



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRIA Y DOCTORADO EN
INGENIERÍA

FACULTAD DE INGENIERIA

**EFFECTO DE VELOCIDADES BAJAS DE DEFORMACIÓN EN LA
RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN
SUELOS FINOS SATURADOS**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERIA

INGENIERÍA CIVIL - GEOTECNIA

P R E S E N T A :

ING. DAVID JOEL ALBARRAN MARTINEZ

TUTOR:

DR. JORGE ABRAHAM DIAZ RODRIGUEZ

2008



DEDICATORIA.

Con el ejemplo de sus vidas y gracias a su tiempo, al esfuerzo, al sacrificio y a su incondicional amor han hecho de mí una persona de bien. Éste nuevo logro es dedicado con todo mi amor a ustedes.

Gracias por todo su apoyo, mis queridos Padres.

A mis hermanos y amigos.

AGRADECIMEINTOS.

A mi Universidad por brindarme la oportunidad de ser preparado por un conjunto de profesores que dedican su vida a continuar formando a más y mejores profesionistas.

Al Dr. Jorge Abraham Díaz por su incondicional apoyo, sus consejos y su guía para la realización de la presente tesis, asimismo por ser parte de mi formación académica, personal y profesional.

A cada uno de mis sinodales por el tiempo que dedicaron en la revisión de mi trabajo de tesis y sus oportunos comentarios a la misma.

Al equipo de trabajo de laboratorio de Dinámica de suelos: al Ing. Luis López Flores por todo su apoyo y asesorías brindadas en toda mi formación académica y profesional, al Ing. Pedro Moreno Carrizales por el tiempo dedicado a mi preparación en la parte experimental para la realización de ésta tesis y por su apoyo brindado en todo momento para la correcta realización de las pruebas aquí presentadas.

A CONACYT por la beca otorgada para la realización de mis estudios de maestría.

Tabla de contenido

	Pág.
1. Introducción.....	2
1.1 Antecedentes	3
1.2 Objetivo	3
2. Características de los suelos finos.....	5
2.1 Componentes del suelo.....	5
2.1.1 Estructura interna	5
2.1.2 Composición mineralógica de las arcillas	11
2.1.3 Descripción general de los suelos de la Ciudad de México.....	20
2.1.4 Propiedades índice de los suelos de la Alameda Central en la Ciudad de México.....	22
3. Efecto de la velocidad de deformación en la resistencia al esfuerzo cortante	25
3.1 Introducción	25
3.1.1 Estudios previos	25
3.1.2 Velocidades altas de deformación en la resistencia al esfuerzo cortante	27
3.1.3 Análisis de los efectos de las velocidades altas de deformación en la resistencia al esfuerzo cortante en suelos	28
4. Resultados	31
4.1 Pruebas realizadas para velocidades de deformación de 5%/h.....	35
4.2 Pruebas realizadas para velocidades de deformación del 1%/h	36
4.3 Pruebas realizadas para velocidades de deformación del 0.1%/h	37
4.4 Pruebas realizadas para velocidades de deformación del 0.02%/h	38
5. Análisis y discusión de resultados	42
5.1 Ensayes índice	42
5.2 Ensayes de compresión triaxial CU	42
6. Conclusiones y Recomendaciones	50
Referencias	52
Anexos	54

1. Introducción

Desde hace décadas el ingeniero especialista en geotecnia se ha preocupado por el estudio, análisis y entendimiento del comportamiento del suelo, sin duda no ha sido una tarea fácil, debido a la complejidad que este tiene debido a sus características. Por señalar las más importantes decimos que el suelo es heterogéneo, anisotrópico, no lineal y con defectos (raíces, fisuras, nódulos, vetas), lo cual hacen de éste un material complejo.

El suelo que fue estudiado en el presente trabajo, es un suelo arcilloso, es decir, un suelo fino. Estos suelos abundan en la parte central de la Ciudad de México. Estos materiales como veremos más adelante presentan características excepcionales, las cuales los hacen “especiales”. Bajo este contexto se enfocó el estudio del presente trabajo en este tipo de suelo, buscando estudiar el efecto de la velocidad de deformación en la resistencia al esfuerzo cortante, mediante pruebas triaxiales consolidadas no drenadas. Las preguntas que nos surgen son ¿la velocidad de deformación afecta al comportamiento del suelo, si es así en que medida? ¿Existirá alguna frontera en la cual la velocidad de deformación tienda a ser una constante?.

Para la realización del presente trabajo se dividió la tesis en los siguientes capítulos.

En el primer capítulo se mencionan los antecedentes, objetivos y alcances. En el capítulo dos se analizan las características de los suelos finos, tales como su estructura interna, composición mineralógica y propiedades índice que proporcionan una perspectiva de las propiedades mecánicas de este tipo de material. El capítulo tres trata de los estudios realizados sobre el efecto de la velocidad de deformación en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos que se encuentran en la literatura especializada.

En el capítulo cuarto se exponen los resultados que se obtuvieron en la parte experimental del presente trabajo. El quinto capítulo se analiza los resultados de las pruebas efectuadas, así como una discusión sobre los efectos provocados por la variable velocidad.

Por último en el capítulo seis se dan las conclusiones y recomendaciones de la presente tesis.

1.1 Antecedentes

El suelo de la Ciudad de México ha sido motivo de un gran número de investigaciones tanto por investigadores nacionales como extranjeros, esto debido a las propiedades excepcionales del suelo de la ciudad de México.

La Ciudad de México está situada en una planicie lacustre en la Cuenca de México. Dicha cuenca ocupa un área aproximadamente de 9,600 km² situada a 2,250 m sobre el nivel del mar, en el extremo sur de la Mesa central. La Cuenca de México tiene un contorno irregular, alargado de norte a sur, de aproximadamente 125 km de largo y 75 km de ancho, Esta rodeada por altas montañas, limitada al norte por las sierras de Pachuca, Tepetzotlan, Guadalupe, Patlachique y Tepozán. Al sur está limitada por la sierra de Chichinautzin, al este por la sierra Nevada, con sus picos Ixtacihuatl y Popocatepetl, con una altura media de 5,300 m. Al oeste la cuenca está limitada por la sierra de Monte Alto y de las Cruces (Díaz-Rodríguez, et al. 2006)

Bajo este contexto cabe señalar que nuestro estudio se realizó en la parte central de la Ciudad de México en el parque Alameda Central, en la zona lacustre de la Ciudad de México y que de acuerdo las Normas Técnicas Complementarias para el Distrito Federal pertenece a la zona tipo III.

1.2 Objetivo

- a. Definir la estructura del suelo, la composición mineralógica de las arcillas, así como sus características principales.
- b. Analizar la información obtenida durante investigaciones realizadas sobre la velocidad de deformación y su influencia en la resistencia al esfuerzo cortante en los suelos finos.
- c. Exponer los resultados obtenidos en la etapa experimental sobre la velocidad de deformación.
- d. Determinar los efectos de la velocidad de deformación en la resistencia al esfuerzo cortante en los suelos finos
- e. Determinar las fronteras del efecto de la velocidad de deformación en la resistencia .al esfuerzo cortante de los suelos finos.

-
- f. Presentar recomendaciones relacionadas al efecto de la variable velocidad en posteriores estudios de los suelos finos

1.3 Alcances

El presente trabajo pretende dar un panorama general de los efectos que involucra la variable velocidad en las propiedades geomecánicas del suelo, de forma específica en la resistencia al esfuerzo cortante y concluir hasta que punto es viable considerar la importancia de esta variable en los resultados tanto experimentales como de la práctica profesional.

2. Características de los suelos finos

2.1. Componentes del suelo

Para el desarrollo del presente trabajo es de suma importancia conocer que mecanismo rige el comportamiento del suelo ante carga estática y dinámica. El comportamiento de los suelos está gobernado por su estructura, ya que de esta dependen las características especiales de los mismos, como puede ser la plasticidad, las propiedades físico-químicas, la compacidad relativa, permeabilidad entre otras. El objetivo de este capítulo es definir la constitución del suelo, sus características principales, así como su composición tanto a nivel estructural como a nivel mineralógico.

2.1.1 Estructura interna

Para comprender de una manera adecuada el comportamiento mecánico de los suelos es necesario conocer su *estructura interna* la cual en forma general se puede clasificar en tres tipos de estructuras: simple, de panal y flocculenta.

Bajo este mismo contexto podemos encontrar otros dos tipos de estructuras, las cuales son una combinación de las antes mencionadas, éstas son: esqueleto y mixta.

Estructura simple. Este tipo de estructura suele presentarse generalmente en los materiales sin cohesión como son las arenas y las gravas, en donde los granos adoptan una posición más o menos estable ocasionada por la fuerza de gravedad. Las estructuras simples son típicas de los depósitos aluviales y eólicos. Dentro de la categoría de materiales de estructura simple se consideran todos los materiales de suelo que suelen usarse en construcción de obras de tierra, tales como diques, terraplenes, rellenos, etc.

En este tipo de estructura los suelos se encuentran con distintos grados de compacidad como se puede apreciar en la Fig. 2.1. La compacidad se refiere al grado de acomodo alcanzado por las partículas del suelo. Cuando los granos del material de

un suelo están tratando de ocupar el mínimo de volumen con un máximo de peso, se dice que el material se encuentra muy compacto. Cuando se encuentra en estado poco denso, es decir ocupando el máximo de volumen con el mínimo de peso, se dice que el material se encuentra en estado muy suelto. De esta manera dependiendo de la compacidad del material, se podrá decir que éste se encuentra en estado muy suelto, suelto, semicompactado, compacto o muy compacto

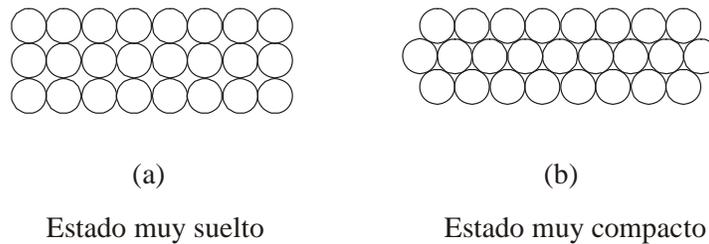


Fig. 2.1. Estructura simple

El grado de compacidad que posee un material granular en el campo se mide por la compacidad relativa (D_r)

$$D_r = \frac{e_{máx} - e_{nat}}{e_{máx} - e_{mín}}$$

En donde:

$e_{máx}$ = Relación de vacíos u oquedad del suelo en estado muy suelto

$e_{mín}$ = Relación de vacíos en estado muy compacto

e_{nat} = Relación de vacíos en estado natural

La compacidad relativa puede variar considerablemente con las características geométricas de los agregados. En general los materiales de estructura simple en estado semicompactado o compacto presentan baja compresibilidad

De panal o cavernosa. Este tipo de estructura comúnmente se presenta en materiales como arcillas, limos y arenas finas. La estructura de panal implica el estado

más suelto que puede tener un material cuando durante su formación únicamente han actuado fuerzas relacionadas con la gravedad. Este tipo de estructura muestra una configuración como la mostrada en la Fig. 2.2, en donde se aprecia que los granos forman oquedades grandes, tan grandes como ellos mismo o mayores.

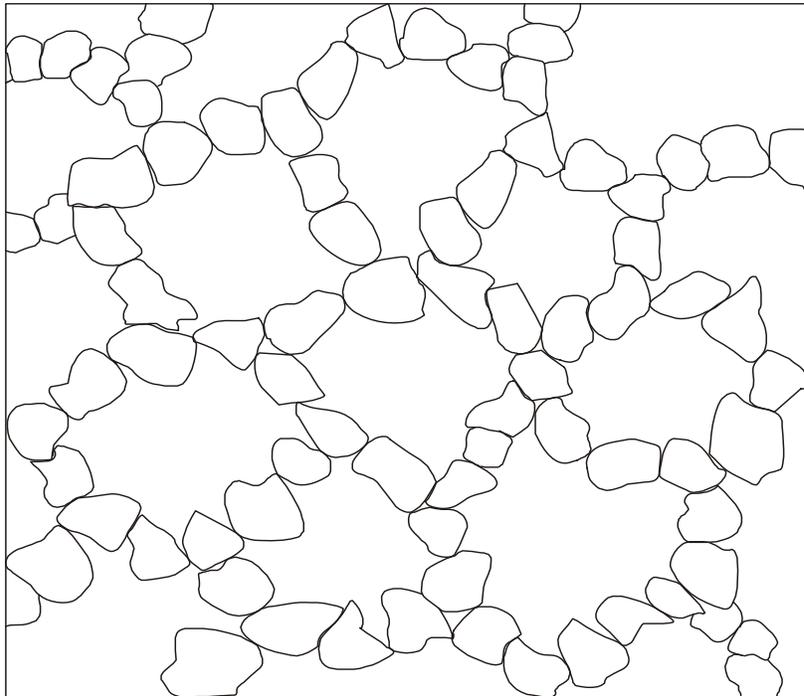


Fig. 2.2. Estructura de panal o cavernosa

Éste tipo de suelos pueden clasificarse como de compresibilidad media o alta. La resistencia al esfuerzo cortante depende de los cementantes arcillosos y de las condiciones estratigráficas e hidráulicas en que se encuentren estos sedimentos en el campo. Su permeabilidad en ocasiones puede ser más alta que la de un material de estructura simple de dimensiones equivalentes en sus granos. A medida que los granos van siendo más pequeños, tienden a adoptar forma bidimensional. Finalmente, cuando son muy finos como los de limo y arcilla se tiene granos en forma de placa. Se ha demostrado por fotografías estereoscópicas en limos finos arcillosos y arcillas, que la forma de unirse los granos es precisamente sobre las esquinas. Es decir, un grano se une siempre con una esquina apoyada en el lado plano del otro grano

Estructura Floculenta. Este tipo de estructura es típica de las arcillas y limos arcillosos producidos por sedimentación en ambientes marinos y lacustres salinos. Para el desarrollo de una estructura floculenta es necesaria una sedimentación muy lenta de las partículas del material, los cuales deben ser de dimensiones muy pequeñas (con diámetros menores de 0.002 mm), principalmente coloidales. Los flóculos adquieren dimensiones tales que la fuerza gravitacional y las fuerzas de atracción los obliga a sedimentarse formando una estructura de tipo panal. La Fig. 2.3 muestra la forma de la estructura floculenta. Los materiales con estructura floculenta son necesariamente más compresibles que los materiales con estructura de panal o simple y pueden catalogarse entre aquellos de alta y muy alta compresibilidad. En algunos casos, cuando los minerales de arcilla en una estructura floculenta son activos, la adherencia entre las partículas dada por el agua adherida, produce cohesión mayor a la que se puede presentar en las estructuras de panal, por lo que éstas pueden tener menos resistencia al esfuerzo cortante que algunas estructuras floculentas. Como caso típico de esta situación se puede citar los sedimentos lacustres de la cuenca del valle de México. Los materiales de estructura floculenta son en general menos permeables que los de estructuras cavernosas. Las estructuras arriba descritas, la simple, la de panal y la floculenta forman las estructuras bases de las cuales se originan otros tipos de estructura como son; por ejemplo: la de esqueleto y la mixta (algunos autores suelen llamarles estructuras compuestas)

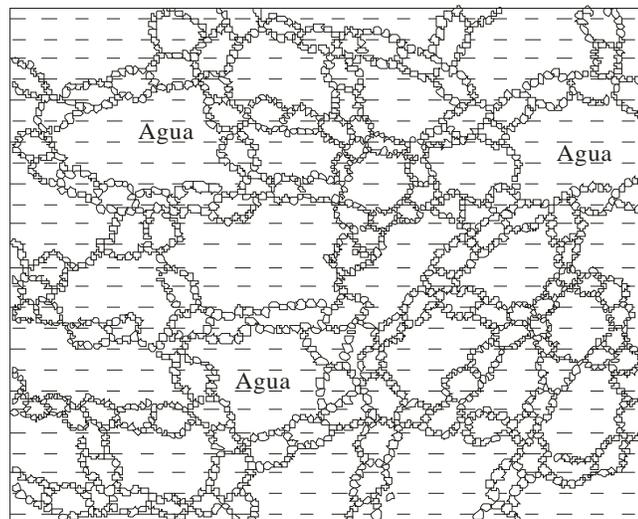


Fig. 2.3. Estructura floculenta (Casagrande 1932)

La estructura de esqueleto. Está formada por granos no cohesivos, originando un material poroso; las oquedades dejadas por la estructura de esqueleto, las ocupa una matriz constituida generalmente por arcilla. Fig. 2.4.

