



BUAP

BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE PUEBLA

Facultad de Ingeniería

Secretaría de Investigación y Estudios de Posgrado

**CORRELACIÓN ENTRE ESFUERZO DE
PRECONSOLIDACIÓN
Y COHESIÓN APARENTE DEL SUELO**

TESIS

Que para obtener el grado de
MAESTRO EN INGENIERÍA
CON OPCIÓN TERMINAL EN GEOTECNIA

Presenta:

RICARDO JORGE BARRÓN MORALES

Director de tesis:

M. I. Miguel Ángel Figueras Corte

Codirector de tesis:

M. I. Enrique Octavio Linares Saldaña

Puebla, Pue.

Octubre 2019



BUAP

Oficio No. 1406/2019

C. Ricardo Jorge Barrón Morales
Pasante de la Maestría en Ingeniería
con opción terminal en Geotecnia
Facultad de Ingeniería, BUAP.
Presente

Por medio del presente, el suscrito M.I. Fernando Daniel Lazcano Hernández, Director de la Facultad de Ingeniería, de acuerdo a su solicitud de aprobación de Tema de Tesis, le autoriza desarrollar el tema titulado: **Correlación entre esfuerzo de preconsolidación y cohesión aparente del suelo**. Para obtener el grado de Maestro en Ingeniería con opción terminal en Geotecnia. Asignándose como Director al M.I. Miguel Ángel Figueras Corte y Co-director al M.I. Enrique Octavio Linares Saldaña.

Sin otro particular de momento, reciba un cordial saludo.

Atentamente
"Pensar bien, para vivir mejor"
H. Puebla de Zaragoza, junio 10 de 2019

M.I. Fernando Daniel Lazcano Hernández
Director

C.c.p M.I. Miguel Ángel Figueras Corte y M.I. Enrique Octavio Linares Saldaña, Director y Co-director del Tema de Tesis

C.c.p. Archivo

ABH/AAM/sco*

M. I. Fernando Daniel Lazcano Hernández
Director de la Facultad de Ingeniería, BUAP
PRESENTE

En atención a la atenta solicitud de nombrar al que suscribe como asesor de la tesis: **“Correlación entre el esfuerzo de preconsolidación y la cohesión aparente del suelo”**, mediante el Oficio No. 1406/2019 que presenta el alumno para obtener el grado de maestro en ingeniería con opción terminal en geotecnia, **C. Ricardo Jorge Barrón Morales**; me permito informar a usted que después de haber revisado el documento correspondiente, tomando en cuenta las observaciones de los sinodales, no existe inconveniente alguno en **autorizar la impresión** de la misma.

Lo hago de su conocimiento, para los efectos académicos a que haya lugar.

ATENTAMENTE

H. Puebla de Z., a 17 de octubre de 2019



M. I. Miguel Ángel Figueras Corte
Asesor de Tesis

C. c. p. Mesa de exámenes profesionales
C. c. p. Interesado
C. c. p. Archivo

M.I. Fernando Daniel Lazcano Hernández
Director De La Facultad De Ingeniería
Benemérita Universidad Autónoma De Puebla

P R E S E N T E

Por medio de la presente informo que la tesis autorizada en el Oficio No. 1406/2019 con el tema titulado: **“Correlación entre el esfuerzo de preconsolidación y cohesión aparente del suelo”**, de la cual fui asignado como co-asesor, ha sido concluida, alcanzando y cumpliendo satisfactoriamente con los objetivos planteados inicialmente.

Por lo anterior no tengo inconveniente en que el **Ing. Ricardo Jorge Barrón Morales**, con número de matrícula: **217470319**, prosiga con los trámites de titulación pertinentes para la obtención del grado de Maestría en Ingeniería con opción terminal en Geotecnia.

Sin más por el momento y agradeciendo de antemano su atención, quedo de Usted.

ATENTAMENTE

H. Puebla de Z., a 17 de octubre de 2019



M.I. Enrique Octavio Linares Saldaña
Co-Asesor de Tesis

El presente trabajo está dedicado a María Elena mi esposa y a mis hijos, Ricardo, Mayeli y Jorge, por haber sido mí apoyo a lo largo de estos años. A todas las personas especiales que me acompañaron en esta etapa, aportando a mi formación tanto profesional y como ser humano.

Agradecimiento:

Me van a faltar páginas para agradecer a las personas que se han involucrado en la realización de este trabajo, sin embargo merecen reconocimiento especial mi Madre que con su esfuerzo y dedicación me ayudaron a culminar mi carrera universitaria y me dieron el apoyo para seguir con la Maestría

Asimismo, agradezco infinitamente a mis Hermanos Martha y Alejandro pero sobre todo a mi sobrino Alexito, donde quiera que estés.

A todos mis colegas del laboratorio Alejandro, Eduardo, Alfredo, Gilberto y Tony que me ayudaron de una manera desinteresada, gracias infinitas por toda su ayuda en este trabajo en el proyecto.

Agradezco a mis asesores de tesis M.I. Miguel Ángel Figueras y M.I. Enrique Octavio linares quien con su experiencia, conocimiento y tiempo me orientaron en la investigación.

A la BUAP que es mi alma mater y mi centro de trabajo por más de 25 años

ÍNDICE

	Páginas
INTRODUCCIÓN	III
OBJETIVOS	IV
ALCANCES	IV
CAPÍTULO 1. Resistencia al esfuerzo cortante	6
1.1 Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos	
1.2 Criterios de Falla Mohr-Coulomb	
1.3 Obtención de la resistencia esfuerzo cortante	
1.3.1 Corte directo	
1.3.2 Ensaye Triaxial	
1.3.3 Tipos de Pruebas Triaxiales	
1.4 Trayectoria de esfuerzos	
1.5 Trazo de la envolvente de falla	
CAPÍTULO 2. Propiedades de compresibilidad	29
2.1 Consolidación primaria y asentamiento	
2.1.2 Asentamiento de un estrato de suelo	
2.2 Prueba de compresibilidad unidimensional	
2.3 Curva de consolidación	
2.4 Curva de compresibilidad	
2.5 Consolidación secundaria	
CAPÍTULO 3. Ensayos en laboratorio	45
3.1 Localización de muestras	
3.2 Obtención de muestras	
3.3 Pruebas índice	
3.4 Prueba triaxial tipo UU	
3.4.1 Procedimiento de prueba	
3.5 Prueba de consolidación unidimensional	
CAPÍTULO 4. Obtención de resultados	63
4.1 Triaxial tipo UU	
4.1.1 Ángulo de fricción interna y cohesión aparente	
4.2 Consolidación unidimensional	
4.2.1 Curvas de consolidación	
4.2.2 Curva de compresibilidad	
4.2.3 Índice de compresibilidad de suelo	

