deformaciones debidas al deslizamiento en las particulas o a la fracturación son en gran parte irreversibles. La recuperación en la descarga se debe a la energía elástica almacenada en las particulas al cargar el suelo.

El grado de deformación producido por un esfuerzo dependerá de la composición, relación de vacios, historia de esfuerzos y forma en que se aplique el esfuerzo.

Después de varios ciclos de carga-descarga, en pruebas triaxiales rápidas sin tomar en cuenta el flujo del agua, si se aumenta el esfuerzo cortante hasta la falla, dicho esfuerzo es semejante al provocado por la rotura estática. En general estos suelos no presentan una pérdida importante de su resistencia al corte debido a las cargas ciclicas.

La resistencia que se opone a la deformación no sólo corresponde a fricción, sino también a todo un conjunto de efectos debidos a la trabazón de granos entre si (encaje) que bloquean toda tendencia al movimiento relativo entre ellas.

Para un confinamiento de 0.3 kg/cm^2 , aún después de aplicar ciclos de carga-descarga, continúa la misma tendencia de la curva esfuerzo-deformación. Para los confinamientos de 0.5 y 0.7 kg/cm^2 después de aplicar los ciclos de carga-descarga y continuar aplicando cargas para generar el esfuerzo de falla, la curva esfuerzo-deformación generada es con una pendiente mayor al principio de este último proceso comparada con la curva original (sin ciclos), más sin embargo, la tendencia a medida que el proceso de carga continúa es muy parecida a la curva original. Es decir, se observa que al terminar cada ciclo de carga - descarga, se incrementa la rigidez de la muestra, y la tendencia de la curva esfuerzo - deformación , presenta una mayor pendiente

que la curva original, ya que si se sobreponen las curvas con ciclos de carga - descarga y el ensaye normal, se verá que después de la última descarga y al cargar nuevamente para continuar la curva esfuerzo - deformación, esta continuación es con una mayor pendiente que la anterior. Esto se debe a que, al cargar y descargar, se está ejerciendo sobre el suelo una presión tal, que permite a las partículas acomodarse y tener mayor grado de trabazón, por lo que al continuar con los esfuerzos, se tiene que vencer el movimiento relativo de las partículas y el aumento de trabazón que ahora existe en la muestra, por lo que a mayores esfuerzos, existen menores deformaciones, dando lugar así a una pendiente mayor.

Pueden hacerse los ciclos de carga - descarga que se quieran dentro de las cargas menores que la carga de falla y se verá que existe una cierta deformación en estos ciclos, y que esta deformación no aumenta con el número de ciclos, sino que se estabiliza después del tercer ciclo.

Cuando se presenta el fenómeno de histéresis, es decir, cuando existen ciclos de carga - descarga, y dichas cargas están dentro de los niveles permisibles, el suelo se comporta para los siguientes esfuerzos mayores que los provocados por los ciclos, de manera muy similar al comportamiento normal del suelo sujeto a esfuerzos sin ciclos de carga - descarga.

Al aplicar los ciclos de carga-descarga se ve claramente como existe una deformación permanente que no corresponde a la inicial, esto se debe al reacomodo de las partículas, así como al deslizamiento de las mismas.

Después del tercer ciclo se genera un comportamiento estable, en donde se llega a la misma deformación por más ciclos que se realicen. Es decir no importa la frecuencia de ciclos, después del tercero.

La deformación de falla en la prueba normal es mayor que la deformación de falla en la prueba con ciclos, con un 49 % de diferencia. Esto es normal ya que al reacomodarse las partículas de la arena en cada ciclo, se produce una mayor trabazón entre partículas y, por lo mismo, una menor deformación que en la prueba normal, para un mismo esfuerzo.

Existe una variación del 2 % en los resultados que arrojan las 2 pruebas (con ciclos y normal) con respecto a , por lo que se deduce que dichos ciclos no afectan significativamente la resistencia de una arena.

Existe en nuestro país necesidad de crear obras civiles cada vez más grandes, por ejemplo, líneas del metro, vías, patios y puentes para ferrocarriles, cuya ejecución es actualmente factible gracias a la implementación de nuevas técnicas y de la investigación y desarrollo de nuevos equipos de construcción. Pero estas construcciones obligan al ingeniero civil a trabajar con suelos de baja capacidad de soporte y además en suelos que están emplazados en áreas con actividad sísmica, o donde la estructura se encuentra sometida a cargas externas de naturaleza cíclica, como las plataformas fuera de costa, las fundiciones de máquinas, etc. Por lo que es necesario conocer más acerca del comportamiento del suelo en condiciones de cargas cíclicas, sobre todo en arenas, ya que tenemos 8800 km en costas, para desarrollar construcciones de esta naturaleza .

Ya que los sismos son de naturaleza cíclica, se puede muy bien relacionar el fenómeno de histéresis con dicha actividad, y asociar los resultados aquí mencionados con el comportamiento que tendría una arena limpia, como la de la Bahía de Santa Cruz, en Hualulco, Oaxaca, si ocurriera un sismo .