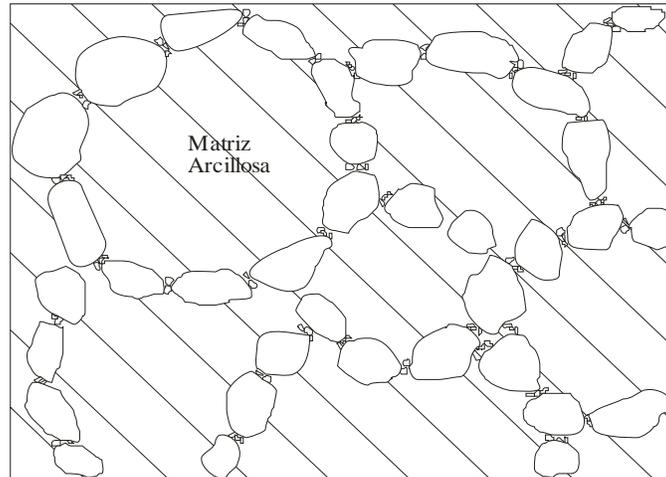


Fig. 2.4. Estructura de esqueleto (Casagrande 1932)

Estos depósitos ofrecen un comportamiento mecánico especial y fueron formados en aguas salinas. Las condiciones estructurales de estos materiales los hacen sensibles a la aplicación de esfuerzos o cambios en las condiciones hidrostáticas, un cambio en las condiciones hidráulicas iniciales de la masa puede producir un colapso del esqueleto formado por los granos no cohesivos de limo y arena fina, produciéndose una compresión muy fuerte de la matriz arcillosa no consolidada, ocasionándose por consiguiente un hundimiento fuerte de la superficie del suelo o de las estructuras que se coloquen sobre él. En los Fiordos en Noruega y Suecia se encuentran suelos típicos de estructura de esqueleto. Su resistencia es muy baja, al grado que excavaciones de pequeñas zanjas de drenado o el hincado de pilotes producen alteraciones de consideración que perturban la masa del subsuelo.

Estructura mixta. Este tipo de estructura es la más compleja de las estructuras naturales formadas por sedimentación. En ella pueden encontrarse combinadas la estructuras bases, de hecho se puede considerar como una estructura parcialmente

floculenta, es decir, la cual, además de contener granos de arena fina y limo que constituyen el esqueleto, también contienen granos formados por partículas de arcillas, las cuales no tienen la dureza propia de los granos de limo y arena desde el punto de vista petrográfico. Los grupos de granos de arcilla y coloides se forman con ayuda del fenómeno de electrólisis en el agua salina donde se produjo la sedimentación. En general la estructura mixta puede presentar oquedades muy altas, ya que además de la alta oquedad propia de la estructura floculenta, los granos que constituyen su esqueleto pueden estar formados por aglomeraciones de pequeños granos de arcilla y materiales sumamente porosos como diatomeas, conchas microscópicas o fragmentos microscópicos de materiales piroclásticos. Como tipo de estructura mixta, se puede citar la arcilla limosa del subsuelo de la ciudad de México, que contiene granos como los que se han citado arriba; esto es, flóculos formados por minerales de arcillas, cenizas y polvos volcánicos porosos, diatomeas y conchas microscópicas que en conjunto con los granos finos de arcilla adheridos a ellas, forman aglomeraciones sumamente porosas que hacen aumentar la oquedad convencional del material hasta relaciones comunes de 10 o más, esto es, diez volúmenes de agua por uno de materia sólida. Así se forma una estructura doblemente floculenta. La Fig. 2.5 indica la forma en que está constituida una estructura de este tipo.

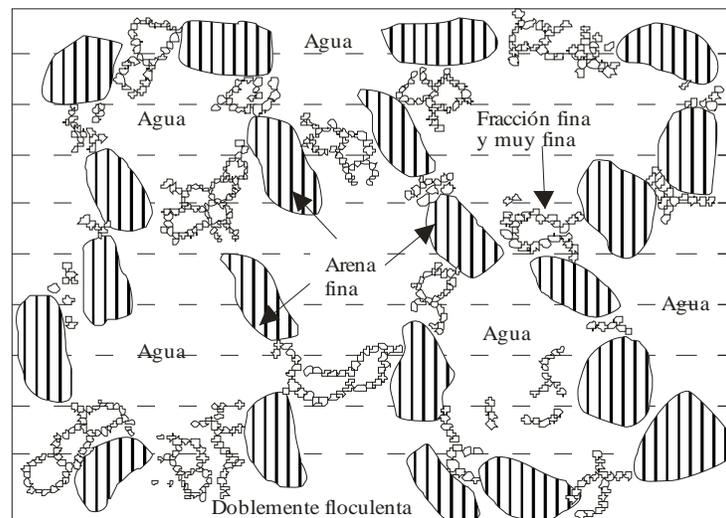


Fig. 2.5 Estructura mixta (Casagrande 1932)

Es evidente que cuando una estructura de tipo floculenta se sujeta a esfuerzos se originarán cambios de importancia en las propiedades mecánicas del material. Una estructura simple sujeta a esfuerzos, no cambia sensiblemente sus propiedades mecánicas por las deformaciones que el material sufre, sin embargo, una estructura de grupo puede sufrir cambios de importancia, ya que los granos suaves de arcilla pueden ser desplazados o reorientados con mayor facilidad durante el proceso de compresión. Las aglomeraciones de granos pueden romperse o deformarse fuertemente dando origen a un cambio importante en las propiedades mecánicas y principalmente en la compresibilidad de estos materiales.

2.1.2 Composición mineralógica de las arcillas

Se denomina tamaño arcilla a aquellas partículas con dimensiones menores a 2 micras, hasta las partículas coloidales. Los minerales de arcilla son el producto de la descomposición química de las rocas provocadas básicamente por la hidratación de los componentes menos estables de éstas. De esta manera las arcillas están constituidas principalmente por silicatos de aluminio hidratados en los que frecuentemente el aluminio es reemplazado por hierro y magnesio o cantidades pequeñas de álcalis. También se presentan dentro del tamaño correspondiente a la fracción de arcilla, pequeñas cantidades de cuarzo, óxidos y minerales ferro magnesianos. Los minerales de arcilla ocurren en placas planas, como láminas. Existen dos tipos de estas láminas, a saber: la silícica y la alumínica.

La disposición de los átomos para formar la unidad básica silícica es en bloques de forma de tetraedro Fig. 2.6.

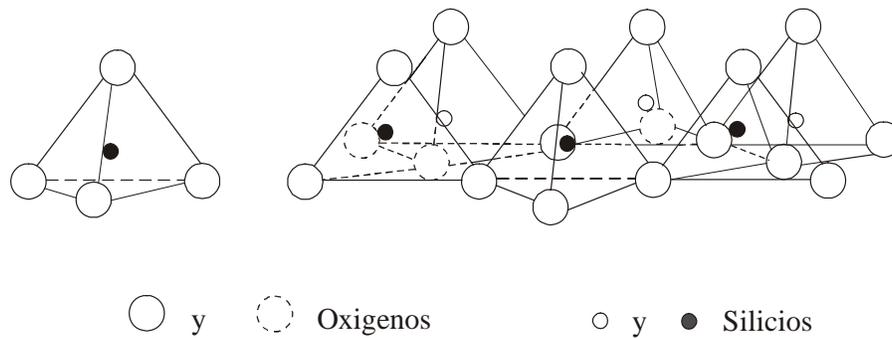


Fig. 2.6. Tetraedro de Silicio arreglo tetraédrico de sílice en sistema hexagonal

Para la lámina alumina la disposición es en bloques de octaedro, Fig. 2.7.

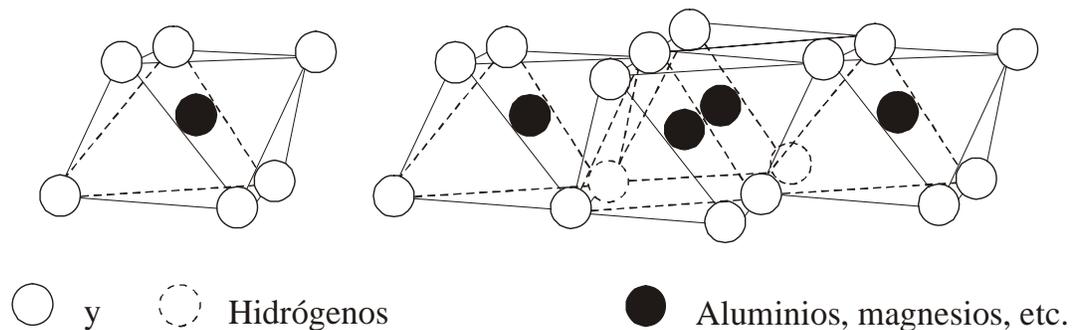


Fig. 2.7. Octaedro y arreglos estructurales de octaedros

En general, los minerales de arcilla, dependiendo del material que los constituye, tienen ciertas propiedades importantes como la actividad superficial, que se refiere al conjunto de fenómenos físicos y químicos producidos por la carga superficial de cada partícula, dependiendo estos de la intensidad de la carga, que para algunos minerales es mayor que para otros. La fuerza de atracción molecular produce en la periferia de las partículas capas de agua adsorbida, este fenómeno de adhesión de las moléculas del agua a las partículas, se denomina adsorción, así una arcilla de una actividad superficial mayor, tendrá la propiedad de que sus partículas atraen

fuertemente películas de agua más gruesas que otros minerales de arcilla de actividad superficial menor. El complejo de adsorción lo constituyen ciertas sustancias minerales atraídas fuertemente, cuyos cationes penetran en las capas adsorbidas. El proceso de reemplazar estos cationes por otros, en el complejo de adsorción se denomina el cambio de base. Una arcilla que contiene un complejo de adsorción de hidrógeno, de calcio o de sodio, en que algunos de estos prevalecen, proporciona a la arcilla el nombre que corresponde al complejo de adsorción, es decir arcilla hidrogenada, arcilla cálcica o arcilla sódica respectivamente. Las películas de agua adsorbidas conocidas como agua sólida y semi-sólida llegan a tener espesores del orden de 0.2 micras. Se ha encontrado que en algunas arcillas el volumen de agua adsorbida, puede llegar a ser varias veces el volumen total de la materia sólida que constituye el grano. Generalmente los granos de arcilla aún y cuando tengan dimensiones de 0.2micras, exhiben propiedades semejantes a las que pueden exhibir sus componentes, es decir, propiedades de adhesión y floculación como las que exhiben los coloides constituidos principalmente por minerales de arcilla.

Los minerales de arcilla se dividen en tres principales grupos:

- I. Montmorilonitas
- II. Caolinitas
- III. Ilitas

El primer grupo llamado **montmorilonitas** está constituido principalmente por el mineral del mismo nombre en donde la relación de sílice a alúmina es generalmente de 2 a 1. Se forma por una lámina alumínica entre dos silícicas, la unión entre las retículas de este material es débil. El diagrama esquemático de éste grupo se presenta en la Fig. 2.8. (Mitchell et al 1993)

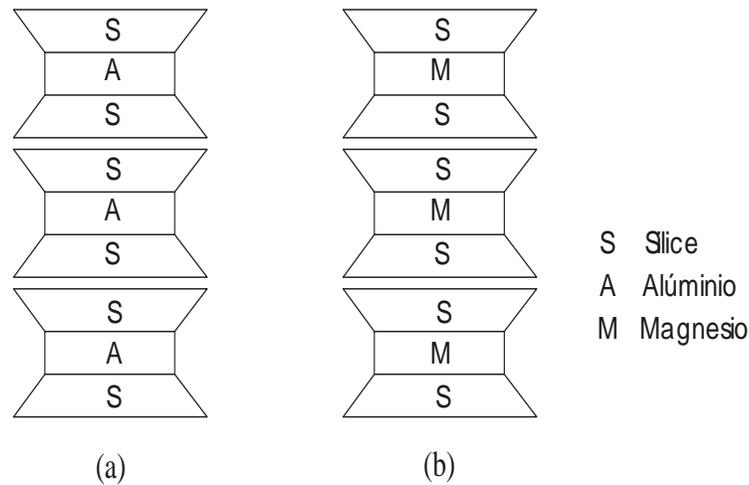


Fig. 2.8. Diagrama esquemático de la estructura de los minerales de (a) Montmorilonita. (b) Soponita

De forma más específica podemos mencionar que en este tipo de mineral de arcilla, la alúmina está parcialmente reemplazada por óxido de hierro o magnesio. Cuando la sustitución es completa, entonces toma el nombre de nontronita o soponita respectivamente. Los minerales correspondientes a éste grupo tienen la propiedad de hincharse fuertemente, es decir, de que se produzca un hinchamiento en la estructura del mineral.

En general este hinchamiento es debido a la gran afinidad que tiene el mineral montmorilonita con el agua; el agua libre es adsorbida fuertemente por las partículas del mineral entrando a formar parte de la estructura molecular. Algunos investigadores han encontrado que el volumen del agua adsorbida tanto en la estructura molecular como en la zona periférica de la partícula, en el caso de las montmorilonitas, puede llegar a ser hasta de siete veces el volumen de la materia sólida del grano. Si parte de la alúmina fue reemplazada por hidrógeno, calcio, sodio o litio, entonces la montmorilonita toma el nombre del complejo de adsorción correspondiente. De esta manera los investigadores llaman a este mineral; montmorilonita de hidrogeno, montmorilonita de calcio, montmorilonita de sodio o de litio, etc.

Si aparte de esto en el agua adsorbida se encuentra materia orgánica coloidal, entonces se incrementa la adsorción y por consiguiente el espesor de las láminas de agua adheridas a la periferia del grano. Una montmorilonita de sodio o litio puede

formar estructuras de mayor oquedad que otra montmorilonita conteniendo otro complejo de adsorción.

Un ejemplo de la montmorilonita se puede apreciar en la Fig. 2.9, la cual muestra la **fotomicrografía** de ésta.

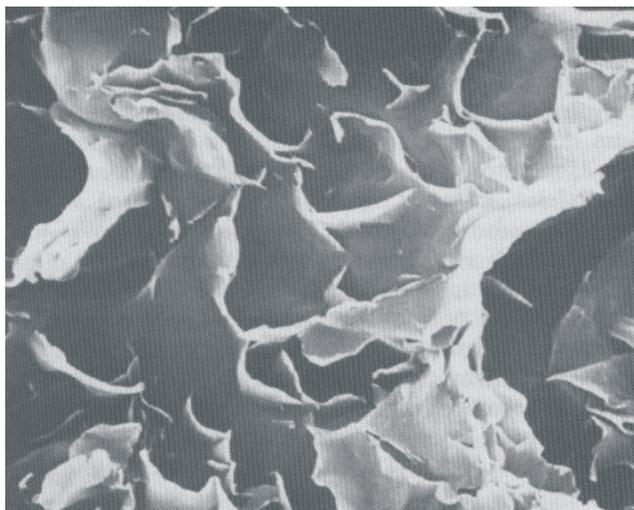


Fig. 2.9. Fotomicrografía de la montmorilonita(Terzaghi et. al 1998)

Generalmente el material básico de la montmorilonita se forma por la descomposición química o devitrificación de los vidrios volcánicos. El nombre montmorilonita proviene de depósitos de este mineral que se encuentran en Mont Morillon, Francia, en donde el mineral tiene un color amarillo ocre. Sin embargo, dependiendo de los óxidos y sustancias coloidales orgánicas que contenga la montmorilonita, podrán producirse otros colores como café, café rojizo y verde olivo. Una de las propiedades importantes de la montmorilonita es que por lixiviación se remueve la alúmina, destruyéndose parcialmente la estructura molecular del mineral, originándose por lo tanto cambios de resistencia en la arcilla. La alúmina puede removerse por lixiviación al pasar por ella una solución concentrada ácida o salina, cambiando las propiedades mecánicas del material.