CAPÍTULO 5. Análisis de resultados por correlación	69
5.1 Correlación simple	
5.2 Correlación múltiple	
5.3 Redes Neuronales	
CONCLUSIONES	80
REFERENCIAS	82
ANEXOS	85

INTRODUCCIÓN

La resistencia de los suelos ante la acción de esfuerzos cortantes es el resultado de la interacción entre partículas a través de sus contactos, en estos puntos se desarrolla dos tipos de fuerzas resistentes:

- La *fricción*, generada por la presión normal a la superficie de contacto
- La *cohesión*, que depende de la adherencia entre las partículas debido a la presencia de arcilla coloidal

La compresibilidad es cuando al aplicarle una carga a cualquier cimentación se induce un nuevo estado de esfuerzos en la masa del suelo en que se apoya el cimientamiento; este nuevo estado de esfuerzos produce deformaciones del suelo, que se manifiestan en asentamiento y el tiempo en que se desarrolla son objetivos fundamentales del buen diseño de cualquier cimentación (*Tamez 2001*)

El proceso de consolidación ocurre cuando el agua entre las partículas va siendo expulsada por el peso de las capas del suelo que se depositan por encima. Después de un periodo (que puede abarcar varios años) se alcanza un estado de equilibrio y la compresión se estabiliza. Un suelo está totalmente consolidado en su fase primaria cuando su volumen permanece constante, bajo la acción de un estado de esfuerzos uniformes. Un suelo es normalmente consolidado cuando las condiciones actuales corresponden a su presión de consolidación extrema; es preconsolidado cuando un suelo está sometido a una sobrecarga que es inferior a la presión extrema de consolidación que existió en algún momento anterior del periodo de medición; por ejemplo, en el caso de suelos consolidados bajo la acción de una capa de hielo que ya no existe (*Tamez, 2001*).

OBJETIVOS

Determinar una correlación entre la cohesión aparente del suelo obtenida de la prueba triaxial no consolidada no drenada con el esfuerzo de preconsolidación obtenido de la prueba consolidación unidimensional.

Objetivos específicos:

- Describir los ensayos triaxial UU y de consolidación, además de los parámetros que se obtienen en cada uno de ellos.
- Obtener y seleccionar las muestras de suelo para la realización de los ensayos.
- Realizar los ensayos de triaxial tipo UU y consolidación a las muestras de suelo.

ALCANCES

En el primer capítulo se describe la resistencia el esfuerzo cortante, los criterios para obtener este parámetro mecánico así como las pruebas que se realizan para la medición del mismo.

En el segundo capítulo se describe la teoría de la compresibilidad de suelos así como la prueba que se ejecuta para obtener los parámetros y obtener la medición de asentamientos

En el capítulo tercero se menciona la localización y obtención de muestras, así como todas las propiedades índice realizadas y también los ensayos triaxial UU y consolidación unidimensional, considerando la normativa empleada para la realización de cada ensaye.

En el capítulo cuarto, se exponen los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio, se describen los procedimientos de ensaye, así como también todos los parámetros obtenidos en cada prueba y sus graficas respectivas

En el capítulo final, con la cohesión aparente de suelo y esfuerzo de preconsolidación se realizaran varias correlaciones para determinar una constante y así obtener el esfuerzo de preconsolidación, a partir de la cohesión del suelo. También se realizara un procedimiento con base en redes neuronales con la ayuda de una Tool-box del programa **Mathlab** llamado “Machine learning” donde se puede obtener el esfuerzo de preconsolidación con inteligencia artificial.

El procesamiento de datos será práctico, ya que se realizara pruebas de laboratorio de 50 muestras diferentes las cuales son:

- Contenido de agua
- Límites de consistencia
- Granulometría
- Densidad de solidos
- Clasificación SUCS
- Prueba triaxial tipo UU
- Prueba de consolidación unidimensional

El principal alcance es conocer el índice de compresibilidad de un suelo correlacionándolo con la prueba triaxial, específicamente la cohesión aparente del suelo y así determinar si el suelo es preconsolidado o normalmente consolidado, solo realizando una prueba triaxial no consolidada no drenada.

CAPÍTULO 1 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

En todos los materiales empleados en la obra de ingeniería civil, es indispensable estimar la resistencia que oponen a la distorsión o ruptura por la acción de esfuerzos inducidos en ellos, sean estos de compresión, de tensión o cortantes. La importancia relativa de estos tres esfuerzos varía con la clase de material de que trate. Así por ejemplo, en el acero es necesario medir la resistencia ante los tres tipos de esfuerzo; en cambio en los suelos, la atención del ingeniero geotecnista se enfoca principalmente a la resistencia al corte, debido que la adherencia que desarrolla entre sus partículas es relativamente baja o nula.

El conocimiento de los fenómenos físicos que influyen en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, es de la mayor importancia práctica, ya que de ella dependen:

1. La capacidad de carga de las cimentaciones de cualquier tipo
2. La estabilidad de taludes
3. El empuje que ejerce la tierra sobre las estructuras de contención
4. La estabilidad de otras obras de ingeniería como caminos, presas y todas aquellas que los suelos estén involucrados

1.1 Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos

Mohr (1900) presentó una teoría sobre la ruptura de los materiales. Dicha teoría afirma que un material falla debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante, y no solo por la presencia de un esfuerzo máximo normal o bien de un esfuerzo máximo cortante. Por lo cual, la relación entre un esfuerzo normal y un esfuerzo cortante sobre un plano de falla se expresa en la Ecuación 1

$$\tau_f = f(\sigma) \quad (\text{Ecuación 1})$$

Donde:

τ = Esfuerzo cortante sobre el plano de falla

σ = Esfuerzo normal sobre el plano de falla

La envolvente de falla definida por la ecuación 2 es una línea curva. Para la mayoría de los problemas de mecánica de suelos, es suficiente aproximar el esfuerzo cortante sobre el plano de falla como una función lineal del esfuerzo normal, lo cual se conoce como el criterio de falla Mohr-Coulomb como se presenta en la Ecuación 2.