DATOS DE LOS CUALES SE GENERARON
LAS GRAFICAS DE LAS PRUEBAS TRIAXIALES NORMALES.

PRUEBA TRIAXIAL EN ARENAS.

Presión de confinamiento

0.300 kg/cm²

Arena uniforme _____ Huatulco, Oaxaca.

medidas de la muestra

D _s =	3.50 cm	A _s =	9.621 cm ²	W _i =	142.1300 gms
D _c =	3.60 cm	A _c =	10.179 cm ²	V _t =	92.1344 cm ³
D _i =	3.50 cm	A _i =	9.621 cm ²	ρ=	1.5426 Ton/m ³
H _m =	9.22 cm	A _m =	9.993 cm ²	compactación	0.9889

tiempo	carga	carga acum.	lectura micrómetro	deform. total	deform. unilaria	l-def. unilaria	area correg.	esfuerzo
minutos	kgs	kgs	mm	mm			cm ²	kg/cm ²
inicial	0.00	0.00	9.615		0.0000			0.0000
1 00	0.38	0.38	9.230	0.385	0.0042	0.9958	10.0318	0.0380
1 00	2.00	2.38	9.170	0.445	0.0048	0.9952	10.0413	0.2371
1 00	2.00	4.38	9.100	0.515	0.0056	0.9944	10.0190	0.4360
1 00	2.00	6.38	9.050	0.565	0.0061	0.9939	10.0545	0.6346
1 00	2.00	8.38	8.855	0.760	0.0082	0.9918	10.0759	0.8318
1 00	2.00	10.38	8.620	0.995	0.0108	0.9892	10.1019	1.0276
1 00	1.00	11.38	8.490	1.125	0.0122	0.9878	10.1163	1.1250
1 00	1.00	12.38	8.340	1.275	0.0132	0.9862	10.1330	1.2218
1 00	1.00	13.38	8.130	1.485	0.0161	0.9839	10.1565	1.3175
1 00	1.00	14.38	7.910	1.705	0.0185	0.9815	10.1812	1.4125
1 00	1.00	15.38	7.625	1.990	0.0216	0.9784	10.2133	1.5060
1 00	1.00	16.38	7.220	2.395	0.0260	0.9740	10.2594	1.5967
1 00	1.00	17.38	6.755	2.960	0.0310	0.9690	10.3128	1.6854
1 00	1.00	18.38	6.080	3.535	0.0383	0.9617	10.3913	1.7689
1 00	1.00	19.38	5.200	4.415	0.0479	0.9521	10.4955	1.8466
1 00	1.00	20.38	falla					

PRUEBA TRIAXIAL EN ARENAS.

Presión de confinamiento

0.500 kg/cm²

Arena uniforme Hualulco, Oaxaca.

medidas de la muestra

Ds=	3.55 cm	As=	9.898 cm ²	Wi=	142.1300 gms
De=	3.55 cm	Ac=	9.898 cm ²	VI=	89.8737 cm ³
Dj=	3.55 cm	Ai=	9.898 cm ²	g=	1.5814 Ton/m ³
Hm=	9.08 cm	Am=	9.898 cm ²	compact.	1.0137

tiempo	carga	carga ecum.	lectura micrómetro	deform. total	deform. unitaria	i-def. unitaria	area correg.	esfuerzo
minutos	kgs	kgs	mm	mm			cm ²	kg/cm ²
inicial	0.00	0.00	18.760		0.0000			0.0000
1.00	0.64	0.64	18.750	0.010	0.0001	0.9999	9.8991	0.0647
1.00	1.00	1.64	18.720	0.040	0.0004	0.9996	9.9023	0.1656
1.00	2.00	3.64	18.715	0.045	0.0005	0.9995	9.9029	0.3676
1.00	2.00	5.64	18.700	0.060	0.0007	0.9993	9.9045	0.5694
1.00	2.00	7.64	18.690	0.070	0.0008	0.9992	9.9056	0.7713
1.00	2.00	9.64	18.685	0.075	0.0008	0.9992	9.9062	0.9731
1.00	2.00	11.64	18.680	0.150	0.0017	0.9983	9.9144	1.1741
1.00	2.00	13.64	18.515	0.245	0.0027	0.9973	9.9218	1.3743
1.00	2.00	15.64	18.395	0.365	0.0040	0.9960	9.9379	1.5738
1.00	2.00	17.64	18.260	0.500	0.0055	0.9945	9.9528	1.7724
1.00	2.00	19.64	18.080	0.680	0.0075	0.9925	9.9727	1.9694
1.00	2.00	21.64	17.980	0.860	0.0097	0.9903	9.9948	2.1651
1.00	2.00	23.64	17.585	1.175	0.0129	0.9871	10.0277	2.3575
1.00	2.00	25.64	17.245	1.515	0.0167	0.9833	10.0659	2.5472
1.00	2.00	27.64	16.700	2.060	0.0227	0.9773	10.1278	2.7291
1.00	2.00	29.64	15.980	2.780	0.0306	0.9694	10.2106	2.9029
1.00	2.00	31.64	falla					

PRUEBA TRIAXIAL EN ARENAS.