El grupo de las **caolinitas** se forma en general por la caolinización de las rocas ígneas feldespáticas, su relación de sílice a alúmina es de aproximadamente 1. Podemos mencionar que están formadas por una lámina silícica y otra alúminica, que se superponen indefinidamente. La Fig. 2.10. muestra un diagrama esquemático de la estructura de los minerales de Caolinita. La actividad superficial de los minerales de caolinita es pequeña. La forma de las partículas es plana, hojosa o escamosa, ésta no adsorbe en su estructura molecular el agua como lo hacen las montmorilonitas. Debido a esto, los minerales de caolinita no presentan la propiedad de hincharse al contacto con el agua, o de una fuerte contracción al secarse. Como las capas de agua adsorbidas periféricas son relativamente pequeñas comparadas con el diámetro del grano, las estructuras que forman las arcillas que contienen minerales de caolinita, en general no tienen oquedades tan grandes como las que presentan las arcillas que contienen minerales de montmorilonita.

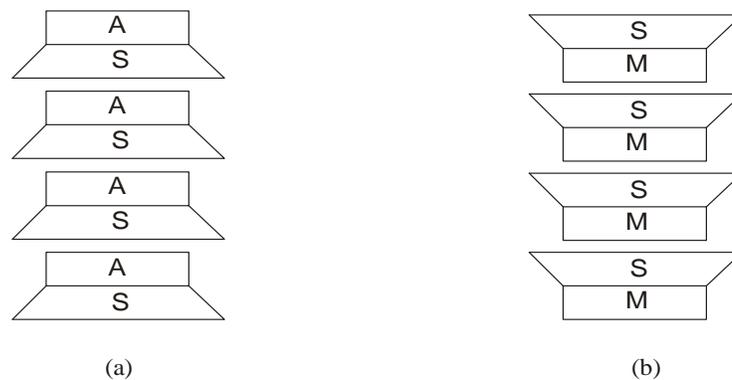


Fig. 2.10. Diagrama esquemático de la estructura de los minerales de (a) Caolinita. (b) Haloisita

El color de las caolinitas depende de su contenido de óxidos de hierro, la caolinita pura es blanca. Una variación en el grupo de las caolinitas, es la Haloisita de partículas tubulares, la cual, dependiendo de la cantidad de óxido de hierro y coloides orgánicos que contenga, puede presentar una variedad extensa de colores. Las arcillas del grupo de las caolinitas en su estado natural saturado, no se hinchan fuertemente al

ser descargadas ni se reblandecen por el mismo concepto. Además, al ser deshidratadas no sufren contracción. Fig. 2.11.

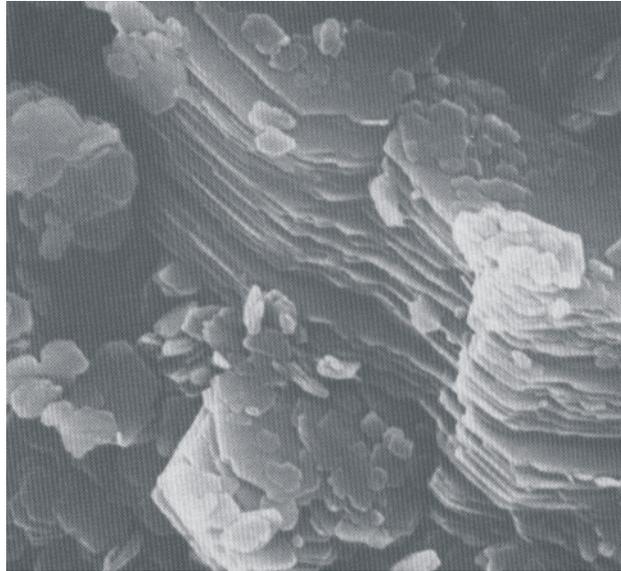


Fig. 2.11. Fotomicrografía de la caolinita (Terzaghi et. al 1998)

El grupo de las illitas, se ha dado más bien al grupo que al mineral de arcilla y el nombre corresponde idénticamente a los minerales de arcilla que son producto de la hidratación de micas blancas, comúnmente se les llama:

- a) Minerales de arcilla de estructura similar a mica.
- b) Minerales de arcilla de apariencia de sericita.
- c) Minerales de arcilla con contenido de potasio.

El diagrama esquemático de los minerales de illita se muestra en la Fig. 2.12.

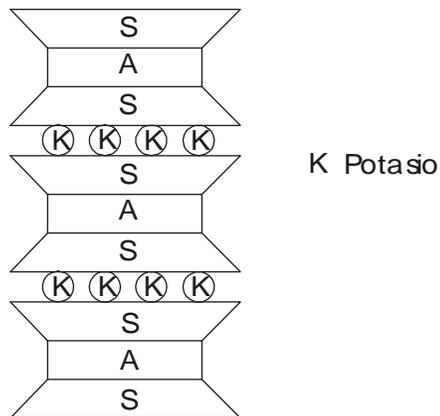


Fig. 2.12. Diagrama esquemático de la estructura de los minerales de Illita

También la glauconita contiene una estructura similar a las illitas. Algunos minerales de este grupo contienen sustituciones de la alúmina por hierro y magnesio.

Las illitas generalmente no poseen las propiedades de hinchamiento que presentan minerales del grupo de las montmorilonitas, lo cual hace distinguirlos prácticamente fácil de aquellas. La relación de sílice a alúmina es de aproximadamente de 2. Los granos tienen propiedades de adsorción mucho menos activas que en el caso de las montmorilonitas. La fotomicrografía de la illita se puede apreciar en la Fig.2.13.

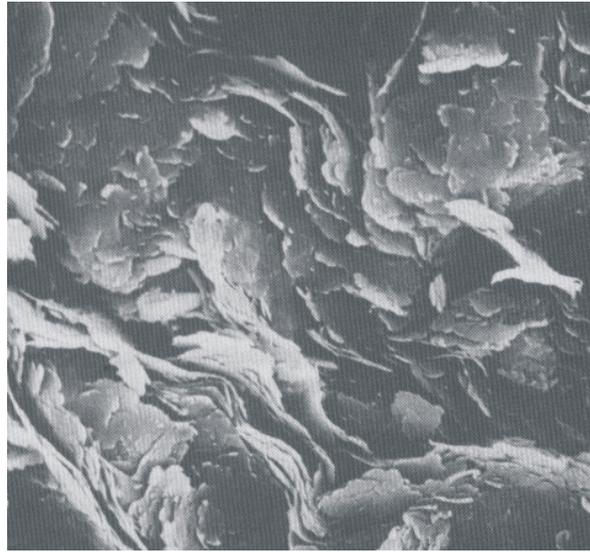


Fig. 2.13 Fotomicrografía de la illita (Terzaghi et. al 1998)

2.1.3 Descripción general de los suelos de la Ciudad de México

La investigación de los suelos de la ciudad de México ha sido llevada a cabo desde hace muchos años y ha sido motivo para que diversos investigadores (Marsal (1959), Mesri (1975), Zeevaert (1953, 1957), Díaz Rodríguez (1992), Whitman (1987) tanto nacionales como extranjeros continúan interesados en el estudio de las propiedades excepcionales que estos tienen. Entre estas se pueden mencionar: contenidos de agua que llegan a sobrepasar el 400%, índice de plasticidad que excede el 300%, C_c que puede llegar a ser tan alto como 10 (Díaz-Rodríguez et al 1998).

Un ejemplo claro de lo anterior lo observamos en la Figura 2.14 (Terzaghi et. Al 1996), donde el índice plástico de los suelos de la Ciudad de México se compara con otros suelos arcillosos del mundo.

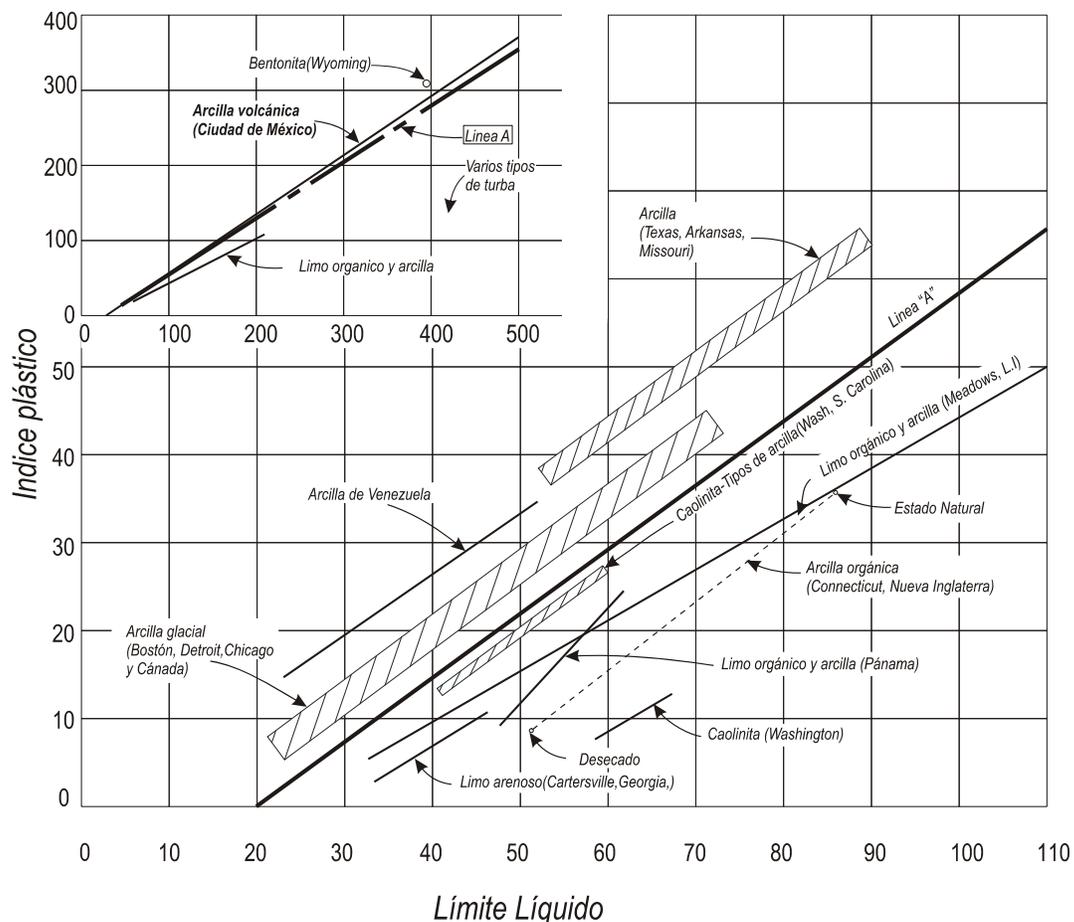


Fig. 2.14. Relación entre el límite plástico y el límite líquido de suelos típicos (Casagrande 1943)

De acuerdo a estudios recientes (Díaz-Rodríguez et. al 1998) la descripción estratigráfica típica de los suelos lacustres de la ciudad de México se describe brevemente como:

Zona 1: Arenas con gravas con una matriz de limo, las partículas mayores alcanzan un tamaño máximo de 1.5 cm (40-38 m)

Zona 2: Arenas con gravas y arenas limosas. (38 – 36 m).

Zona 3: Limo arcilloso con arena. Granulométricamente, esta zona se clasifica como limo arcilloso, con poca arena (36 – 30 m).

Zona 4: Limo arcilloso o arcilla limosa. La zona 4 representa un lapso en el cual las condiciones lacustres se establecieron claramente, esto apoyado por la evidente proliferación de diatomeas y ostrácodos en los sedimentos (30 – 7 m).

Zona 5: Limo arcilloso con arena, la granulometría de esta zona corresponde a la de una arena, con variaciones de limo arenoso y limo arcilloso. El contenido de agua tiene a decrecer (7 – 3 m).

Zona 6: Relleno artificial producto de la actividad humana (3 – 0 m).

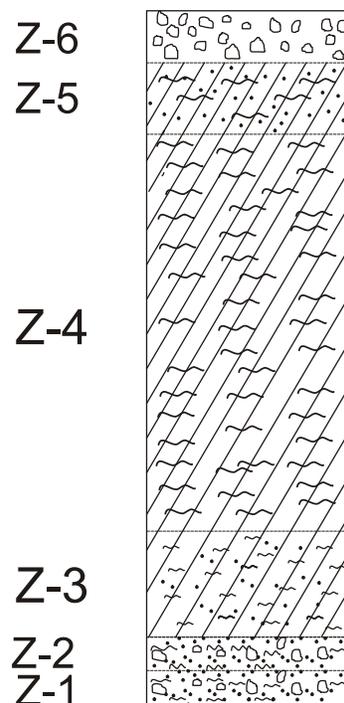


Fig. 2.15 Columna estratigráfica de acuerdo a (Díaz Rodríguez et. al 1998)

2.1.4 Propiedades índice de los suelos de la Alameda Central en la Ciudad de México.

Como ya se mencionó la zona de estudio se encuentra localizada en el parque de la Alameda Central y en donde de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para el Distrito Federal se encuentra situado en la zona denominada tipo III figura 2.16. El croquis de localización del sondeo se observa en los anexos de esta tesis.

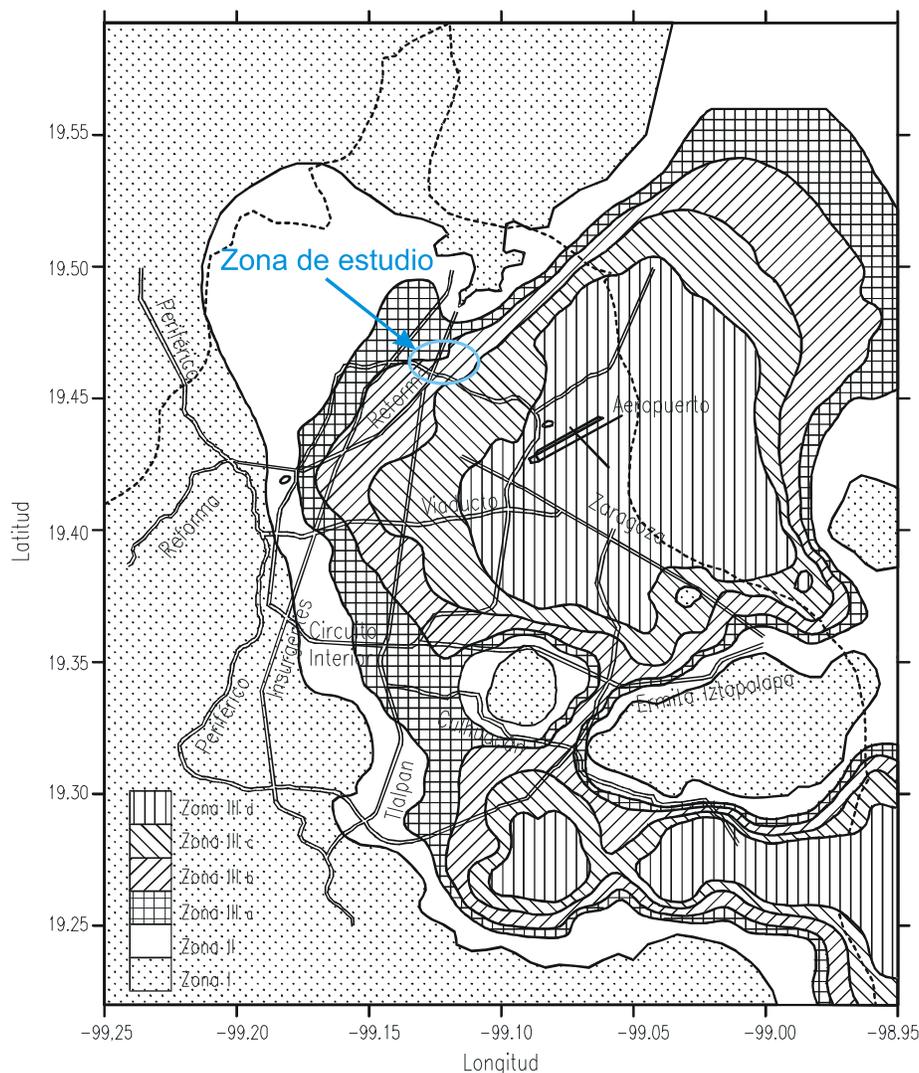


Fig. 2.16 Zonificación geotécnica (2004)

Para llevar a cabo los estudios del presente trabajo se realizó un sondeo denominado SM-1 en el parque de la Alameda Central. El sondeo realizado fue de tipo mixto extrayendo muestras alteradas de suelo por medio del penetrómetro estándar hasta

una profundidad de 7m, posteriormente se realizó la recuperación de muestras continuas de suelo mediante muestreador tipo Shelby hasta una profundidad de 30m.