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad (\text{Ecuación 2})$$

Donde:

c = cohesión

ϕ = ángulo de fricción

En la Figura 1.1 se observa, que si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante sobre un plano en una masa de suelo son tales que son representados por el punto A, entonces no ocurrirá una falla cortante a lo largo de ese plano. Si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante sobre un plano son representados por el punto B (sobre la envolvente de falla), entonces ocurrirá una falla de cortante a lo largo de ese plano. Un estado de esfuerzo ubicado en el punto C no existe, porque queda por arriba de la envolvente de falla y la falla cortante ya habría ocurrido en el suelo.

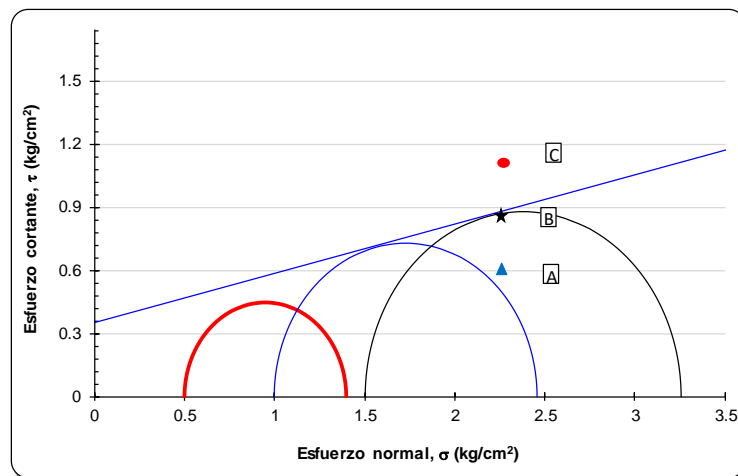


Figura 1.1 Envolvente de falla (archivo laboratorio BUAP)

Este criterio carece de exactitud, mas no de precisión al momento de analizar materiales que, aunque cuyo estado de esfuerzos satisface la lógica del procedimiento, no poseen la cualidad de tener una mayor resistencia a esfuerzos

de compresión que a tracción. Cuando no existen coloides ni cementantes, como en el caso de los suelos granulares carentes de finos plásticos, la cohesión es nula y la resistencia al corte es de naturaleza puramente friccionante (Tamez, 2001).

Por el contrario si el suelo está constituido principalmente por partículas cementantes, las fuerzas de adherencia entre las partículas es la fuente principal de la resistencia al corte. Esta diferencia ha dado origen a los términos suelos cohesivos y suelos friccionantes cuyo comportamiento mecánico según la teoría Mohr-Coulomb es el que se presenta en la Figura 1.2 y Figura 1.3, respectivamente.

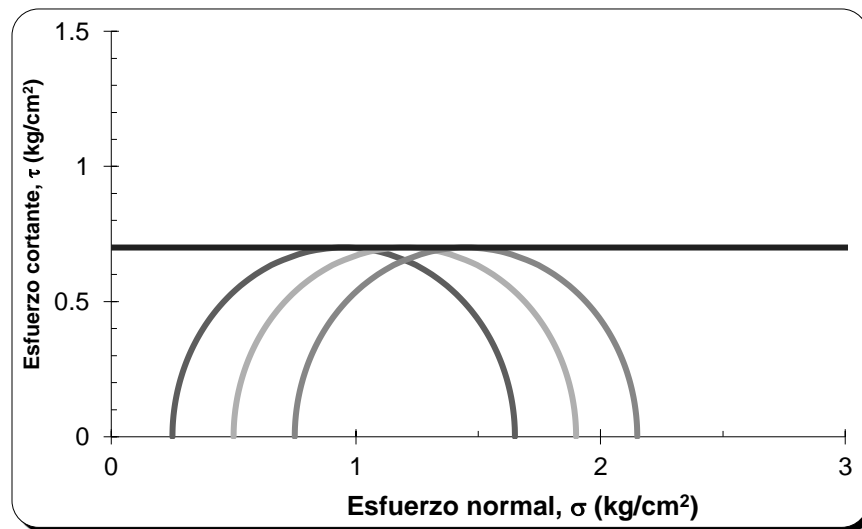


Figura 1.2 Suelos cohesivos (archivo laboratorio BUAP)

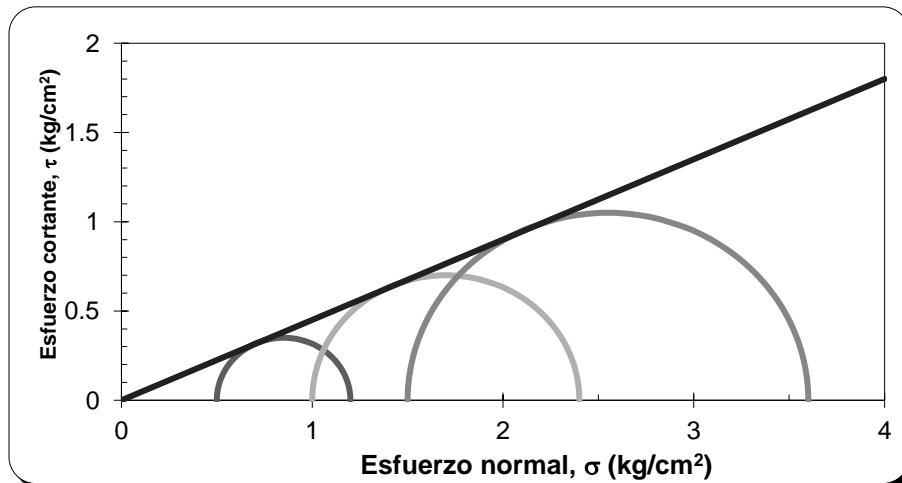


Figura 1.3 Suelos friccionantes (archivo laboratorio BUAP)

Un tercer caso lo forman los suelos constituidos por una mezcla de partículas granulares y suelos finos, cuya resistencia al corte es generado a la vez por cohesión y fricción entre partículas por ello se llama suelos cohesivos-friccionantes (Figura 1.4).