Presión de confinamiento

0.700 kg/cm²

Arena uniforme Hualulco Oaxaca.

medidas de la muestra

Ds=	3.55 cm	As=	9.898 cm ²	Wi=	142.1300 gms
Dc=	3.55 cm	Ac=	9.898 cm ²	Vl=	89.5229 cm ³
Di=	3.52 cm	Ai=	9.731 cm ²	g=	1.5876 Ton/cm ³
Hm=	9.07 cm	Am=	9.870 cm ²		

tiempo	carga	carga	lectura	deform.	deform.	1-deform.	area	calculo
minutos	kg	kg	micrómetro	total	unitaria	unitaria	cm ²	kg/cm ²
inicial	0.00	0.00	mm	mm				
1.00	0.90	0.90	18.700	0.220	0.0024	0.9976	9.8942	0.0906
1.00	2.00	2.90	18.580	0.340	0.0037	0.9963	9.9074	0.2923
1.00	2.00	4.90	18.545	0.375	0.0041	0.9959	9.9112	0.4940
1.00	2.00	6.90	18.507	0.413	0.0046	0.9954	9.9154	0.6955
1.00	2.00	8.90	18.468	0.452	0.0050	0.9950	9.9197	0.8968
1.00	2.00	10.90	18.422	0.498	0.0055	0.9945	9.9247	1.0979
1.00	2.00	12.90	18.370	0.550	0.0061	0.9939	9.9304	1.2986
1.00	2.00	14.90	18.308	0.612	0.0067	0.9933	9.9373	1.4990
1.00	2.00	16.90	18.250	0.670	0.0074	0.9926	9.9437	1.6992
1.00	2.00	18.90	18.163	0.757	0.0083	0.9917	9.9533	1.8985
1.00	2.00	20.90	18.080	0.840	0.0093	0.9907	9.9625	2.0975
1.00	1.00	21.90	18.025	0.895	0.0099	0.9901	9.9686	2.1965
1.00	1.00	22.90	17.980	0.940	0.0104	0.9896	9.9736	2.2957
1.00	1.00	23.90	17.925	0.995	0.0110	0.9890	9.9797	2.3945
1.00	1.00	24.90	17.865	1.055	0.0116	0.9884	9.9864	2.4930
1.00	1.00	25.90	17.805	1.115	0.0123	0.9877	9.9931	2.5914
1.00	1.00	26.90	17.725	1.195	0.0132	0.9868	10.0020	2.6891
1.00	1.00	27.90	17.655	1.265	0.0139	0.9861	10.0098	2.7869
1.00	1.00	28.90	17.580	1.340	0.0148	0.9852	10.0182	2.8843
1.00	1.00	29.90	17.500	1.420	0.0157	0.9843	10.0272	2.9815
1.00	1.00	30.90	17.400	1.520	0.0168	0.9832	10.0384	3.0778
1.00	1.00	31.90	17.298	1.622	0.0179	0.9821	10.0499	3.1737
1.00	1.00	32.90	17.190	1.730	0.0191	0.9809	10.0621	3.2693

tiempo	carga	carga acum.	lectura micrómetro	deform. total	deform. unitaria	l-def. unitaria	area correg.	esfuerzo
minutos	kg	kg	mm	mm			cm ²	kg/cm ²
1.00	1.00	33.90	17.070	1.850	0.0204	0.9796	10.0757	3.3641
1.00	1.00	34.90	16.950	1.970	0.0217	0.9783	10.0894	3.4587
1.00	1.00	35.90	16.820	2.100	0.0232	0.9768	10.1042	3.5526
1.00	1.00	36.90	16.650	2.270	0.0250	0.9750	10.1236	3.6446
1.00	1.00	37.90	16.490	2.430	0.0266	0.9732	10.1479	3.7366
1.00	1.00	38.90	16.300	2.620	0.0289	0.9711	10.1638	3.8269
1.00	1.00	39.90	16.080	2.840	0.0313	0.9687	10.1893	3.9155
1.00	1.00	40.90	15.860	3.060	0.0337	0.9663	10.2148	4.0036
1.00	1.00	41.90	15.670	3.250	0.0358	0.9642	10.2370	4.0926
1.00	1.00	42.90	15.350	3.570	0.0394	0.9606	10.2746	4.1749
1.00	1.00	43.90	15.110	3.810	0.0420	0.9580	10.3030	4.2605
1.00	1.00	44.90	14.600	4.320	0.0476	0.9524	10.3638	4.3320
1.00	1.00	45.90	13.900	5.020	0.0553	0.9447	10.4485	4.3926
1.00	1.00	46.90	falla					

DATOS DE LOS CUALES SE GENERARON
LAS GRAFICAS DE LAS PRUEBAS TRIAXIALES
CON CICLOS DE CARGA-DESCARGA

PRUEBA TRIAXIAL EN ARENAS.