En la Tabla 2.1 se resumen las propiedades índice obtenidas del sondeo. Cabe señalar que la profundidad a las que corresponden las muestras que se ensayaron para la realización de este trabajo corresponden a una profundidad de 16.80 a 18.00m. se determinó esta profundidad debido a que, a pruebas realizadas anteriormente en este tramo, se contaba con una mayor homogeneidad del suelo, así mismo se obtuvieron *radiografías* de los tubos extraídos, con el objetivo de determinar algunas posibles fracturas ocasionadas durante el muestreo del suelo, con ello se encontró que esta longitud fue la que no contaba con algún tipo de fisura o fractura del suelo.

Tabla 2.1 Propiedades índice

Profundidades (m)		ω (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Ss (%)
0.00	0.60	18.61				2.47
0.60	1.20	23.90				2.54
1.20	1.80	31.81				2.36
1.80	2.40	33.24				2.48
2.40	3.00	23.95				2.52
3.00	3.60	40.30				2.39
3.60	4.20	44.46				2.37
4.20	4.80	78.60				2.49
4.80	5.40	62.28				2.51
5.40	6.00	108.47				2.57
6.00	6.60	148.40				2.45
6.60	7.20	338.53				2.33
7.20	7.30	408.31	579.00	57.80	521.40	2.40
9.40	9.55	289.97	378.90	56.80	322.10	2.38
13.20	13.30	95.96	135.50	29.00	106.50	2.62
13.80	14.00	199.95	204.20	42.60	161.60	2.33
14.20	14.40	276.98	324.30	62.50	261.80	2.35
15.80	16.00	229.71	343.60	59.10	284.50	2.49
16.80	17.00	197.67	203.64	64.85	138.79	2.35
17.00	17.20	208.31	207.96	81.26	126.71	2.39
17.20	17.40	199.09	184.93	59.35	125.57	2.40
17.60	17.80	222.47	280.98	75.00	205.00	2.38
17.80	18.00	186.73	264.90	44.80	220.10	2.50
18.20	18.40	195.83	263.70	37.10	226.60	2.38
18.40	19.20	216.98	341.60	61.70	279.90	2.35
19.20	19.80	320.83	250.30	44.20	206.10	2.42
21.14	21.28	203.79	262.10	51.40	210.70	2.53
23.20	23.35	290.07	353.40	44.90	308.50	2.50
25.45	25.60	82.49	115.10	42.00	73.10	2.38
27.20	27.35	190.20	263.00	46.70	216.30	2.51
29.45	29.60	222.99	302.40	73.10	229.30	2.51

 Longitud donde se realizarón los ensayos

En la profundidad donde se obtuvieron las muestras se tienen las siguientes de las propiedades índice:

El contenido de agua en la profundidad donde se obtuvieron las muestras varió de 186.73 % a 222.47 % teniendo un promedio de 202.85%. La variación se considera aceptable (19.14%, respecto al límite inferior), teniendo en cuenta que la longitud de la profundidad donde se obtuvieron las muestras fue de 1.20 m.

Para el límite plástico el valor mínimo fue de 44%, lo cual nos da como resultado que se tengan índices de plasticidad superiores al 200%. En ocasiones el LL fue superior al contenido natural de agua, lo cual con lleva a tener suelos altamente deformables ya que el suelo tiende a comportarse como un material semilíquido. De acuerdo a la norma ASTM D 4318-00 y a la norma D 247-00, el suelo se clasifica como un CH y MH. El cual corresponde a suelos arcillosos inorgánicos de alta plasticidad y a los suelos limo arcillosos de alta compresibilidad.

Con relación a la densidad de sólidos (S_s), en ésta quedó comprendida en un rango de 2.35 a 2.50. Valores consistentes con lo reportado en otros estudios. En el caso de la densidad de sólidos obtenidos en toda la profundidad los valores están comprendidos entre 2.33 y 2.62.

3. Efecto de la velocidad de deformación en la resistencia al esfuerzo cortante

3.1 Introducción

Para la realización de las pruebas se sometió un espécimen a presión confinante aplicando carga monotonía en el mismo, las velocidades de deformación utilizadas para llevar la muestra a la falla fueron: $\dot{\epsilon} = 5\%/hr, 1\%/hr, 0.1\%/hr, 0.02\%/hr$.

El programa experimental comprendió la realización de 16 pruebas triaxiales del tipo CU. (consolidado-no drenado)Tabla 3.1.

Tabla 3.1. Programa Experimental

$\dot{\epsilon}$ %/h	ENSAYES CU			
	σ'_c (kPa)			
	40	80	160	300
5	1	2	3	4
1	5	6	7	8
0.1	9	10	11	12
0.02	13	14	15	16

Con base en el esfuerzo de fluencia del suelo, se determinó estudiar cuatro niveles de esfuerzo, dos antes del esfuerzo de fluencia (suelo preconsolidado) y dos después del esfuerzo de fluencia (suelo normalmente consolidado).

3.1.1 Estudios previos

Desde hace muchos años se ha buscado en la ingeniería geotécnica reproducir en laboratorio los fenómenos que ocurren en el campo para buscar describir de una forma precisa el comportamiento real del suelo.

Bajo este contexto es conveniente hacer mención que a través del tiempo se ha investigado acerca de las variables que directa o indirectamente intervienen en la respuesta de las propiedades geomecánicas de los suelos. Como ejemplos podemos citar a Bjerrum (1958), Mitchell (1964), Alberro y Santoyo (1973) y posteriormente a Vaid y Camponella(1977), en estos artículos se estudió la influencia en dichas propiedades de

diversas variables tales como: el tiempo, el Creep, el “envejecimiento” del suelo, la temperatura y la velocidad de deformación. Por ejemplo se ha concluido que la resistencia del suelo aumenta al aumentar su velocidad de deformación, pero que éste se incrementa en el caso de suelos que tienen índices de plasticidad altos, como es el caso de los suelos de la Ciudad de México

Vaid y Camponella (1977) muestran en estudios realizados en arcillas normalmente consolidadas con velocidades de deformación hasta de 0.2 % por hora, que a velocidades menores a ésta, ya no influye la velocidad de deformación, sin embargo como se mencionó antes la velocidad de deformación tiene mayor influencia en arcillas con índices de plasticidad altos y que para el caso del estudio realizado por Vaid y Camponella (1977) se utilizó arcillas con índices de plasticidad de 18 %. Sin embargo para el caso de la ciudad de México se tienen índices de plasticidad que exceden el 300% y en el caso del presente estudio (suelos de la Alameda Central, en la Ciudad de México) fueron en promedio de 140%. Tabla 2.1. Esto ha motivado el estudio de la velocidad de deformación e implicaciones en la resistencia al esfuerzo cortante.

Uno de los estudios recientes en este tema lo realizó López Carbajal (2005), su estudio se basó en el comportamiento de la velocidad de deformación del suelo de la ciudad de México interpretado con el principio de Proporcionalidad natural. En las pruebas realizadas por el autor se tiene un incremento de la resistencia al esfuerzo cortante del orden del 9% de la velocidad de deformación por cada ciclo logarítmico.

El principio de proporcionalidad natural expresa simplemente, que todos los fenómenos en la naturaleza son ordenados y simples: ordenados porque conducen a pensar que todos los fenómenos se pueden describir por una ecuación matemática; simples porque conducen a pensar que las ecuaciones matemáticas son así, “simples”. Por ello de acuerdo a este principio se han proveído de ecuaciones simples (y que para efectos de esta tesis no serán descritas, sin embargo en las referencias citadas se pueden consultar este tipo de enfoque, así como también las conclusiones a las cuales llegó el autor en sus estudios).

3.1.2 Velocidades altas de deformación en la resistencia al esfuerzo cortante

De acuerdo a las velocidades de deformación se ha considerado que estas son altas cuando están por arriba del 1% por hora. Un estudio considerando las velocidades altas de deformación fue realizado por Martínez Vázquez (Díaz Rodríguez y Martínez Vázquez, 2004,) y el cual realizó esencialmente ensayos del tipo CU (consolidado- no drenado) con velocidades de deformación del 1, 5, 100 y 800% por hora y con esfuerzos de confinamiento σ'_c de 40, 80, 160 y 300 kPa.

Dentro de estas velocidades de deformación se realizaron análisis del efecto de la velocidad de deformación en la rama preconsolidada (estructurada) y en la rama normalmente consolidada (desestructurada), los resultados principales obtenidos por Martínez Vázquez (Díaz Rodríguez y Martínez Vázquez, 2004) fueron los siguientes:

- a) Para el caso de la rama preconsolidada el esfuerzo desviador máximo aumenta si la velocidad de deformación aumenta y se define un pico en la curva esfuerzo - deformación a mayor velocidad de deformación; el exceso de presión de poro” se incrementa a mayor velocidad de deformación.
- b) Para el caso de la rama normalmente consolidada el comportamiento esfuerzo - deformación no presenta un pico claramente definido; las curvas esfuerzo vs deformación siguen similar tendencia únicamente para velocidades de deformación del 1 %/h y del 5%/h. El exceso de presión de poro al igual que en especímenes preconsolidados aumenta si la velocidad de deformación crece.
- c) Asimismo se hace hincapié en que las graficas que están por debajo del esfuerzo de fluencia (rama preconsolidada) tienen una pendiente mayor en una gráfica “esfuerzo desviador máximo normalizado con el esfuerzo confinante versus velocidad de deformación”, lo cual implica que hay una mayor respuesta a la velocidad de deformación. Para las muestras localizadas en la cercanía del esfuerzo de fluencia la pendiente decrece, sin embargo las muestras localizadas en la rama desestructurada muestran una pendiente muy pequeña.

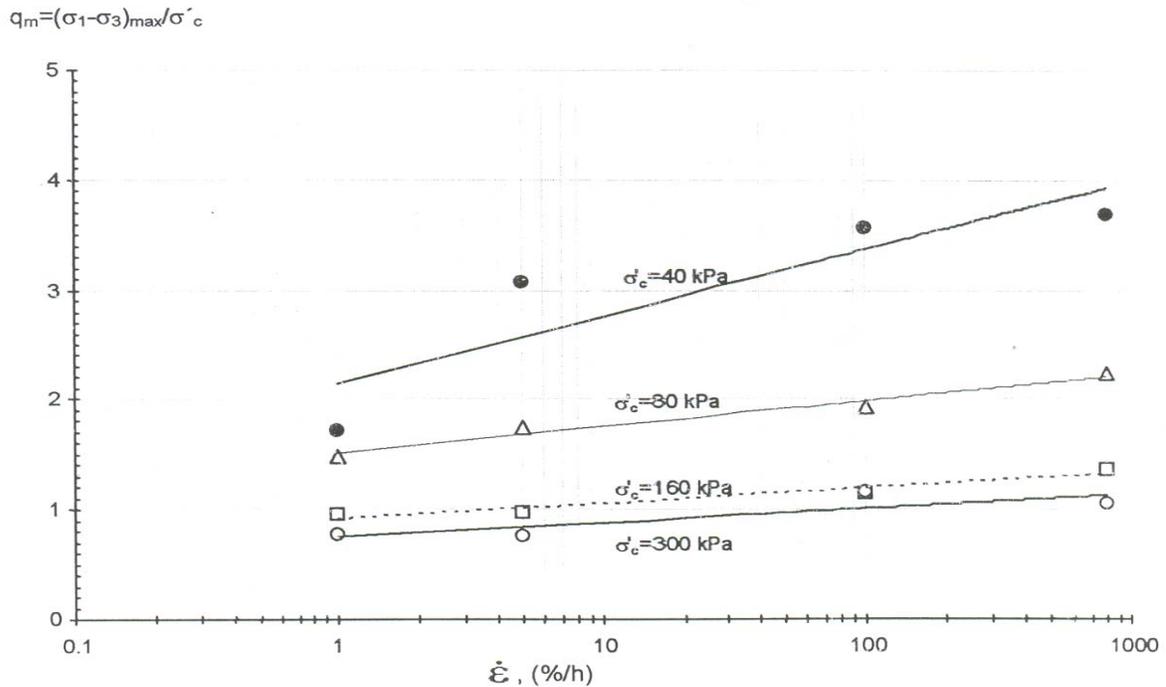


Fig. 3.1 Esfuerzo desviador máximo versus velocidad de deformación para distintos confinamientos (Díaz Rodríguez y Martínez Vázquez, 2004)

Por otro lado en el caso del efecto de la velocidad de deformación sobre la presión de poro hace mención que para igual σ'_c , a mayor velocidad de deformación, aumenta la presión de poro; excepto para dos ensayos a $\sigma'_c = 160$ kPa: velocidad de deformación del 5 %/h y 100%/hr, donde la generación de presión de poro se comportó de manera independiente de la velocidad de deformación.

3.1.3 Análisis de los efectos de las velocidades altas de deformación en la resistencia al esfuerzo cortante en suelos

La tendencia de aumentar la resistencia al esfuerzo cortante en los suelos se cumple para las condiciones de velocidades altas de deformación. Para el caso de la presión de poro se cumple el incremento de éste cuando aumenta la velocidad de deformación como se muestra en la Tabla 3.1

Tabla 3.2. Resultados de la etapa de falla en ensayos CU

PRUEBA	ϵ %/h	σ'_c kPa	u_f kPa	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}}$ kPa	R
1	1	40	32.50	68.80	
5		80	61.00	118.43	42
9		160	120.30	152.77	22
13		300	220.70	230.95	33
<hr/>					
2	5	40	35.80	122.57	
6		80	66.40	139.27	12
10		160	118.90	155.18	10
14		300	196.50	227.05	31
<hr/>					
3	100	40	36.20	142.64	
7		80	67.50	154.18	7
11		160	138.60	182.36	15
15		300	246.60	346.18	47
<hr/>					
4	800	40	37.30	147.25	
8		80	76.80	178.40	17
12		160	153.10	217.76	18
16		300	252.90	314.73	31

Nota: R representa la diferencia en porcentaje del valor superior e inferior para los distintos esfuerzos confinantes (Díaz-Rodríguez y Martínez-Vázquez, 2004).

En la Tabla 3.2 se observa lo siguiente: Tanto la resistencia al corte, como la presión de poro aumentan con la velocidad de deformación sin embargo, para el caso de la velocidad de deformación del 5% y para un mismo esfuerzo confinante de 160 kPa la presión de poro disminuye, es decir para la velocidad de 1%/h es de 120 kPa cuando se incrementa la velocidad para ese mismo esfuerzo confinante de 160 kPa la presión de poro disminuye, sin embargo para el caso de 100 y 500%/h esta presión de poro continua su incremento. Lo mismo sucede para el caso del confinamiento de 300kPa, para el caso del 1% de velocidad de deformación la presión de poro es de 220 kPa para posteriormente disminuir a 196 kPa para el caso de una velocidad del 5%/h y nuevamente volverse a incrementar para velocidades mayores. Justamente esto pasa en la rama desestructurada una vez que se ha superado el esfuerzo de fluencia.

Por otro lado se determinó un porcentaje de proporcionalidad que tiene como finalidad indicarnos como se incrementa la diferencia entre el valor superior y el inferior del esfuerzo confinante para las distintas velocidades de deformación. Tabla 3.3

Tabla 3.3 Diferencia de valores entre esfuerzos confinantes
Para distintas velocidades de deformación

ε %h	1	5	100	800
σ'_c kPa				
40	42%	12%	7%	17%
80				
80	22%	10%	15%	18%
160				
160	33%	31%	47%	31%
300				

En el caso del esfuerzo confinante de entre 160 y 300 Kpa vemos una homogeneidad entre esta diferencia, es decir que el incremento de la resistencia tiene a ser proporcional aunque se tengan distintas velocidades de deformación, crece a razón de aproximadamente el 32 %.

Para el caso del esfuerzo confinante de entre 80 y 160 kPa la dispersión es mayor, mientras que para el caso del esfuerzo confinante de entre 40 y 80 kPa esta dispersión es muy grande la diferencia de entre el valor mayor y menor llega a ser de un 35 %.