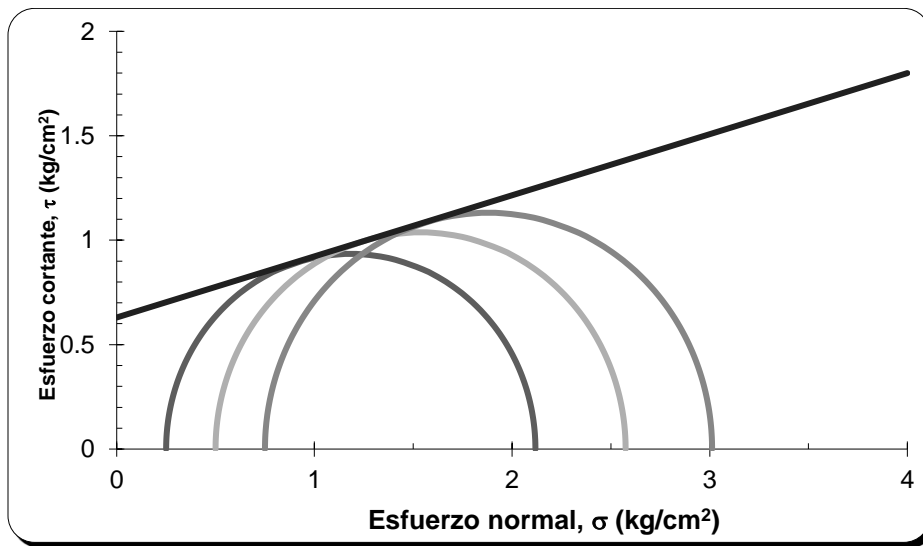


Figura 1.4 Suelos cohesivo-friccionantes (ensaye BUAP)

Las fuerzas interactivas en las partículas de un suelo dependen del tamaño, de la forma y la rugosidad de la superficie de los granos, así como de la proporción de las partículas coloidales y de su actividad físico-química, que se manifiesta en la plasticidad. Pero es bien conocido que la resistencia al corte de un suelo no solo depende de la granulometría y la plasticidad, (Tamez 2001) también de:

1. La compacidad
2. El grado de saturación
3. La permeabilidad
4. Las condiciones de drenaje de la masa del suelo
5. La velocidad en que se deforma

Esta situación que pareciera muy compleja, puede comprenderse de manera ilustrativa mediante métodos experimentales en el laboratorio para medir la

resistencia al corte de los suelos, haciendo una diferencia importante para poder explicar de manera práctica el comportamiento complejo de suelos respecto de otros materiales empleados en la ingeniería civil.

1.2 Criterio de falla de Coulomb

También llamado criterio envolvente de esfuerzos, la teoría de Mohr-Coulomb es un modelo matemático basado en criterios geométricos, utilizando como sustento y tomando todos los elementos de la técnica del círculo de Mohr para su desarrollo. El modelo busca describir la respuesta de un material sometido a esfuerzos cortantes y normales.

Una envolvente de esfuerzos de falla es una representación en el plano de una curva que describe círculos de Mohr que representan un material en el que se ha presentado una falla en un plano determinado. (Figura 1.5) Uniendo los puntos que describen dicho plano se forma una curva tangente a estos círculos de tal forma que si un círculo de Mohr se encuentra por debajo de ella, el material está en condiciones estables, y si la toca se ha alcanzado la resistencia máxima del material, es decir, la falla ha ocurrido en un plano determinado. Es imposible que un círculo de Mohr contenga puntos que se encuentren sobre la envolvente.

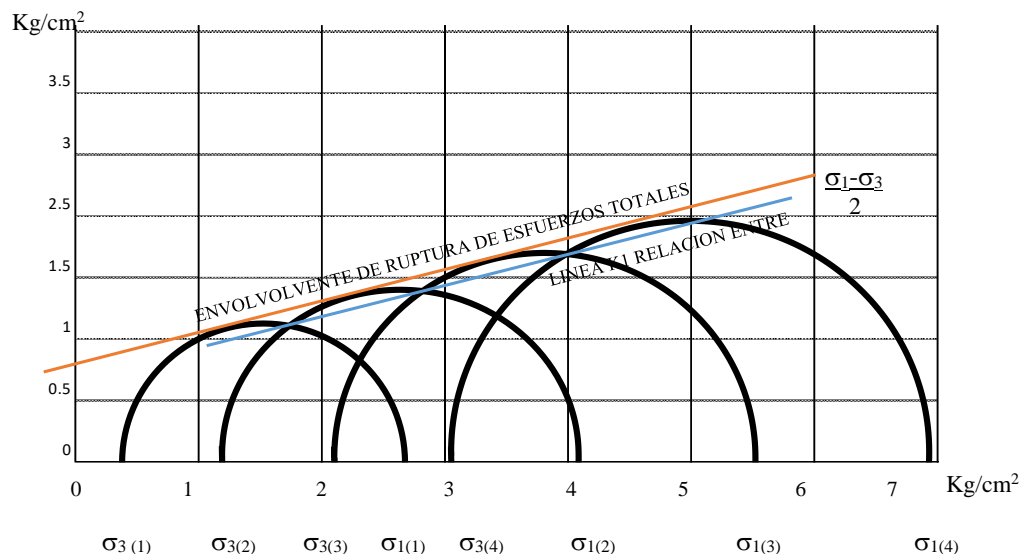


Figura 1.5 Círculos de Mohr (Martínez, 2007)

Cualquiera que sea el tipo de prueba a ejecutar, para cada muestra de suelo ensayada es necesario realizar, por lo menos, tres ensayos triaxiales según la norma ASTM 2850-70 de probetas labradas de la misma muestra, en cada espécimen se aplica un valor diferente de presión confinante y se someterán a un estado de falla de deslizamiento al corte, o de continua flexibilidad, midiendo los esfuerzos principales, σ'_1 y σ'_3 , se puede emplear la construcción de Mohr-Coulomb para determinar la envolvente de falla y con ello los valores de los parámetros c' y ϕ' .

Con los valores de las presiones totales aplicadas en el exterior de la probeta, obtenidos de cada serie de especímenes ensayados, se traza una gráfica de resistencia al corte correspondiente a esa muestra de suelo como lo muestra la figura 1.6, para trazar esta gráfica es necesario dibujar, para cada una de las probetas ensayadas, un círculo de Mohr que representa al estado de esfuerzos de cada probeta en el momento de la falla.