Presión de confinamiento

0.300 kg/cm²

Arena uniforme Hualulco, Oaxaca.

medidas de la muestra

Ds=	3.56 cm	As=	9.954 cm ²	Wi=	142.1300 gms
Dc=	3.56 cm	Ac=	9.931 cm ²	Vi=	90.2454 cm ³
Dj=	3.56 cm	Ai=	9.954 cm ²	G=	1.5749 Ton/m ³
Hm=	9.08 cm	Am=	9.939 cm ²	compact.	1.0096

tiempo	carga	carga acum.	lectura micrómetro	deform. total	deform. unitaria	l-def. unitaria	area correg.	esfuerzo
minutos	kgs	kgs	mm	mm			cm ²	kg/cm ²
inicial	0.38	0.38	20.570		0.0000			0.0000
1.00	1.00	1.38	20.565	0.005	0.0001	0.9999	9.9395	0.1389
1.00	1.00	2.38	20.558	0.012	0.0001	0.9999	9.9402	0.2395
1.00	1.00	3.38	20.540	0.030	0.0003	0.9997	9.9422	0.3401
1.00	1.00	4.38	20.530	0.040	0.0004	0.9996	9.9433	0.4406
1.00	-1.00	3.38	20.530	0.040	0.0004	0.9996	9.9433	0.3400
1.00	-1.00	2.38	20.532	0.038	0.0004	0.9996	9.9431	0.2395
1.00	-1.00	1.38	20.535	0.035	0.0004	0.9996	9.9428	0.1389
1.00	-1.00	0.38	20.538	0.032	0.0004	0.9996	9.9424	0.0383
1.00	1.00	1.38	20.535	0.035	0.0004	0.9996	9.9428	0.1389
1.00	1.00	2.38	20.530	0.040	0.0004	0.9996	9.9433	0.2395
1.00	1.00	3.38	20.525	0.045	0.0005	0.9995	9.9438	0.3400
1.00	1.00	4.38	20.515	0.055	0.0006	0.9994	9.9449	0.4405
1.00	-1.00	3.38	20.505	0.065	0.0007	0.9993	9.9460	0.3399
1.00	-1.00	2.38	20.512	0.058	0.0006	0.9994	9.9453	0.2394
1.00	-1.00	1.38	20.520	0.050	0.0006	0.9994	9.9444	0.1389
1.00	-1.00	0.38	20.528	0.042	0.0005	0.9995	9.9435	0.0383
1.00	1.00	1.38	20.525	0.045	0.0005	0.9995	9.9438	0.1389
1.00	1.00	2.38	20.520	0.050	0.0006	0.9994	9.9444	0.2394
1.00	1.00	3.38	20.515	0.055	0.0006	0.9994	9.9449	0.3400
1.00	1.00	4.38	20.510	0.060	0.0007	0.9993	9.9455	0.4405
1.00	1.00	5.38	20.500	0.070	0.0008	0.9992	9.9466	0.5410
1.00	1.00	6.38	20.480	0.090	0.0010	0.9990	9.9488	0.6414
1.00	1.00	7.38	20.445	0.125	0.0014	0.9986	9.9526	0.7416
1.00	1.00	8.38	20.415	0.155	0.0017	0.9983	9.9559	0.8418
1.00	-1.00	7.38	20.410	0.160	0.0018	0.9982	9.9565	0.7413
1.00	-1.00	6.38	20.411	0.159	0.0018	0.9982	9.9561	0.6409