4. Resultados

Para la planeación y ejecución del programa experimental se obtuvo la curva de compresibilidad para determinar el esfuerzo de fluencia. Se obtuvo un valor de $\sigma_y = 85kPa$ Fig. 4.1

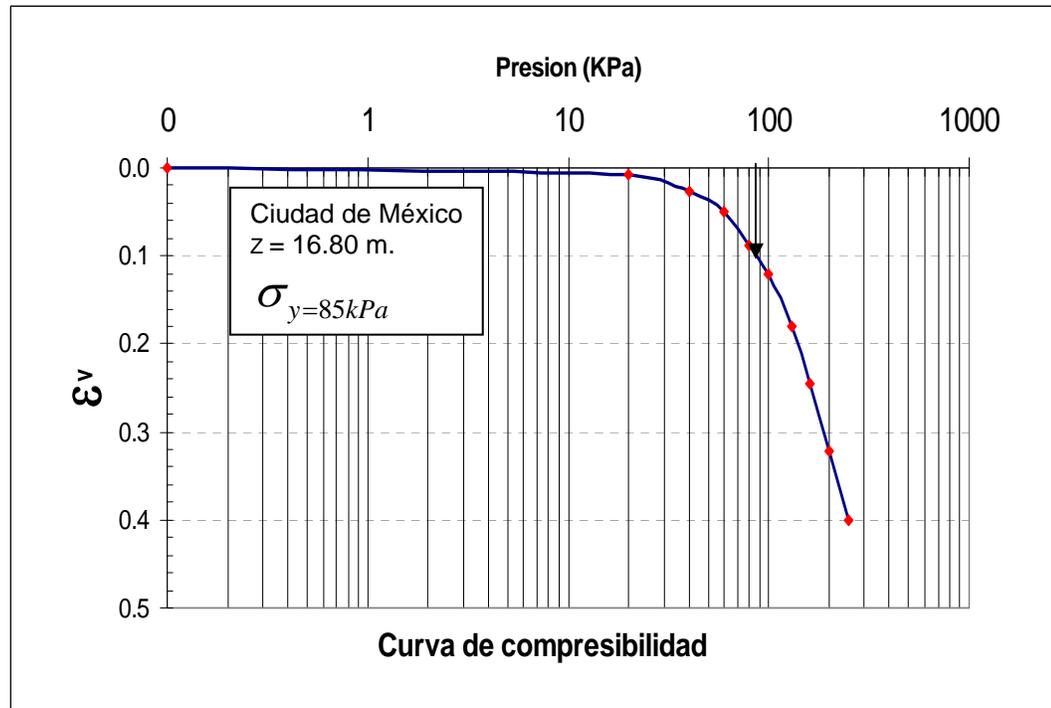


Fig. 4.1 Curva de compresibilidad del suelo ensayado

Una forma aproximada de obtener el esfuerzo de fluencia fue determinando el peso volumétrico de los materiales que se encontraron durante la ejecución del sondeo para posteriormente multiplicarlos por la profundidad que le correspondía y así obtener los esfuerzos geoestáticos, que para la profundidad donde se extrajeron las muestras ensayadas fue de 84 kPa. Tabla 4.1.

Tabla 4.1 Esfuerzos efectivos a diversas profundidades

Profundidades (m)		Espesor (m)	γm (kg/m ³)	$\gamma' m$ (kg/m ³)	σ' (kg/m ²)
0.00	0.60	0.60	1685	1685	1011
0.60	1.20	0.60	1819	1819	1091.4
1.20	1.80	0.60	1762	1762	1057.2
1.80	2.40	0.60	1783	1783	1069.8
2.40	3.00	0.60	1698	1698	1018.8
3.00	3.60	0.60	1462	462	277.2
3.60	4.20	0.60	1306	306	183.6
4.20	4.80	0.60	1339	339	203.4
4.80	5.40	0.60	1356	356	213.6
5.40	6.00	0.60	1391	391	234.6
6.00	6.60	0.60	1348	348	208.8
6.60	7.20	0.60	1350	350	210
7.20	16.80	9.60	1170	170	1632
Esfuerzo efectivo a la profundidad solicitada					8411.4

$$\sigma = 84 \text{ kPa}$$

Los resultados en la Tabla 4.1 como se mencionó son aproximados, sin embargo comparando el resultado obtenido mediante esfuerzos efectivos y el valor obtenido de la curva de compresibilidad, prácticamente son igual. De este punto se partió para la decisión de analizar 2 estados de esfuerzo menores al de fluencia (40 y 80 kPa) y dos esfuerzos posteriores al de fluencia (160 y 300 kPa).

Antes de labrar los especímenes de cada tramo de tubo Shelby que fue utilizado para la elaboración de las probetas se obtuvo mediante torcómetro de bolsillo y Velela la resistencia al corte no drenado del suelo del sondeo. Los resultados obtenidos para cada tramo de la profundidad analizada se presentan en la Tabla 4.2.

Tabla. 4.2 Resistencia al corte sin drenaje. Torcómetro y Veleta.

Año 2007 Sondeo I
 Muestra 25 Profundidad 16.80-17.60

tramo 1 Prof. 16.80-17.00
 k 0.8013

Profundidad 16.80				
prueba	torcometro (kg/cm ²)	torcometro KPa	veleta deflexión(°)	veleta KPa
1	0.36	35.32	63	50.48
2	0.48	47.09	60	48.08
3	0.47	46.11	65	52.08
4	0.46	45.13	62	49.68
5	0.42	41.20	67	53.69
6	0.45	44.15		
Prom.	0.47	45.62	64	51.28

Profundidad 17.00				
prueba	torcometro (kg/cm ²)	torcometro KPa	veleta deflexión(°)	veleta KPa
1	0.35	34.34	57	45.67
2	0.36	35.32	49	39.26
3	0.35	34.34	52	41.67
4	0.36	35.32	50	40.07
5	0.35	34.34	49	39.26
6			49	39.26
Prom.	0.35	34.73	50	40.07

tramo 2 Prof. 17.00-17.20
 k 0.8013

Profundidad 17.00				
prueba	torcometro (kg/cm ²)	torcometro KPa	veleta deflexión(°)	veleta KPa
1	0.4	39.24	64	51.28
2	0.36	35.32	54	43.2702
3	0.35	34.34	54	43.2702
4	0.35	34.34	52	41.67
5	0.37	36.30	53	42.47
6				
Prom.	0.36	35.32	53.67	43.00

Profundidad 17.20				
prueba	torcometro (kg/cm ²)	torcometro KPa	veleta deflexión(°)	veleta KPa
1	0.4	39.24	64	51.28
2	0.44	43.16	58	46.48
3	0.37	36.30	62	49.68
4	0.39	38.26	62	49.68
5	0.43	42.18	61.5	49.28
6	0.45	44.15	59	47.28
Prom.	0.42	40.71	61.13	48.98

tramo 3 Prof. 17.20-17.40
 k 0.8013

Profundidad 17.20				
prueba	torcometro (kg/cm ²)	torcometro KPa	veleta deflexión(°)	veleta KPa
1	0.34	33.354	144.5	48.1185
2	0.25	24.525	147	48.951
3	0.39	38.259	134	44.622
4	0.4	39.24	138	45.954
5	0.4	39.24		
6	0.36	35.316		
Prom.	0.375	36.79	140.8750	46.9

Profundidad 17.40				
prueba	torcometro (kg/cm ²)	torcometro KPa	veleta deflexión(°)	veleta KPa
1	0.38	37.278	61	48.8793
2	0.37	36.297	67	53.6871
3	0.33	32.373	67	53.6871
4	0.34	33.354	68	54.4884
5	0.34	33.354		
6	0.31	30.411		
Prom.	0.345	33.84	65.75	52.7

Año 2007 Sondeo I
 Muestra 26 Profundidad 17.60-18.40

tramo 4 Prof. 17.60-17.80
 k 0.8013

Profundidad 17.60				
prueba	torcometro (kg/cm ²)	torcometro KPa	veleta deflexión(°)	veleta KPa
1	0.36	35.32	66	52.89
2	0.45	44.15	62.5	50.08
3	0.43	42.18	61	48.88
4	0.45	44.15	57	45.67
5	0.45	44.15	64	51.28
6	0.4	39.24		
Prom.	0.43	42.43	62.5	50.08

Profundidad 17.80				
prueba	torcometro (kg/cm ²)	torcometro KPa	veleta deflexión(°)	veleta KPa
1	0.35	34.34	57	45.67
2	0.34	33.35	48	38.46
3	0.35	34.34	52	41.67
4	0.34	33.35	50	40.07
5	0.35	34.34	46	36.86
6			49	39.26
Prom.	0.35	33.94	49.75	39.86

tramo 5 Prof. 17.80-18.00
 k 0.8013

Profundidad 17.80				
prueba	torcometro (kg/cm ²)	torcometro KPa	veleta deflexión(°)	veleta KPa
1	0.4	39.24	63	50.48
2	0.35	34.34	52	41.6676
3	0.35	34.34	55	44.0715
4	0.34	33.35	53	42.47
5	0.36	35.32	52	41.67
6				
Prom.	0.35	34.66	53.00	42.47

Profundidad 18.00				
prueba	torcometro (kg/cm ²)	torcometro KPa	veleta deflexión(°)	veleta KPa
1	0.39	38.26	63	50.48
2	0.43	42.18	57	45.67
3	0.35	34.34	61	48.88
4	0.4	39.24	60	48.08
5	0.42	41.20	62	49.68
6	0.44	43.16	58	46.48
Prom.	0.41	40.22	60.25	48.28

Como se puede observar en la Tabla 4.2 los valores obtenidos por la veleta nos dan mayores resistencias que los tomados por el torcómetro de bolsillo. Esto se puede deber a que hay menos alteración del suelo mediante la prueba de veleta debido a que solo utiliza 2 aspas para penetrar el suelo, además de que la profundidad a la cual penetran es mayor comparada con la penetración de las aspas del torcómetro.

Los valores de la resistencia al corte no drenado mediante el torcómetro de bolsillo varían entre 33.84 kPa y 45.62 kPa. Mientras que los valores obtenidos mediante Veleta varían entre 41.43 kPa a 52.70 kPa. Los valores obtenidos mediante veleta.

El porcentaje de variación de los promedios obtenidos del torcómetro de bolsillo respecto a la veleta es el orden de 18%.

4.1 Pruebas realizadas para velocidades de deformación de 5%/h

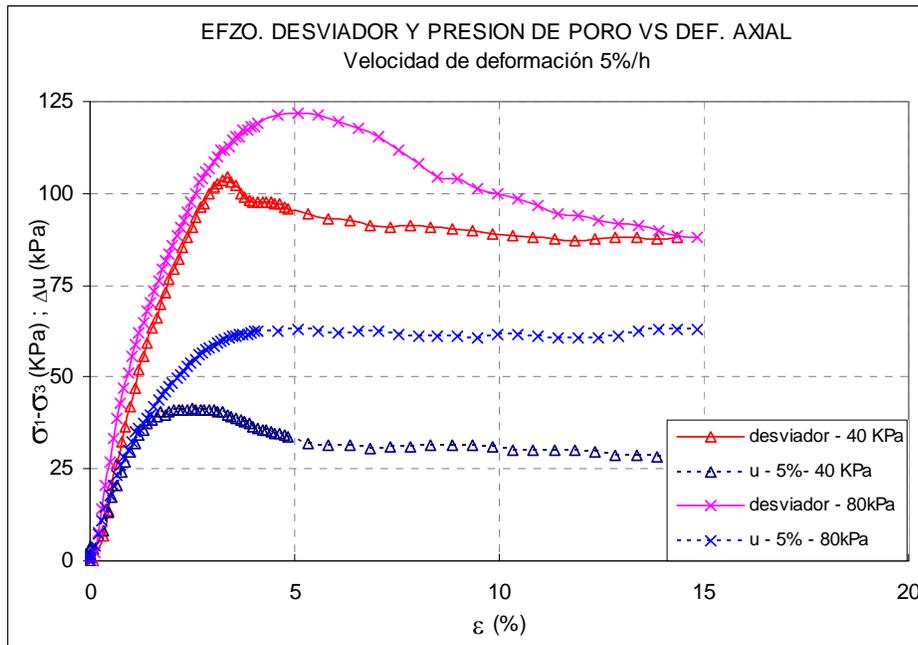


Fig. 4.2 Antes del esfuerzo de fluencia $\dot{\epsilon}=5\%/h$

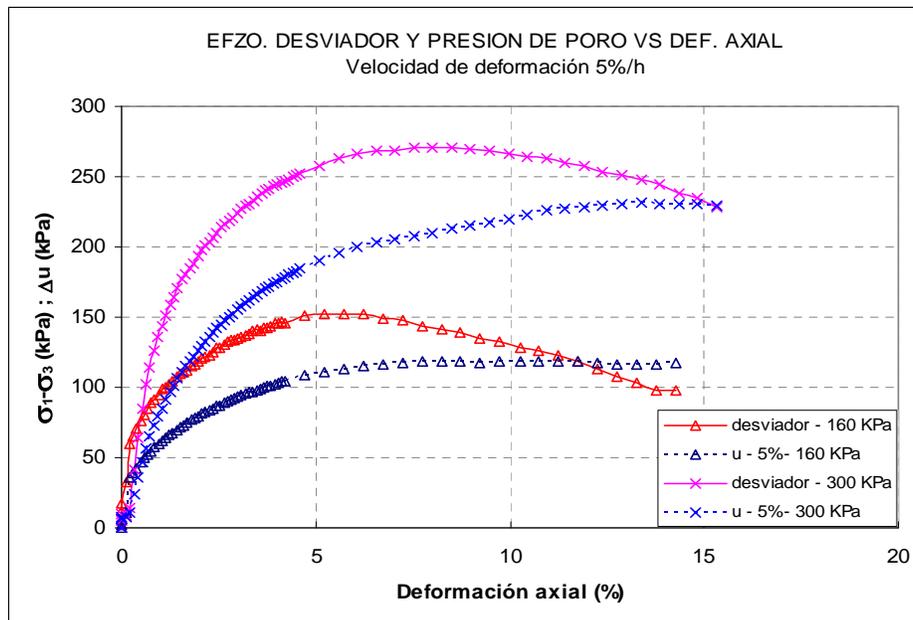


Fig. 4.3 Después del esfuerzo de fluencia $\dot{\epsilon}=5\%/h$

4.2 Pruebas realizadas para velocidades de deformación del 1%/h

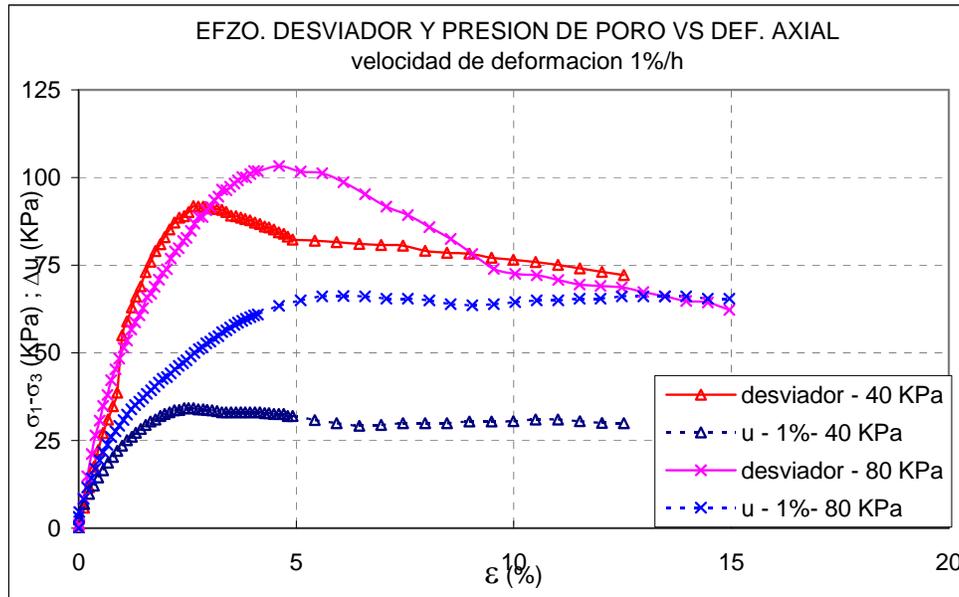


Fig.4.4 Antes del esfuerzo de fluencia $\dot{\epsilon}=1\%/h$

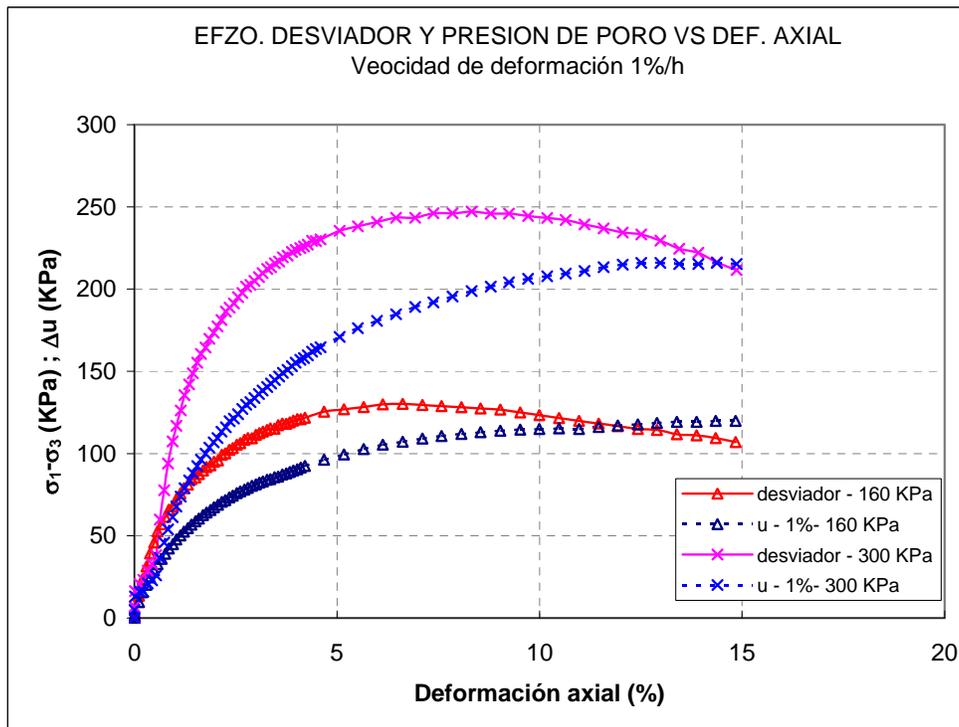


Fig. 4.5 Después del esfuerzo de fluencia $\dot{\epsilon}=1\%/h$.