Para poder explicar mejor como funciona teóricamente la prueba triaxial se supone una porción de suelo que está interceptado por una superficie tentativa de falla. El análisis necesita de valores y direcciones de los esfuerzos principales (σ_1 , σ_3) y de los esfuerzos normal y cortante (σ'_n , τ) en la superficie de falla (Figura 1.6). El círculo de Mohr de esfuerzos se puede definir en términos de los esfuerzos ortogonales (σ_z , σ_x , τ_{xz} , τ_{zx}) en el lugar de los puntos P y Q. Cuando se ha trazado el círculo, los puntos A y B representan, respectivamente, los esfuerzos principales mínimo y máximo.

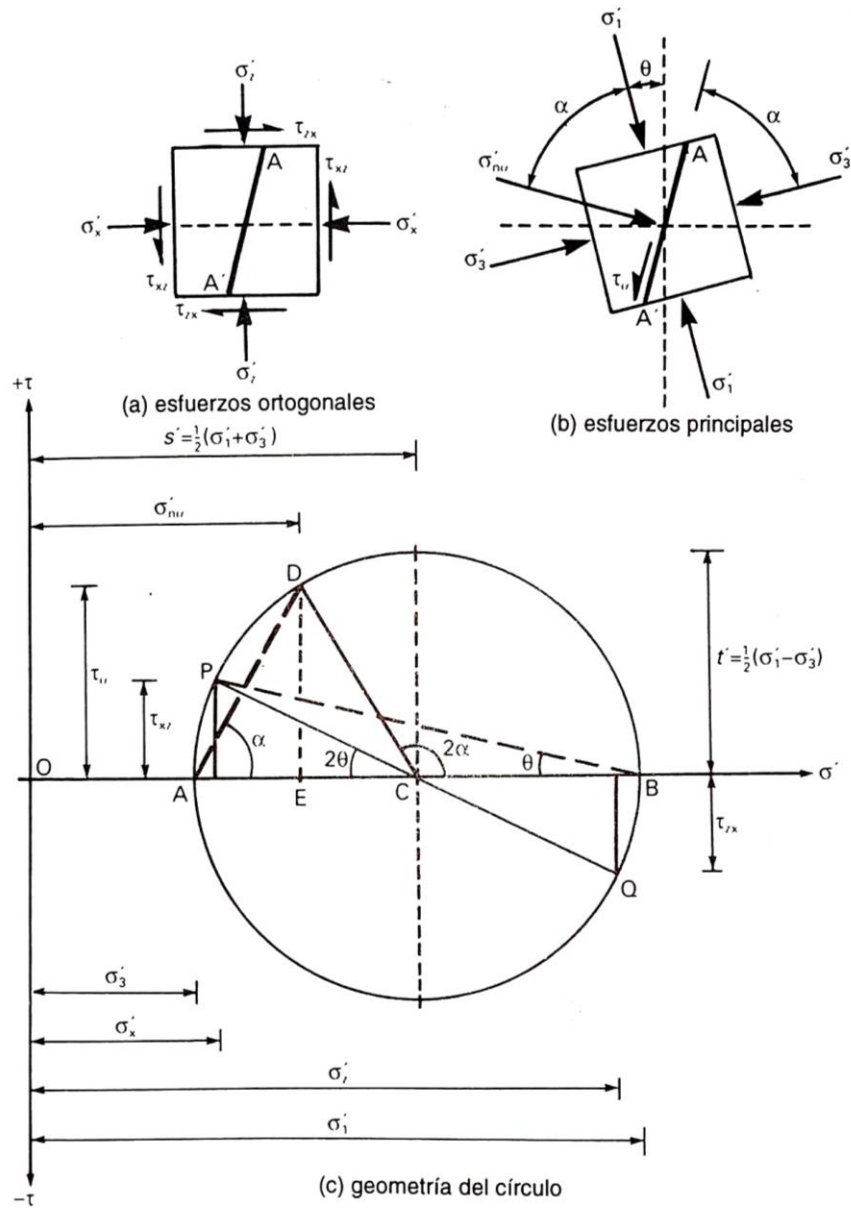


Figura 1.6 Círculo de Mohr de esfuerzos: a) Esfuerzos ortogonales, b) Esfuerzos principales y c) Geometría del círculo (Whitlow, 1994).

1.3 Medición de la resistencia esfuerzo cortante

Existen diversos tipos de aparatos y de procedimientos de ensaye para medir la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos en el laboratorio los cuales pueden agruparse en dos clases:

1.3.1 Corte directo

El ensayo de corte directo (Figura 1.7) consiste en hacer deslizar una porción de suelo respecto a otra a lo largo de un plano de falla predeterminado mediante la acción de una fuerza de corte horizontal incrementada, mientras se aplica una carga normal al plano del movimiento (Whitlow, 1990).

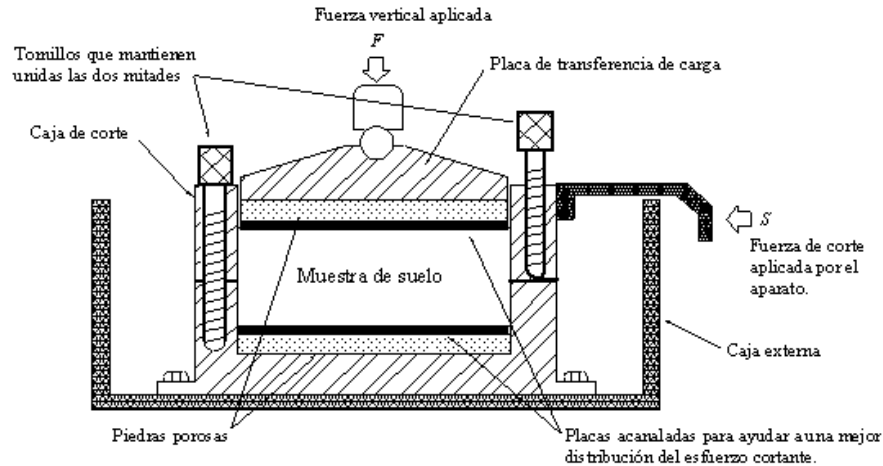


Figura 1.7 Caja de corte directo (Whitlow, 1990)