tiempo	carga	carga acum.	lectura micrómetro	deform. total	deform. unitaria	1-def. unitaria	area correg.	esfuerzo
minutos	kgs	kgs	mm	mm			cm ²	kg/cm ²
1 00	- 1 00	5 38	20 415	0 155	0 0017	0 9983	9 9559	0 5405
1 00	- 1 00	4 38	20 415	0 155	0 0017	0 9983	9 9559	0 4400
1 00	1 00	5 38	20 413	0 157	0 0017	0 9983	9 9561	0 5405
1 00	1 00	6 38	20 410	0 160	0 0018	0 9982	9 9565	0 6409
1 00	1 00	7 38	20 405	0 165	0 0016	0 9982	9 9570	0 7413
1 00	1 00	8 38	20 400	0 170	0 0019	0 9981	9 9576	0 8417
1 00	- 2 00	6 38	20 400	0 170	0 0019	0 9981	9 9576	0 6408
1 00	- 2 00	4 38	20 412	0 158	0 0017	0 9983	9 9562	0 4400
1 00	2 00	6 38	20 405	0 165	0 0018	0 9982	9 9570	0 6409
1 00	2 00	8 38	20 390	0 180	0 0020	0 9980	9 9587	0 8416
1 00	- 2 00	6 38	20 392	0 178	0 0020	0 9980	9 9584	0 6408
1 00	2 00	8 38	20 385	0 185	0 0020	0 9980	9 9592	0 8415
1 00	2 00	10 38	20 315	0 255	0 0028	0 9972	9 9669	1 0415
1 00	2 00	12 38	20 190	0 380	0 0042	0 9958	9 9807	1 2405
1 00	- 2 00	14 38	20 015	0 555	0 0061	0 9939	10 0000	1 4381
1 00	- 2 00	12 38	20 015	0 555	0 0061	0 9939	10 0000	1 2381
1 00	- 2 00	10 38	20 018	0 552	0 0061	0 9939	9 9997	1 0381
1 00	- 2 00	8 38	20 030	0 540	0 0059	0 9941	9 9984	0 8382
1 00	2 00	10 38	20 028	0 542	0 0060	0 9940	9 9986	1 0382
1 00	2 00	12 38	20 015	0 555	0 0061	0 9939	10 0000	1 2381
1 00	2 00	14 38	19 998	0 572	0 0063	0 9937	10 0019	1 4378
1 00	- 2 00	12 38	19 980	0 590	0 0065	0 9935	10 0039	1 2376
1 00	- 2 00	10 38	19 985	0 585	0 0064	0 9936	10 0034	1 0378
1 00	- 2 00	8 38	20 000	0 570	0 0063	0 9937	10 0017	0 8380
1 00	2 00	10 38	19 998	0 572	0 0063	0 9937	10 0019	1 0379
1 00	2 00	12 38	19 990	0 580	0 0064	0 9936	10 0026	1 2378
1 00	2 00	14 38	19 975	0 595	0 0066	0 9934	10 0045	1 4375
1 00	- 2 00	12 38	19 975	0 595	0 0066	0 9934	10 0045	1 2375
1 00	- 2 00	10 38	19 978	0 592	0 0065	0 9935	10 0041	1 0377
1 00	- 2 00	8 38	19 982	0 588	0 0065	0 9935	10 0037	0 8376
1 00	2 00	10 38	19 980	0 590	0 0065	0 9935	10 0039	1 0377
1 00	2 00	12 38	19 970	0 600	0 0066	0 9934	10 0050	1 2375
1 00	2 00	14 38	19 955	0 615	0 0068	0 9932	10 0067	1 4371
1 00	- 2 00	16 38	19 850	0 750	0 0083	0 9917	10 0217	1 6346
1 00	2 00	18 38	19 998	1 172	0 0129	0 9871	10 0689	1 8255
1 00	2 00	20 38	18 750	1 820	0 0200	0 9800	10 1422	2 0095
1 00	- 2 00	18 38	18 735	1 835	0 0202	0 9798	10 1439	1 8120
1 00	- 2 00	16 38	18 740	1 830	0 0202	0 9798	10 1433	1 6149
1 00	- 2 00	14 38	18 745	1 825	0 0201	0 9799	10 1428	1 4179
1 00	- 2 00	12 38	18 753	1 817	0 0200	0 9800	10 1419	1 2208
1 00	2 00	14 38	18 750	1 820	0 0200	0 9800	10 1422	1 4179

tiempo	carga	carga acum.	lectura micrómetro	deform. total	deform. unitaria	1-def. unitaria	area correg.	esfuerzo
minutos	kgs	kgs	mm	mm			cm ²	kg/cm ²
1.00	2.00	16.38	18.740	1.830	0.0202	0.9798	10.1433	1.6149
1.00	2.00	18.38	18.720	1.850	0.0204	0.9796	10.1456	1.8117
1.00	2.00	20.38	18.670	1.900	0.0209	0.9791	10.1513	2.0077
1.00	-2.00	18.38	18.670	1.900	0.0209	0.9791	10.1513	1.8107
1.00	-2.00	16.38	18.670	1.900	0.0209	0.9791	10.1513	1.6137
1.00	-2.00	14.38	18.680	1.890	0.0208	0.9792	10.1502	1.4168
1.00	-2.00	12.38	18.690	1.880	0.0207	0.9793	10.1491	1.2199
1.00	2.00	14.38	18.680	1.890	0.0208	0.9792	10.1502	1.4168
1.00	2.00	16.38	18.670	1.900	0.0209	0.9791	10.1513	1.6137
1.00	2.00	18.38	18.670	1.900	0.0209	0.9791	10.1513	1.8107
1.00	2.00	20.38	18.350	2.220	0.0244	0.9756	10.1880	2.0005
1.00	2.00	22.38	falla					

PRUEBA TRIAXIAL EN ARENAS.

Presión de confinamiento

0.500 kg/cm²

Arena uniforme Huatulco, Oaxaca.

medidas de la muestra

Ds=	3.55 cm	As=	9.898 cm ²	Wi=	142.1300 gms
Dc=	3.52 cm	Ac=	9.898 cm ²	VI=	89.5229 cm ³
Di=	3.52 cm	Ai=	9.731 cm ²	g =	1.5876 Ton/m ³
Hm=	9.07 cm	Am=	9.870 cm ²		