4.3 Pruebas realizadas para velocidades de deformación del 0.1%/h

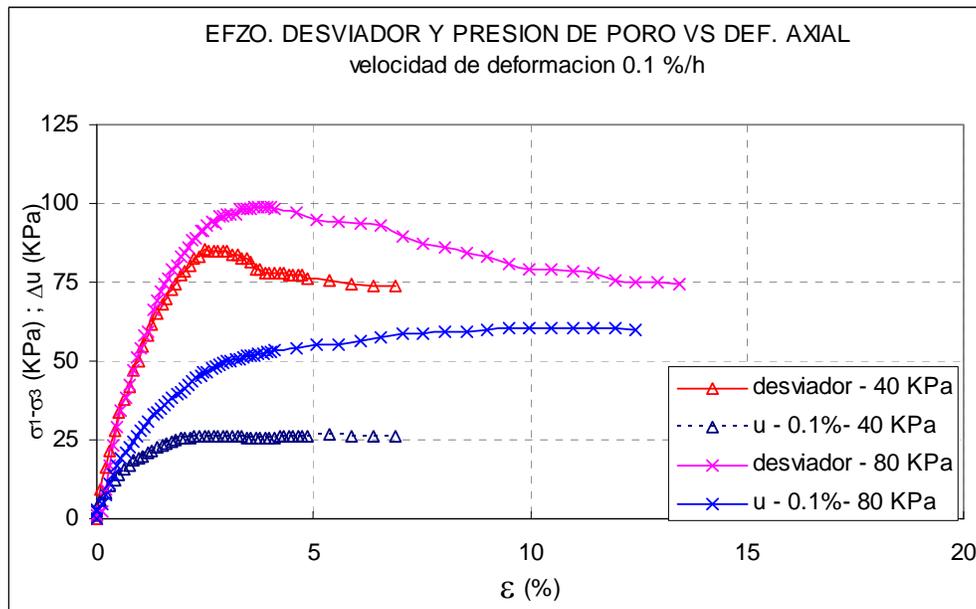


Fig. 4.6 Antes del esfuerzo de fluencia $\dot{\epsilon} = 0.1\%/h$

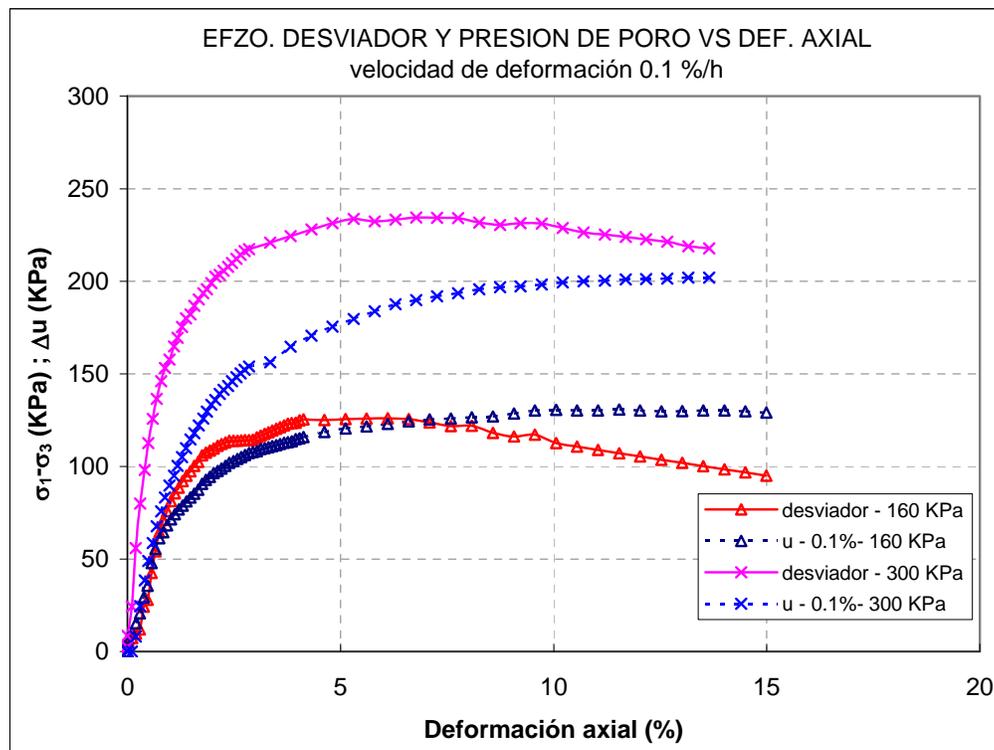


Fig. 4.7. Después del esfuerzo de fluencia $\dot{\epsilon} = 0.1\%/h$

4.4 Pruebas realizadas para velocidades de deformación del 0.02%/h

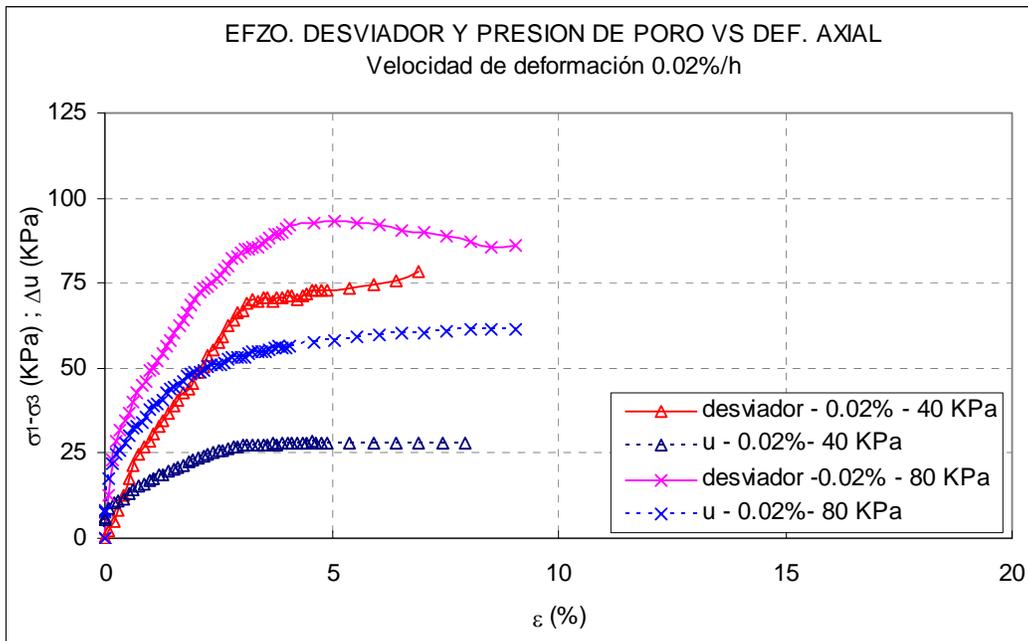


Fig. 4.8 Antes del esfuerzo de fluencia $\dot{\varepsilon} = 0.02\%/h$

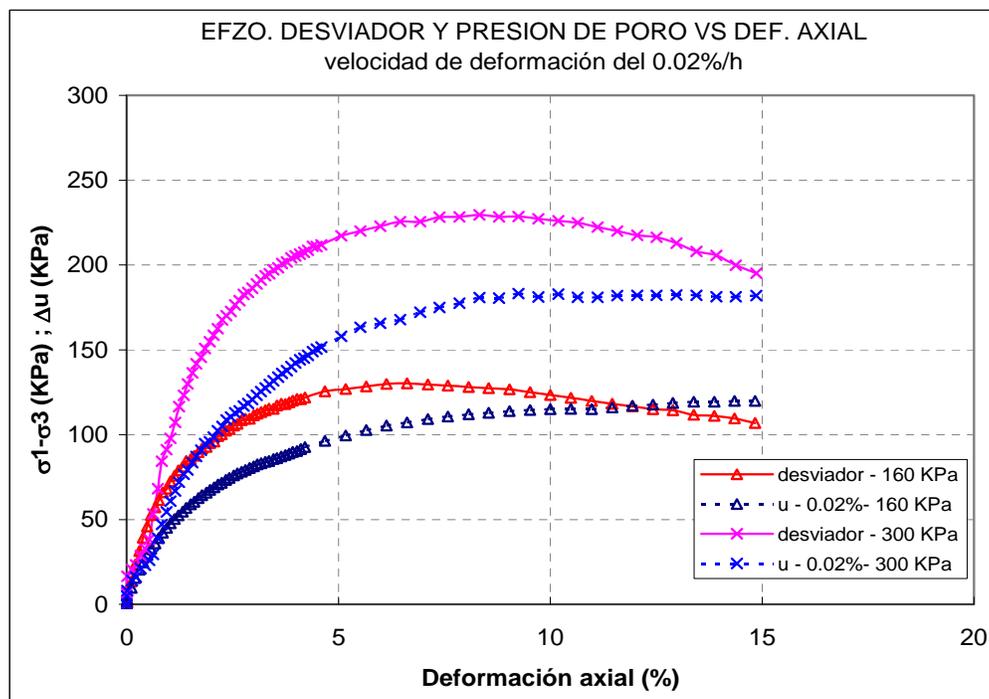


Fig.4.9 Después del esfuerzo de fluencia $\dot{\varepsilon} = 0.02\%/h$.

Para el caso de todas las figuras anteriores y para una misma velocidad de deformación, hay un incremento a la resistencia a esfuerzo cortante a mayor esfuerzo de confinamiento. Esto se presenta para cualquier velocidad de deformación. La relación que existe de la velocidad de deformación, respecto a otras variables para un mismo esfuerzo confinante se presenta en la Tabla 4.4.

Tabla 4.4 Resumen de resultados de los ensayos realizados

$\dot{\varepsilon}$ %	σ'_c KPa	σ_y/σ'_c	ε_f %	$(\sigma_1-\sigma_3)_{\text{máx}}$ KPa	u_f KPa	Su/σ'_c	Eu/Su
serie 1							
0.02	40	2.125	6.93	78.45	28.00	0.98	0.43
0.1			2.48	85.19	26.40	1.06	0.61
1			3.84	91.83	34.20	1.15	0.51
5			3.34	104.25	39.90	1.30	0.57
serie 2							
0.02	80	1.06	5.57	92.11	59.20	0.58	0.82
0.1			3.65	99.01	51.80	0.62	0.56
1			4.61	103.29	63.40	0.65	0.60
5			5.09	121.78	62.90	0.76	0.53
serie 3							
0.02	160	0.53	7.93	124.36	119.98	0.39	1.22
0.1			6.11	126.04	122.98	0.39	1.13
1			6.62	130.20	107.10	0.41	0.73
5			6.23	152.25	114.70	0.48	0.81
serie 4							
0.02	300	0.28	8.42	229.95	180.7	0.38	0.53
0.1			6.77	234.36	189.80	0.39	0.35
1			8.32	247.20	198.80	0.41	0.55
5			7.52	270.95	207.80	0.45	0.63

El incremento del esfuerzo desviador para un mismo esfuerzo confinante se da al incrementarse la velocidad de deformación. Para velocidades bajas de deformación el incremento es poco significativo, siendo el valor mayor un aumento del 8.5 % a la resistencia a la resistencia al esfuerzo cortante respecto al valor superior, para un mismo esfuerzo confinante. Esta diferencia va creciendo conforme aumenta la velocidad. Esto se puede resumir en la Tabla 4.5.

Tabla 4.5 Variación del incremento de la velocidad para un mismo esfuerzo confinante

σ'_c KPa	40	80	160	300
$\dot{\epsilon}$ %/h				
0.02	7.91	6.97	0.51	1.88
0.1				
0.1	7.24	4.14	3.99	5.19
1				
1	11.91	15.18	14.49	8.77
5				

Es decir que conforme la velocidad de deformación es mayor la variación del incremento a la resistencia al esfuerzo cortante va en aumento.

Asimismo también de la Tabla 4.4 se resume el porcentaje de proporcionalidad que se da para diversos esfuerzos confinantes. Este porcentaje se determino de la diferencia entre el valor superior y el valor inferior de la resistencia al esfuerzo cortante para una misma velocidad de deformación respecto al incremento del esfuerzo confinante. Tabla 4.6.

Tabla 4.6. Proporción en porcentaje para distintos esfuerzos confinantes

$\dot{\epsilon}$ %/h	0.02	0.1	1	5
σ'_c KPa				
40	14.83	13.96	11.09	14.39
80				
80	25.93	20.79	20.67	20.02
160				
160	45.92	46.66	47.33	43.81
300				

Conforme aumenta el esfuerzo confinante (como ya se mencionó) el porcentaje de incremento de la resistencia al esfuerzo cortante es mayor. Asimismo la proporción de la

resistencia al esfuerzo cortante es similar para una relación de esfuerzos confinantes independientemente de la velocidad de deformación.

Para esfuerzos confinantes mayores al de fluencia es clara la tendencia del incremento de la presión de poro conforme aumenta la velocidad. Sin embargo para el caso la tendencia no es clara en el caso de estar cerca del esfuerzo de fluencia, así como también cuando el esfuerzo confinante es pequeño (40 kPa) y la velocidad de deformación es menor al 1 %/h.