El ensayo de corte directo induce las condiciones de una falla a través de un plano de localización predeterminada. Sobre este plano actúan dos fuerzas o esfuerzos, un esfuerzo normal debido a una carga vertical P_v (Ecuación 3) aplicada externamente y un esfuerzo cortante debido a la aplicación de una carga horizontal P_h (Ecuación 4), estos esfuerzos se calculan simplemente como:

$$\sigma_n = \frac{P_v}{A} \quad (\text{Ecuación 3})$$

$$\tau = \frac{P_h}{A} \quad (\text{Ecuación 4})$$

Donde A es el área nominal de la muestra y usualmente no se corrige para tener en cuenta el cambio de área causada por el desplazamiento lateral de la muestra P_h . Estos esfuerzos deben satisfacer la ecuación de Coulomb. Como de la ecuación 5 existen dos cantidades desconocidas c y ϕ , se requiere obtener tres valores, como mínimo, de esfuerzo normal y esfuerzo cortante para tener una solución.

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad (\text{Ecuación 5})$$

Como el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante tienen el mismo significado dado en la construcción del círculo de Mohr, en lugar de resolver una serie de ecuaciones simultáneas para c y $\tan \phi$, es posible dibujar un plano de ejes coordenados de los valores de esfuerzo normal y esfuerzo cortante para diferentes ensayos (Bowles 1980)

1.3.2 Ensayo triaxial

Las cámaras de compresión triaxial (ASTM 2850-70) han sustituido hace más de 50 años a los aparatos de corte directo. Eliminando con ello su principal defecto, que es la falta de control sobre el drenaje del agua en el material durante el proceso de la prueba. Las pruebas de compresión triaxial se realizan en el laboratorio en una cámara triaxial, como lo muestra la Figura 1.8, dentro de la cámara se coloca una probeta de suelo que se desea ensayar, las bases de la probeta quedan en contacto con las cabezales, provistos de piedras porosas que sirven de drenes; la probeta del suelo está envuelta en una membrana impermeable de látex, la unión entre la membrana y los cabezales se sella con arosello u ouring para garantizar hermeticidad. Las piedras porosas están conectadas a tubos provistos de válvulas, que permiten regular la salida o entrada de agua y gases a la probeta, tales tubos están conectados a una bureta graduada con la que se puede medir el volumen de agua expulsada o absorbida por el suelo durante la prueba, la cámara se completa por un cilindro de acrílico y una tapa superior metálica, la cual contiene un vástago, existiendo hermeticidad entre él y la tapa así como un mínimo fricción, colocada la muestra se llena la cámara de agua a través de un sifón, el proceso de la prueba triaxial tiene las siguientes etapas:

1. Etapa de confinamiento. Mediante un sistema de compresores se aplica al agua de la cámara una presión controlada que se transmite a la probeta del suelo.

- Etapa de ruptura. Posteriormente se aplica al suelo, mediante el vástago, una carga axial creciente que produce un incremento de esfuerzo vertical sobre la cabeza superior de la probeta hasta producir la falla.

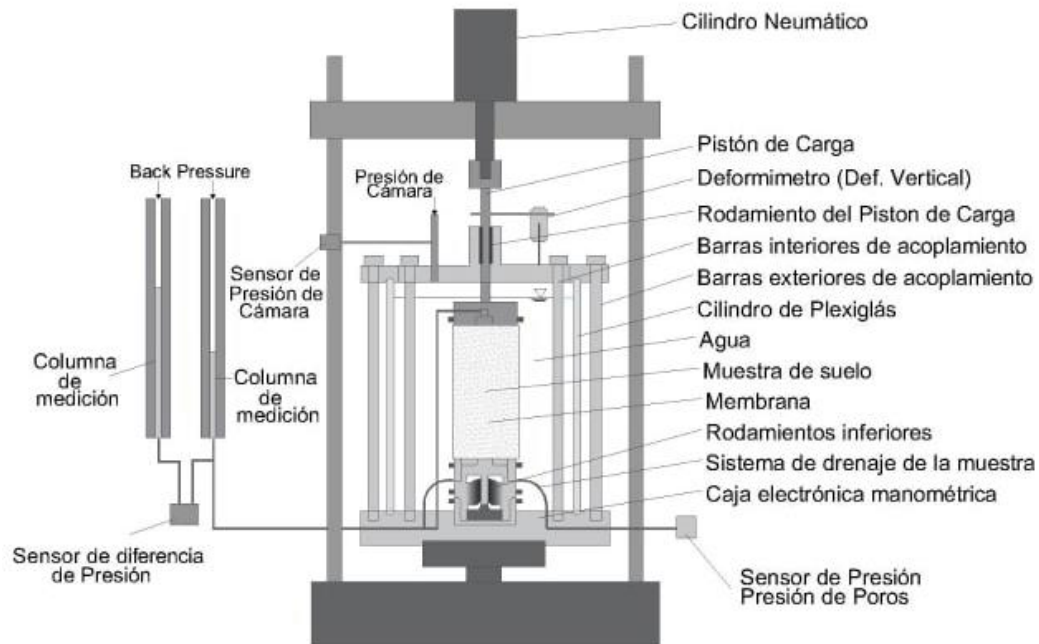


Figura 1.8 Corte esquemático de una cámara de compresión triaxial (Whitlow,1990)

1.3.3 Tipos de Pruebas Triaxiales

-Prueba sin drenar UU (Unconsolidated Undrained). Al aplicar la presión de confinamiento, se inicia de inmediato la carga axial, no hay drenaje por lo consiguiente no hay medición de la presión de poro, los resultados se expresan en términos de esfuerzos totales (Figura 1.9). Esta prueba se usa para medir la resistencia sin drenaje (UU), y en realidad sólo es adecuada para arcillas saturadas en las cuales el ángulo de fricción $\phi_u = 0$.