tiempo	carga	carga	lectura	deform.	deform.	1-def.	area	esfuerzo
minutos	kgs	acum.	micrómetro	total	unitaria	unitaria	correg.	kg/cm ²
		kgs	mm	mm			cm ²	
inicial	0.00	0.00	21.940		0.0000			0.0000
1.00	2.00	2.00	21.753	0.187	0.0021	0.9979	9.8906	0.2022
1.00	2.00	4.00	21.745	0.195	0.0021	0.9979	9.8915	0.4044
1.00	2.00	6.00	21.710	0.230	0.0025	0.9975	9.8953	0.6063
1.00	2.00	8.00	21.680	0.260	0.0029	0.9971	9.8986	0.8082
1.00	-2.00	6.00	21.690	0.250	0.0028	0.9972	9.8975	0.6062
1.00	-2.00	4.00	21.700	0.240	0.0026	0.9974	9.8964	0.4042
1.00	-2.00	2.00	21.715	0.225	0.0025	0.9975	9.8948	0.2021
1.00	-2.00	0.00	21.730	0.210	0.0023	0.9977	9.8931	0.0000
1.00	2.00	2.00	21.710	0.230	0.0025	0.9975	9.8953	0.2021
1.00	2.00	4.00	21.700	0.240	0.0026	0.9974	9.8964	0.4042
1.00	2.00	6.00	21.690	0.250	0.0028	0.9972	9.8975	0.6062
1.00	2.00	8.00	21.670	0.270	0.0030	0.9970	9.8997	0.8081
1.00	-2.00	6.00	21.680	0.260	0.0029	0.9971	9.8986	0.6061
1.00	-2.00	4.00	21.690	0.250	0.0028	0.9972	9.8975	0.4041
1.00	-2.00	2.00	21.700	0.240	0.0026	0.9974	9.8964	0.2021
1.00	2.00	0.00	21.715	0.225	0.0025	0.9975	9.8948	0.0000
1.00	2.00	2.00	21.705	0.235	0.0026	0.9974	9.8959	0.2021
1.00	2.00	4.00	21.695	0.245	0.0027	0.9973	9.8970	0.4042
1.00	2.00	6.00	21.685	0.255	0.0028	0.9972	9.8980	0.6062
1.00	2.00	8.00	21.670	0.270	0.0030	0.9970	9.8997	0.8081
1.00	2.00	10.00	21.645	0.295	0.0033	0.9967	9.9024	1.0099
1.00	2.00	12.00	21.597	0.343	0.0038	0.9962	9.9077	1.2112
1.00	2.00	14.00	21.530	0.410	0.0045	0.9955	9.9150	1.4120

tiempo	carga	carga acum.	lectura micrómetro	deform. total	deform. unitaria	l-def. unitaria	area correg.	esfuerzo
minutos	kgs	kgs	mm	mm			cm ²	kg/cm ²
1.00	2.00	16.00	21.445	0.495	0.0055	0.9945	9.9244	1.6122
1.00	-2.00	14.00	21.450	0.490	0.0054	0.9946	9.9238	1.4107
1.00	-2.00	12.00	21.455	0.485	0.0053	0.9947	9.9233	1.2093
1.00	-2.00	10.00	21.460	0.480	0.0053	0.9947	9.9227	1.0078
1.00	-2.00	8.00	21.470	0.470	0.0052	0.9948	9.9216	0.8063
1.00	-2.00	6.00	21.480	0.460	0.0051	0.9949	9.9205	0.6048
1.00	-2.00	4.00	21.495	0.445	0.0049	0.9951	9.9189	0.4033
1.00	-2.00	2.00	21.510	0.430	0.0047	0.9953	9.9172	0.2017
1.00	-2.00	0.00	21.530	0.410	0.0045	0.9955	9.9150	0.0000
1.00	4.00	4.00	21.515	0.425	0.0047	0.9953	9.9167	0.4034
1.00	4.00	8.00	21.485	0.455	0.0050	0.9950	9.9200	0.8065
1.00	4.00	12.00	21.460	0.480	0.0053	0.9947	9.9227	1.2093
1.00	4.00	16.00	21.425	0.515	0.0057	0.9943	9.9266	1.6118
1.00	-4.00	12.00	21.435	0.505	0.0056	0.9944	9.9255	1.2090
1.00	-4.00	8.00	21.445	0.495	0.0055	0.9945	9.9244	0.8061
1.00	-4.00	4.00	21.467	0.473	0.0052	0.9948	9.9220	0.4031
1.00	-4.00	0.00	21.508	0.432	0.0048	0.9952	9.9175	0.0000
1.00	4.00	4.00	21.480	0.460	0.0051	0.9949	9.9205	0.4032
1.00	4.00	8.00	21.460	0.480	0.0053	0.9947	9.9227	0.8062
1.00	4.00	12.00	21.440	0.500	0.0055	0.9945	9.9249	1.2091
1.00	4.00	16.00	21.410	0.530	0.0058	0.9942	9.9282	1.6116
1.00	4.00	20.00	21.360	0.580	0.0064	0.9936	9.9337	2.0133
1.00	4.00	24.00	21.260	0.680	0.0075	0.9925	9.9448	2.4133
1.00	4.00	28.00	20.750	1.190	0.0131	0.9869	10.0014	2.7996
1.00	4.00	32.00	19.535	2.405	0.0265	0.9735	10.1391	3.1561
1.00	4.00	36.00	17.600	4.340	0.0479	0.9521	10.3662	3.4728

PRUEBA TRIAXIAL EN ARENAS.