5. Análisis y discusión de resultados

5.1 Ensayes índice

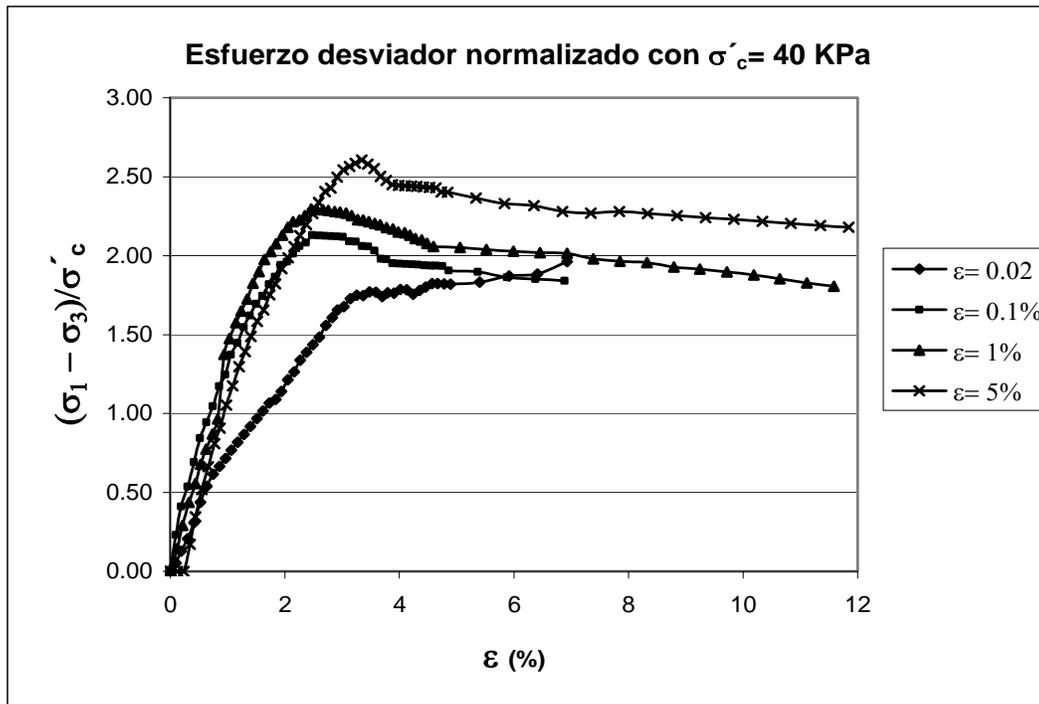
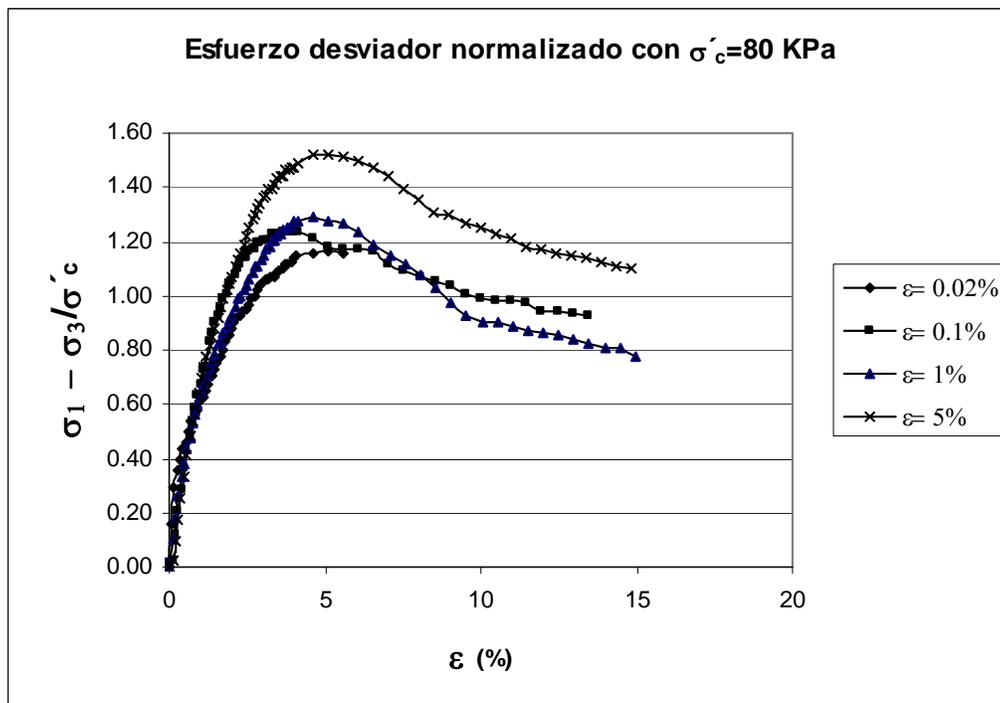
El contenido de agua w (%) tiene un promedio en las *pruebas ensayadas* de 202%, el valor mínimo de límite líquido (LL) fue de 184%, mientras que el mayor fue de 280%. El valor máximo obtenido de contenido natural de agua en toda la profundidad fue de 408%.

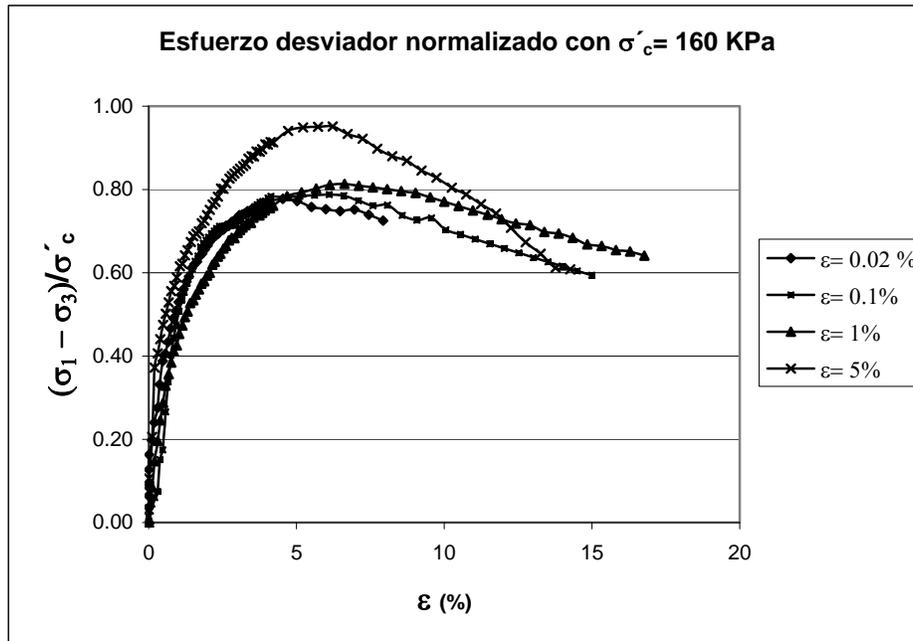
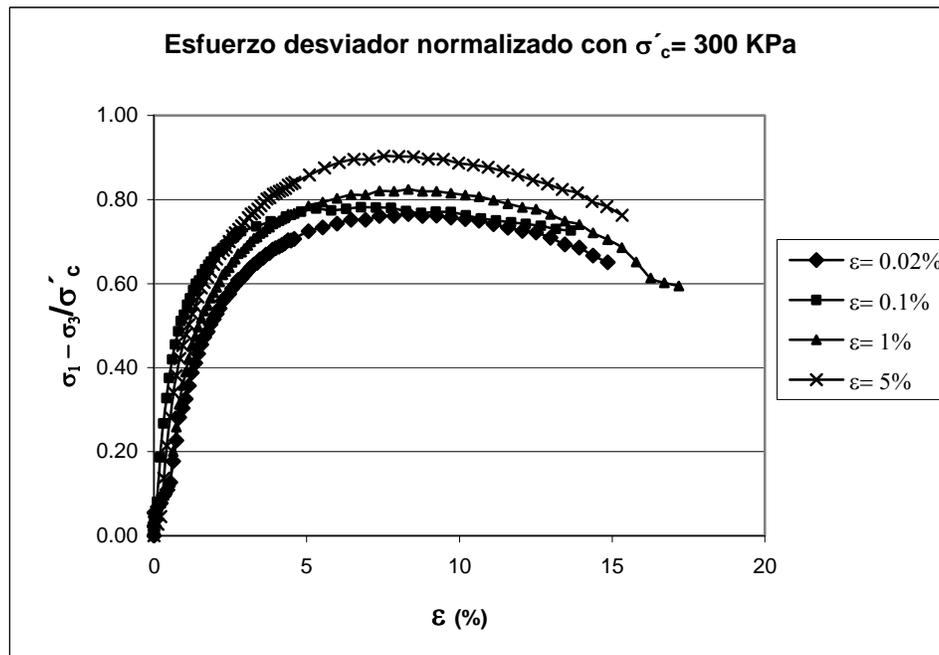
Los valores de la resistencia al corte no drenado mediante el torcómetro de bolsillo varían entre 33.84 kPa y 45.62 kPa. Mientras que los valores obtenidos mediante Veleta varían entre 41.43 kPa a 52.70 kPa.

5.2 Ensayes de compresión triaxial CU

En las curvas esfuerzo-deformación normalizadas respecto a σ_c (Fig. 5.1, a 5.4) podemos observar el aumento de la resistencia del suelo debido a la velocidad para un mismo esfuerzo confinante.

En la tabla 4.5 se presentan los resultados obtenidos en las pruebas ensayadas. Se comprobó la disminución de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo conforme la velocidad de deformación va disminuyendo.

Fig. 5.1 Normalización del esfuerzo desviador. $\sigma'_c = 40$ kPaFig. 5.2 Normalización del esfuerzo desviador $\sigma'_c = 80$ kPa

Fig. 5.3 Normalización del esfuerzo desviador. $\sigma'_c = 160$ kPa5.4 Normalización del esfuerzo desviador. $\sigma'_c = 300$ kPa

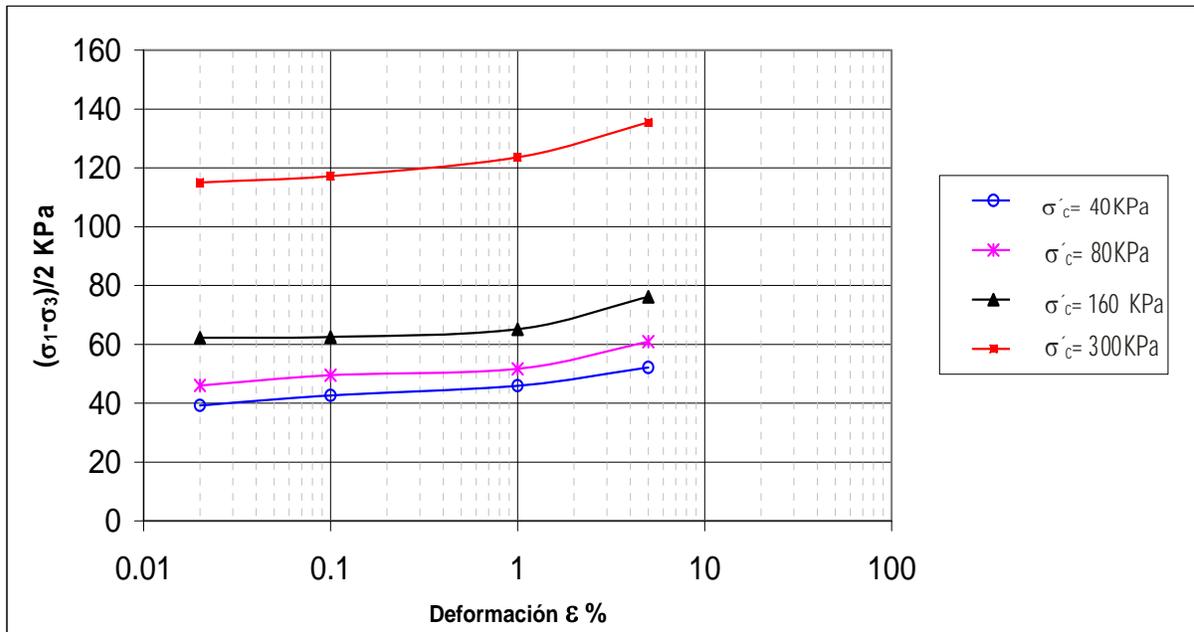


Fig. 5.5 Variación de la resistencia no drenada por ciclo logarítmico.

La tendencia de disminuir la resistencia al esfuerzo cortante del suelo conforme disminuye la velocidad de deformación tiende a ser menor cuando disminuye el esfuerzo confinante y asimismo cuando la velocidad de deformación es menor al 0.1% (Fig. 5.5).

Al normalizar con respecto al esfuerzo confinante la resistencia no drenada se observa la misma tendencia de disminuir la resistencia al esfuerzo cortante con respecto a la velocidad de deformación (Fig. 5.6). Si la velocidad de deformación continúa disminuyendo habría una velocidad en la cual las líneas de tendencia se intersectan, lo cual nos indica que se tendría la misma resistencia al corte del suelo sin importar el esfuerzo confinante al cual estuviera sometido nuestro espécimen.

Para el rango de deformaciones que se está considerando de 0.02 al 5 %/h, la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos preconsolidados depende en gran medida del esfuerzo confinante y conforme el esfuerzo confinante es mayor al esfuerzo de fluencia (suelo normalmente consolidado) esta dependencia es menor. (Fig. 5.6).

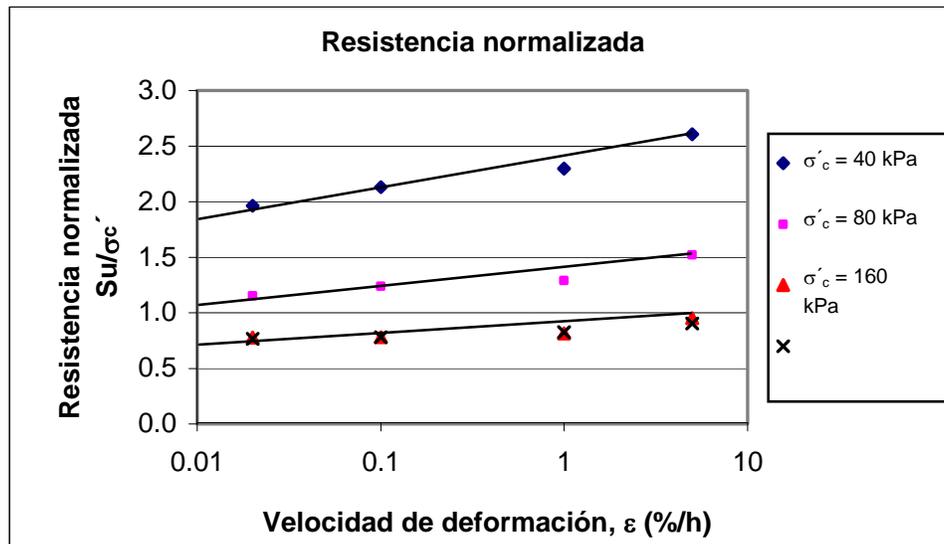


Fig. 5.6 Variación de la resistencia normalizada para distintos esfuerzos confinantes.

En la Fig. 5.7 se observa que la presión de poro no tiene una dependencia definida para distintas velocidades de deformación a un mismo esfuerzo confinante. Esto es más evidente en el esfuerzo de fluencia donde prácticamente se tiene una misma generación de poro. Es decir observamos que para una velocidad alta de deformación, la presión de poro no necesariamente tiene un valor mayor.