En las pruebas no consolidadas no drenadas, el drenaje del espécimen de suelo no se permite durante la aplicación de la presión de la cámara σ_3 . El espécimen de prueba es cortado a la falla por la aplicación del esfuerzo desviador $\Delta\sigma_d$, sin permitir el drenaje. Como el drenaje no se permite en ninguna etapa, la prueba se lleva a cabo muy rápidamente. Debido a la aplicación de la presión de confinamiento en la cámara σ_3 , la presión de poro del agua en el espécimen de

suelo se incrementara una cantidad u_c . Habrá un aumento adicional en la presión de poro Δu_d , debido a la aplicación del esfuerzo desviador. Por consiguiente, la presión de poro del agua total u en el espécimen en cualquier etapa de la aplicación del esfuerzo desviador se da como Ecuación 6.

$$u = u_c + \Delta u_d \quad (\text{Ecuación 6})$$

La prueba no consolidada no drenada es usualmente llevada a cabo sobre especímenes de arcilla y depende de un concepto de resistencia muy importante para los suelos cohesivos saturados. El esfuerzo desviador en la falla $(\Delta\sigma_d)_f$ es prácticamente el mismo independientemente de la presión de confinamiento en la cámara, como muestra la Figura 1.9. La envolvente de falla para los círculos de Mohr del esfuerzo total se vuelve una línea horizontal y por consiguiente se llama una condición de $\phi=0$ y donde C_u es la resistencia cortante no drenada y es igual al radio de los círculos de Mohr (Braja M. Das, 2001).

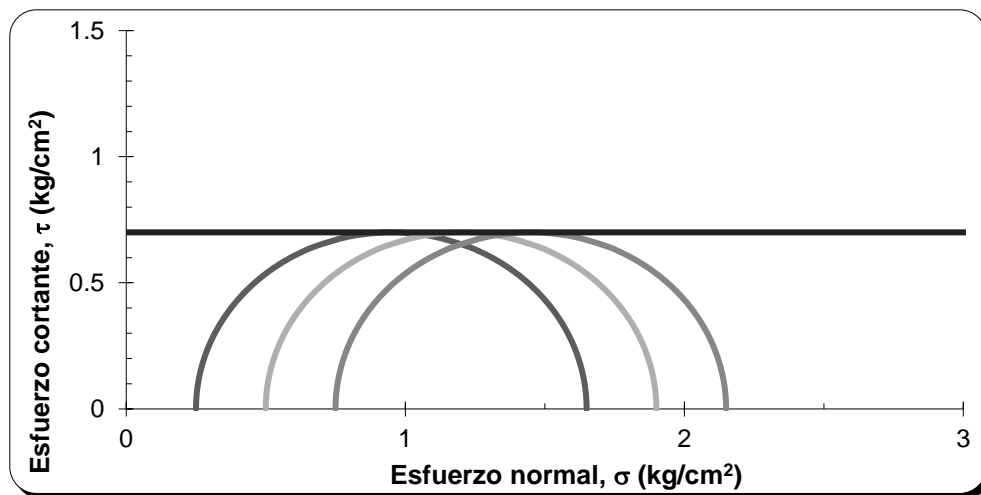


Figura 1.9 Círculos de Mohr del esfuerzo total y envolvente de falla ($\phi=0$)

-Prueba consolidada sin drenado CU. Se consolida la muestra con drenado total mediante cierta presión isotrópica de cámara, hasta que la presión de poro se disipe, entonces se cierran las válvulas de drenaje y se aumenta la carga axial, se puede medir la presión de poro durante la etapa de carga. Esta prueba

se usa para medir los parámetros c' y ϕ' de esfuerzos efectivos (Figura 1.10), así como los parámetros c_{cu} y ϕ_{cu} de esfuerzos totales.

La prueba consolidada no drenada es el tipo más común de prueba triaxial. En esta, el espécimen de suelo saturado es primero consolidado por una presión en todo su alrededor σ_3 del fluido en la cámara, que resulta en drenaje. Después que la presión de poro del agua generada por la aplicación de la presión de confinamiento es completamente disipada (es decir, $u_c = \sigma_3 = 0$), el esfuerzo desviador $\Delta\sigma_d$ sobre el espécimen se incrementa para causar la falla cortante. Durante esta fase, la línea de drenaje desde el espécimen se mantiene cerrada. Como el drenaje no se permite, la presión de poro del agua Δu_d crecerá. Durante la prueba se hacen mediciones de $\Delta\sigma_d$ y Δu_d . El incremento en la presión de poro del agua Δu_d se expresa en una forma adimensional como:

$$\bar{A} = \frac{\Delta u_d}{\Delta\sigma_d} \quad (\text{Ecuación 7})$$

Donde:

A= Parámetro de la presión de poro de Skempton

$\Delta\sigma_d$ = Incremento de esfuerzo de confinamiento

Δu_d = Incremento de presión de poro

En arena densa y arcilla preconsolidada la presión de poro del agua aumenta con la deformación unitaria hasta cierto límite, más allá del cual decrece y se vuelve negativa (con respecto a la presión atmosférica), este comportamiento se debe a que el suelo tiene una tendencia a dilatarse. A diferencia de la prueba consolidada drenada, los esfuerzos totales y efectivos no son iguales como en la prueba consolidada no drenada, como en esta prueba se mide la presión de poro en la falla, los esfuerzos principales se analizan como sigue:

- Esfuerzo principal mayor en la falla (total)

$$\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = \sigma_1$$

- Esfuerzo principal mayor en la falla (efectivo)

$$\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f - u_f = \sigma'$$

- Esfuerzo principal menor en la falla (total)

$$\sigma_3$$

- Esfuerzo principal menor en la falla (efectivo)

$$\sigma_3 - u_f = \sigma'_3$$

La figura 1.10 muestra los círculos de Mohr de los esfuerzos total y efectivo en la falla obtenidos en pruebas triaxiales consolidadas no drenadas (Braja M. Das 2001).