Presión de confinamiento

0.700 kg/cm²

Arena uniforme Huatulco, Oaxaca.

medidas de la muestra

Ds= 3.54 cm As= 9.842 cm² W_i= 142.1300 gms
 Dc= 3.55 cm Ac= 9.898 cm² V_i= 09.8739 cm³
 D_j= 3.56 cm A_i= 9.954 cm² g= 1.5814 Ton/m³
 H_m= 9.08 cm A_m= 9.898 cm²

tiempo	carga	carga	lectura	deform.	deform.	l-def.	area	esfuerzo
minutos	kgs	acum.	micrómetro	total	unitaria	unitaria	correg.	kg/cm ²
			mm	mm			cm ²	
inicial	0 00	0 00	19 812		0 0000			0 0000
1 00	0 90	0 90	19 805	0 007	0 0001	0 9999	9 8988	0 0905
1 00	2 00	2 90	19 780	0 032	0 0004	0 9996	9 9015	0 2925
1 00	2 00	4 90	19 775	0 037	0 0004	0 9996	9 9020	0 4944
1 00	2 00	6 90	19 765	0 047	0 0005	0 9995	9 9031	0 6963
1 00	2 00	8 90	19 763	0 049	0 0005	0 9995	9 9034	0 8983
1 00	2 00	10 90	19 753	0 059	0 0006	0 9994	9 9044	1 1001
1 00	-2 00	8 90	19 755	0 057	0 0006	0 9994	9 9042	0 8982
1 00	-2 00	6 90	19 758	0 054	0 0006	0 9994	9 9039	0 6963
1 00	-2 00	4 90	19 765	0 047	0 0005	0 9995	9 9031	0 4944
1 00	2 00	6 90	19 764	0 048	0 0005	0 9995	9 9032	0 6963
1 00	2 00	8 90	19 760	0 052	0 0006	0 9994	9 9037	0 8983
1 00	2 00	10 90	19 750	0 062	0 0007	0 9993	9 9048	1 1001
1 00	2 00	12 90	19 741	0 071	0 0008	0 9992	9 9058	1 3019
1 00	-2 00	10 90	19 740	0 072	0 0008	0 9992	9 9059	1 1000
1 00	-2 00	8 90	19 746	0 066	0 0007	0 9993	9 9052	0 8981
1 00	-2 00	6 90	19 750	0 062	0 0007	0 9993	9 9048	0 6962
1 00	2 00	8 90	19 753	0 059	0 0006	0 9994	9 9044	0 8982
1 00	2 00	10 90	19 745	0 067	0 0007	0 9993	9 9053	1 1000
1 00	2 00	12 90	19 730	0 082	0 0009	0 9991	9 9072	1 3017
1 00	2 00	10 90	19 728	0 084	0 0009	0 9991	9 9072	1 0998
1 00	-2 00	8 90	19 735	0 077	0 0008	0 9992	9 9064	0 8980
1 00	-2 00	6 90	19 741	0 071	0 0008	0 9992	9 9058	0 6962
1 00	2 00	8 90	19 740	0 072	0 0008	0 9992	9 9059	0 8981