Esta dependencia se cumple cuando se tiene una presión confinante de 300kPa

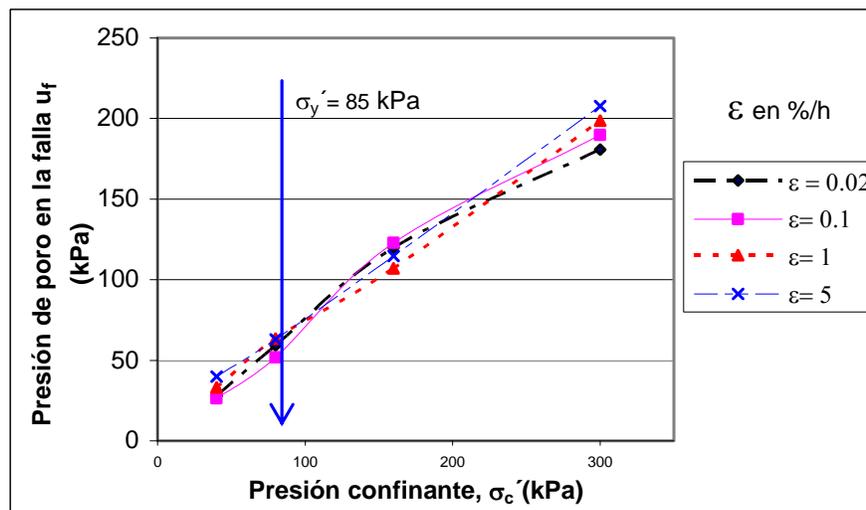
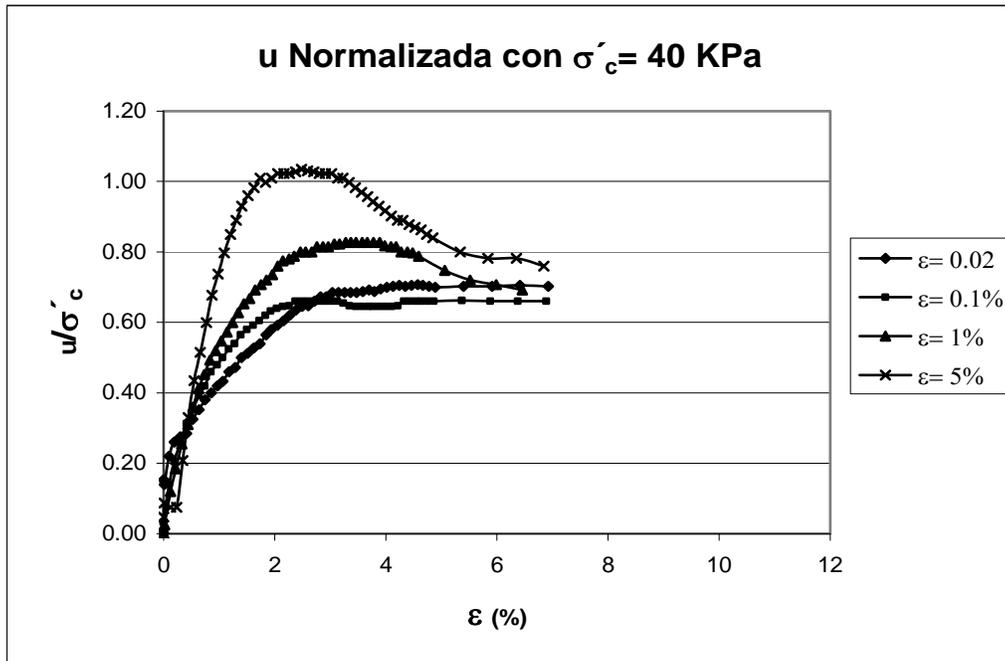
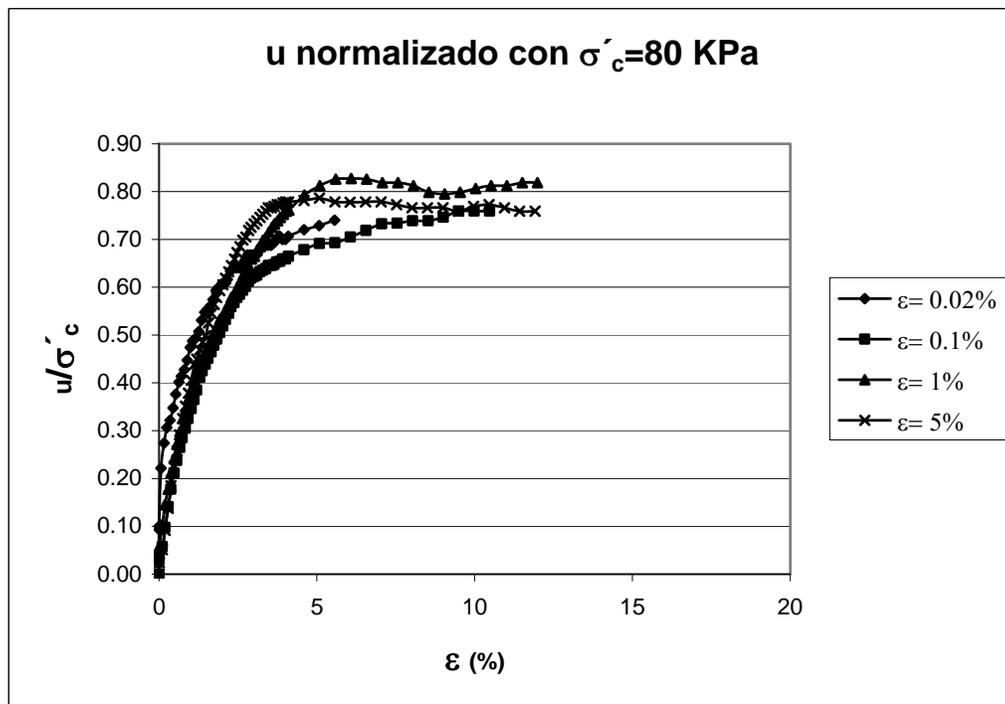
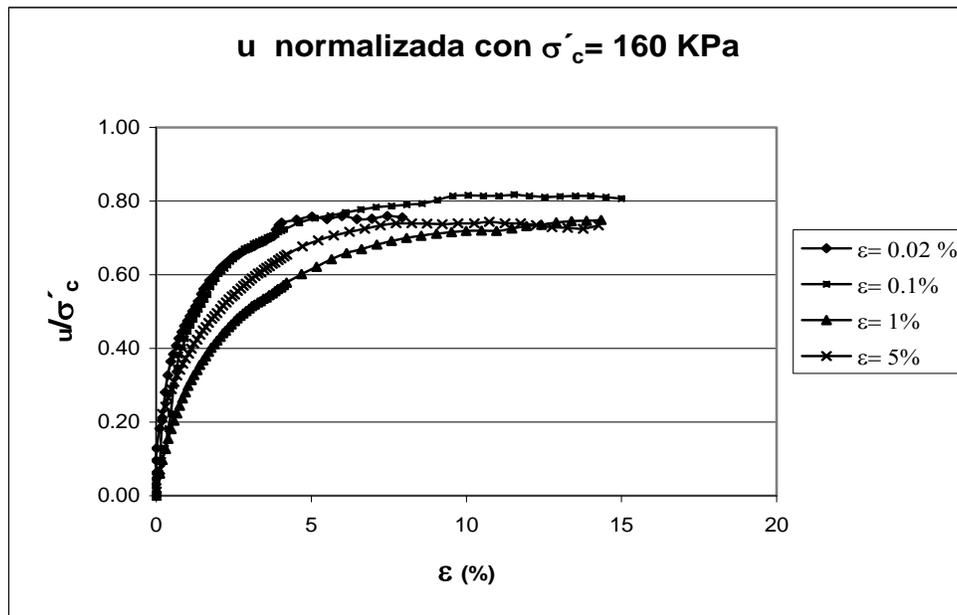
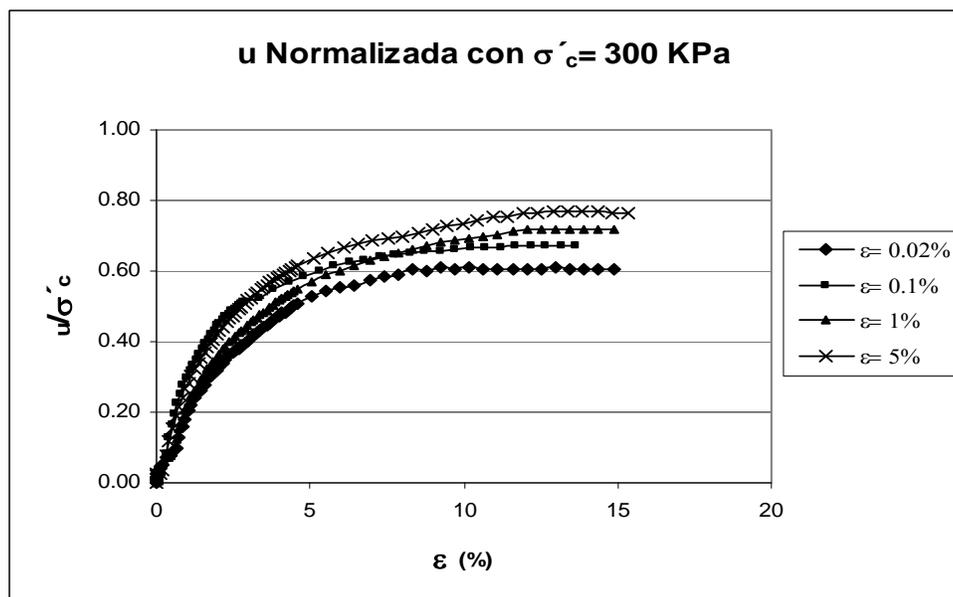


Fig. 5.7 Presión de poro a la falla para distintas velocidades de deformación.

5.8 Normalización de la presión de poro respecto al esfuerzo confinante. $\sigma'_c = 40$ kPa5.9 Normalización de la presión de poro respecto al esfuerzo confinante. $\sigma'_c = 80$ kPa



5.10 Normalización de la presión de poro respecto al esfuerzo confinante. $\sigma'_c = 160$ kPa



5.11 Normalización de la presión de poro respecto al esfuerzo confinante. $\sigma'_c = 300$ kPa.

En el caso de las figuras 5.8 a 5.10 no se tiene una clara tendencia del incremento de la presión de poro a la falla respecto a la velocidad de deformación para un mismo esfuerzo confinante. Esto principalmente se presenta en la Fig. 5.9 donde las presiones de poro tienden a disminuir conforme se incrementa el esfuerzo confinante. Esto se presenta en los límites del esfuerzo de fluencia del suelo donde no se tiene una certidumbre debido a

que el suelo se encuentra en los límites de la rama normalmente consolidada y la rama desestructurada. Se da una excepción en la Fig. 5.11 donde la presión poro a la falla se incrementa conforme se incrementa la velocidad de deformación.

6. Conclusiones y Recomendaciones

Teniendo en cuenta las características del subsuelo bajo el nivel de desplante propuesto para los elementos de cimentación superficial, las deformaciones de la masa de suelo serán de tipo elásticas.

1. La resistencia al corte del subsuelo de la ciudad de México es dependiente de la velocidad de deformación, siguiendo la tendencia de un incremento en la resistencia aproximadamente de 9 % por cada ciclo logarítmico.
2. La resistencia normalizada es dependiente de la velocidad de deformación y que de acuerdo a las pendientes de la Fig. 5.10 estas llegan a encontrarse en un punto tal donde la velocidad de deformación es tan baja que prácticamente se tendría la misma resistencia sin importar el esfuerzo confinante que se utilice.
3. Para suelos preconsolidados la resistencia al esfuerzo cortante del suelo depende en gran medida del esfuerzo confinante y conforme el esfuerzo confinante sobrepasa el esfuerzo de fluencia y se encuentra en la rama desestructurada esta dependencia es menor.
4. La presión de poro a la falla para velocidades muy bajas de deformación 0.1 %/h y 0.02 %/h disminuye para esfuerzos confinantes menores al de fluencia, y aumenta para esfuerzos confinantes mayores al de esfuerzo de fluencia.
5. La influencia de velocidades bajas de deformación tiene a disminuir la resistencia al esfuerzo cortante hasta velocidades menores de 0.02%. Aunque es poca la dependencia sigue influyendo, esto principalmente tiende a ocurrir cuando se tienen índices de plasticidad altos.
6. No es conveniente realizar pruebas para velocidades más bajas de deformación, debido principalmente a: el tiempo de realización de la prueba el cual tiende a incrementarse considerablemente lo cual lo vuelve impráctico y segundo intervienen otro tipo de variables en estas velocidades que afectan las mediciones, como el fenómeno de Creep.

-
7. De acuerdo a la Tabla 4.4. la presión de poro en la falla para velocidades muy bajas de deformación 0.1 y 0.02%/h, con esfuerzos confinantes menores al de fluencia ($\sigma_y = 85$ kPa) esta presión disminuye al aumentar la velocidad de deformación (de 0.02 a 0.01%/h). Con esfuerzos confinantes mayores del esfuerzo de fluencia y para las mismas velocidades de deformación la presión de poro a la falla aumenta al aumentar la velocidad de deformación.
 8. Para el caso de velocidades del 1 y del %5 al aumentar la velocidad de deformación se incrementa la presión de poro a la falla, con excepción del esfuerzo confinante de 80 kPa. Esto se puede deber a que el suelo se encuentra muy próximo a su esfuerzo de fluencia en donde ocurre la desestructuración del suelo lo cual hace inestable el comportamiento del mismo.
 9. Con relación a la medición de la presión de poro, ésta es la variable que presenta mayor incertidumbre en cualquier prueba de cámara triaxial que se realice, ya que, la presión de poro se mide en la cabeza del espécimen y puede no reflejar con exactitud la presión de poro que se encuentra en el centro de la probeta. Para mejorar la interpretación de éste tipo de prueba sería recomendable efectuar las mediciones de la presión de poro en el centro del espécimen. Para ello es necesario realizar adaptaciones en las cámaras triaxiales que actualmente se utilizan en laboratorios especializados de mecánica de suelos en México.

Referencias

- Alberro, J. and Santoyo, E. (1973). "Long term behavior of Mexico City clay" Proc. 8th Int. Conf. on Soil Mech. And Foundation Engineering., Vol 1, 1-9.
- Berre, T and Bjerrum, L. (1973). "Shear strength of normally consolidated clays." Proc. 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1.1, 39-49.
- Casagrande, A. and Wilson, S.D. (1951). "Effect of rate loading on the strength of clays and shales at constant water content". *Geotechnique* 2(3), 251-263.
- Díaz-Rodríguez, J. A., Lerouil, S. and Alemán, J.D. (1992). "Yielding of Mexico City clay and other natural clays." *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, 117 (7), 981-995.
- Díaz Rodríguez, J. A., Lozano – Santa Cruz, R., Davila-Alcocer, V.M., Vallejo, E. and Giron, P. (1998) "Physical, chemical and mineralogical properties of Mexico City: a geotechnical perspective." *Canadian Geotechnical Journal* 35(4), 600 – 610.
- Díaz Rodríguez, J. A., (2006). Los suelos lacustres de la ciudad de México, *Revista internacional de Desastres Naturales, accidentes e infraestructura civil*. Vol 6 (2)111-129.
- Graham, J., Crooks, J. H. A. and Bell, A. L. 1983. "Time effects on the stress-strain behaviour of natural soft clays. " *Geotechnique*" 33 (3), 327-340.
- Leroueil, S. and Tavenas, F. (1979). Discussion on "Strain rate behavior of Saint-Jean-Vianney clay" by Vaid et al. *Canadian Geotechnical Journal*, 16 (3), 616 – 620.
- López, Carbajal, J. L, Rivera C. R. 2005. "Efecto de la velocidad de deformación en el comportamiento mecánico de la arcilla de la Ciudad de México, interpretado con

el principio de proporcionalidad natural”. Tesis de maestría. Universidad Nacional autónoma de México. Ciudad de México.

Martínez Vázquez, J. J, Díaz Rodríguez. J.A. 2004. Efecto de la velocidad de deformación en la resistencia al esfuerzo cortante del subsuelo de la ciudad de México. MS tesis, Universidad Nacional Autónoma de México. Ciudad de México.

Mesri, G., Rokhsar, A. and Bohor, B. F. (1975). “ Composition and compressibility of typical samples of México City clay”. *Geotechnique*, 25 (3), 527-554.

Singh, A. and Mitchell, J. K. (1968) “General stress-strain-time function for soils” *ASCE Journal Soil Mechanics and Foundation Division* 94 (SM1), 21-46.

Tavenas , F., Lerouil, S., La Rochelle, P and Roy, M. (1978). “ Creep behavior of an undisturbed lightly over consolidated clay.” *Canadian Geotechnique Journal*, 15 (3), 402-423

Terzaghi, K., Peck, R., Mesri, G. (1996). “Soils Mechanics in engineering practice”. 3er edition. Jhon Wiley and Sons, inc. USA.

Vaid, Y. P. and Camponella, R. G. (1977). “Time – dependent behavior of an undisturbed clay”. *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 103 (GT7), 693-709.

Vaid, Y. P., Robertson, P.K., and Camponella, R. G. (1977). “Strain rate behavior of Saint-Jean-Vianney clay” *Canadian Geotechnical Journal*, 16 (1), 34-42

Zeevaert, L. (1986). Consolidation in the intergranular viscosity of highly compressible soils. *Consolidation of Soils: Testing and Evaluation*, ASTM STP 892, Philadelphia, 257-280

Anexos



Croquis de localización del sondeo SM-1



Vista panorámica Alameda Central, Ciudad de México