tiempo	carga	carga acum.	lectura micrómetro	deform. total	deform. unitaria	l-def. unitaria	area correg.	esfuerzo
minutos	kgs	kgs	mm	mm			cm ²	kg/cm ²
1 00	2 00	10 90	19 735	0 077	0 0008	0 9992	9 9064	1 0999
1 00	2 00	12 90	19 720	0 092	0 0010	0 9990	9 9080	1 3016
1 00	-2 00	10 90	19 723	0 089	0 0010	0 9990	9 9077	1 0997
1 00	-2 00	8 90	19 730	0 082	0 0009	0 9991	9 9070	0 8980
1 00	-2 00	6 90	19 731	0 081	0 0009	0 9991	9 9068	0 6961
1 00	2 00	8 90	19 728	0 084	0 0009	0 9991	9 9072	0 8979
1 00	2 00	10 90	19 720	0 092	0 0010	0 9990	9 9080	1 0997
1 00	2 00	12 90	19 715	0 097	0 0011	0 9989	9 9086	1 3015
1 00	2 00	14 90	19 675	0 137	0 0015	0 9985	9 9130	1 5027
1 00	2 00	16 90	19 587	0 225	0 0025	0 9975	9 9226	1 7028
1 00	2 00	18 90	19 470	0 342	0 0038	0 9962	9 9351	1 9019
1 00	2 00	20 90	19 335	0 477	0 0053	0 9947	9 9503	2 1000
1 00	-2 00	18 90	19 325	0 487	0 0054	0 9946	9 9514	1 8988
1 00	-2 00	16 90	19 330	0 482	0 0053	0 9947	9 9508	1 6979
1 00	-2 00	14 90	19 335	0 477	0 0053	0 9947	9 9503	1 4970
1 00	2 00	16 90	19 338	0 474	0 0052	0 9948	9 9499	1 6981
1 00	2 00	18 90	19 335	0 477	0 0053	0 9947	9 9503	1 8990
1 00	2 00	20 90	19 310	0 562	0 0055	0 9945	9 9530	2 0995
1 00	-2 00	18 90	19 303	0 509	0 0056	0 9944	9 9538	1 8984
1 00	-2 00	16 90	19 305	0 507	0 0056	0 9944	9 9536	1 6975
1 00	-2 00	14 90	19 317	0 495	0 0055	0 9945	9 9523	1 4967
1 00	2 00	16 90	19 315	0 497	0 0055	0 9945	9 9525	1 6977
1 00	2 00	18 90	19 315	0 497	0 0055	0 9945	9 9525	1 8986
1 00	2 00	20 90	19 295	0 517	0 0057	0 9943	9 9547	2 0991
1 00	-2 00	18 90	19 290	0 522	0 0057	0 9943	9 9552	1 8981
1 00	-2 00	16 90	19 292	0 520	0 0057	0 9943	9 9550	1 6972
1 00	-2 00	14 90	19 290	0 514	0 0057	0 9943	9 9544	1 4964
1 00	2 00	16 90	19 295	0 517	0 0057	0 9943	9 9547	1 6973
1 00	2 00	18 90	19 290	0 522	0 0057	0 9943	9 9552	1 8981
1 00	2 00	20 90	19 270	0 542	0 0060	0 9940	9 9574	2 0985
1 00	-2 00	18 90	19 273	0 539	0 0059	0 9941	9 9571	1 8977
1 00	-2 00	16 90	19 283	0 529	0 0058	0 9942	9 9560	1 6971
1 00	-2 00	14 90	19 288	0 524	0 0058	0 9942	9 9555	1 4963
1 00	2 00	16 90	19 285	0 527	0 0058	0 9942	9 9558	1 6971
1 00	2 00	18 90	19 283	0 529	0 0058	0 9942	9 9560	1 8979
1 00	2 00	20 90	19 255	0 557	0 0063	0 9939	9 9591	2 0992
1 00	2 00	22 90	19 210	0 602	0 0066	0 9934	9 9641	2 2976
1 00	2 00	24 90	19 020	0 792	0 0087	0 9913	9 9851	2 4933
1 00	2 00	26 90	18 800	1 012	0 0111	0 9889	10 0096	2 6870
1 00	2 00	28 90	18 565	1 247	0 0137	0 9863	10 0358	2 8793
1 00	2 00	30 90	18 260	1 552	0 0171	0 9829	10 0701	3 0681
1 00	2 00	32 90	17 860	1 932	0 0213	0 9787	10 1132	3 2528
1 00	2 00	34 90	17 415	2 397	0 0264	0 9736	10 1664	3 4325
1 00	2 00	36 90	16 895	2 897	0 0331	0 9669	10 2370	3 6042
1 00	2 00	38 90	15 980	3 832	0 0422	0 9578	10 3341	3 7638
1 00	2 00	40 90	falla					

BIBLIOGRAFIA.

Mecánica de Suelos Tomo I y II .

Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez. México 1986

Ed. Limusa

Mecánica del Suelo

Cimientos y estructuras de tierra.

Gregory P. Tschebotarioff.

Ed. Aguilar. Madrid.

Geotecnia y Cimientos I

Propiedades de los Suelos y de las Rocas.

J.A. Jiménez Salas, J.L. de Justo Alpañes

Ed. Rueda . 2a. Edición. Madrid.

Geotecnia y Cimientos III

Cimentaciones , Excavaciones y Aplicaciones de la Geotecnia.

Primera parte.

J.A. Jimenez Salas y otros.

Ed. Rueda . Madrid.

Mecánica de Suelos.

T. William Lambe , Robert V. Whitman ,

Ed. Limusa - Wiley S.A. México

La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres.
Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas. Vol. 1
Alfonso Rico y Hermilo Del Castillo.
Ed. Limusa . México.

Geología Práctica.
Frederic H. Lahee.
Ed. Omega. 2a. Edición . Barcelona.

Mejoramiento Masivo de Suelos.
Reunión Técnica 16 de Noviembre de 1979
México, D.F.
Sociedad Mexicana de mecánica de Suelos, A.C.

Conferencia Internacional de Mecánica de Suelos. México 1982
Reunión conmemorativa 1957-1982.
Conferencia del Ing. Pedro Ortigosa; " Modelación de Problemas en Suelos Sometidos a Cargas Cíclicas. "
Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

Propiedades Geofísicas de los Suelos.
Joseph E. Bowles.
Ed. McGraw-Hill. México.

Mecánica de Suelos.
Instructivo para Ensayo de Suelos.
Secretaría de Recursos Hidráulicos.

Teoría de las Vibraciones.
Aplicaciones.
William T. Thomson.
Ed. Prentice/Hall Internacional. México.

V Reunión Nacional de Mecánica de Suelos.
Cimentaciones en áreas urbanas de México.
México 1970

Manual de Diseño de Obras Cíviles.
Geotecnia.
B.2.2. Propiedades Físicas y Mecánicas de los Suelos.
Comisión Federal de Electricidad.

Tesis de Postgrado: "Estudio Comparativo entre los Métodos Triaxial Convencional y Multiaxial en la Obtención de los Parámetros de Resistencia al Esfuerzo Cortante".
Cirila Pérez Muñoz. Septiembre 1990. U.A.D.