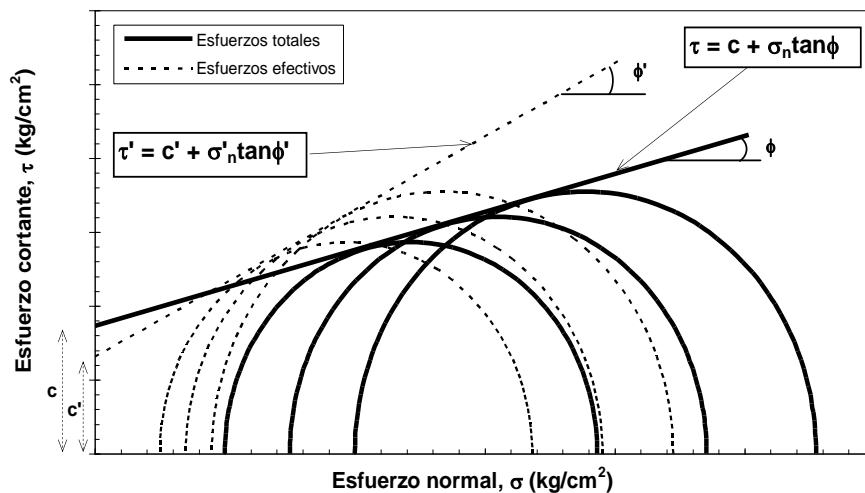


Figura 1.10 Círculos de Mohr en términos de esfuerzos totales y efectivos (archivo laboratorio BUAP)

-Prueba con drenado CD. Primero se consolida el espécimen bajo una presión isotrópica de cámara como en la prueba CU. Se aplica la carga axial con drenado total y a una velocidad de carga que asegure que la presión de poro en la muestra permanezca constante. Durante la etapa de falla, se mide la presión de poro y el cambio de volumen. Se determina en esta prueba los parámetros c'_d y ϕ'_d de la resistencia al corte (Figura 1.11).

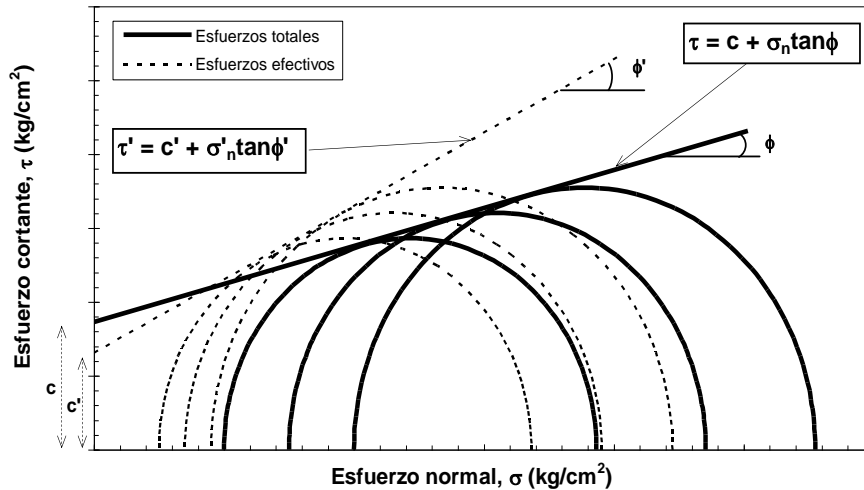


Figura 1.11 Círculos de Mohr en términos de esfuerzos totales y efectivos (archivo laboratorio BUAP)

En la prueba consolidada drenada, el espécimen se somete primero a una presión de confinamiento σ_3 a todo su alrededor mediante presión de fluido en la cámara. Conforme se aplica la presión de confinamiento, la presión de poro de agua del espécimen se incrementa en la cantidad U_c ; dicho aumento de la presión de poro del agua se expresa en forma de un parámetro adimensional (ecuación 8)

$$\bar{B} = \frac{u_c}{\sigma_3} \quad (\text{Ecuación 8})$$

Donde:

B= Parámetro de la presión de poro de Skempton

U_c = Esfuerzo de contrapresión

σ_3 = Esfuerzo de confinamiento

Para los suelos blandos, B es aproximadamente igual a 1, sin embargo para suelos firmes saturados, la magnitud de B es menor de 1. Cuando la conexión al drenaje se mantiene abierta, tiene lugar la disipación del exceso de presión de poro del agua y por consiguiente, la consolidación. Con el tiempo, u_c se volverá igual a 0. En el suelo saturado, el cambio en el volumen del espécimen

ΔV_c que tiene lugar durante la consolidación se obtiene del volumen de agua de poro drenada, el esfuerzo desviador $\Delta\sigma_d$ sobre el espécimen entonces es incrementado a una velocidad muy pequeña. La conexión al drenaje se mantiene abierta y la lenta aplicación del esfuerzo desviador permite la completa disipación de cualquier presión de poro del agua que se desarrolle como consecuencia $\Delta u_d=0$.

En una prueba triaxial, σ'_1 es el esfuerzo efectivo principal mayor en la falla y σ'_3 es el esfuerzo principal menor en la falla (Braja M. Das 2001).

El drenaje se permite en las dos últimas etapas, de este modo se tiene una consolidación bajo la presión de cámara y el exceso de presión de poro se disipa durante la aplicación lenta del esfuerzo desviador. En la primera etapa se satura la muestra completamente de agua, en la segunda ésta es consolidada bajo una presión isotrópica de cámara y en la tercera etapa se aplica una carga axial, que va incrementándose a un ritmo suficientemente lento para que no se presente un incremento en la presión de poros. Con un drenado total y una velocidad adecuada, se asegura que la presión de poros en la muestra permanezca constante, entonces el incremento en el esfuerzo efectivo es igual al incremento del esfuerzo total ($\Delta\sigma' = \Delta\sigma$). Se utiliza la válvula de contrapresión para vigilar la presión de poros, con la válvula de esfuerzo de confinamiento y las lecturas de los deformímetros que controlan la carga y la deformación vertical se mide el cambio de volumen de la probeta.

1.2.3 Trazo de la envolvente de falla

La envolvente de resistencia es la gráfica que muestra la variación de la resistencia al corte en función de la presión total σ_n , normal al plano de falla obtenida a partir de los resultados de las pruebas triaxiales, la Figura 1.12 presenta un ejemplo de este tipo de gráficas trazadas con los resultados de las pruebas triaxiales no consolidada no drenada UU realizadas en tres probetas de arena limosa (Tamez 2001).

Cada probeta fue ensayada para obtener curvas esfuerzo deformación axial unitaria (Figura 1.12a). Con los valores del esfuerzo $\sigma_{\delta 3}$ así se determina cada probeta, posteriormente se calculan los valores correspondiente del esfuerzo vertical de la falla σ_1 , mediante la ecuación $\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{\delta 3}$, y se trazan los círculos de Mohr para el estado de esfuerzos en la falla de cada una de las probetas ensayadas; con ello se obtiene la línea envolvente de los círculos de Morh (Tamez 2001).

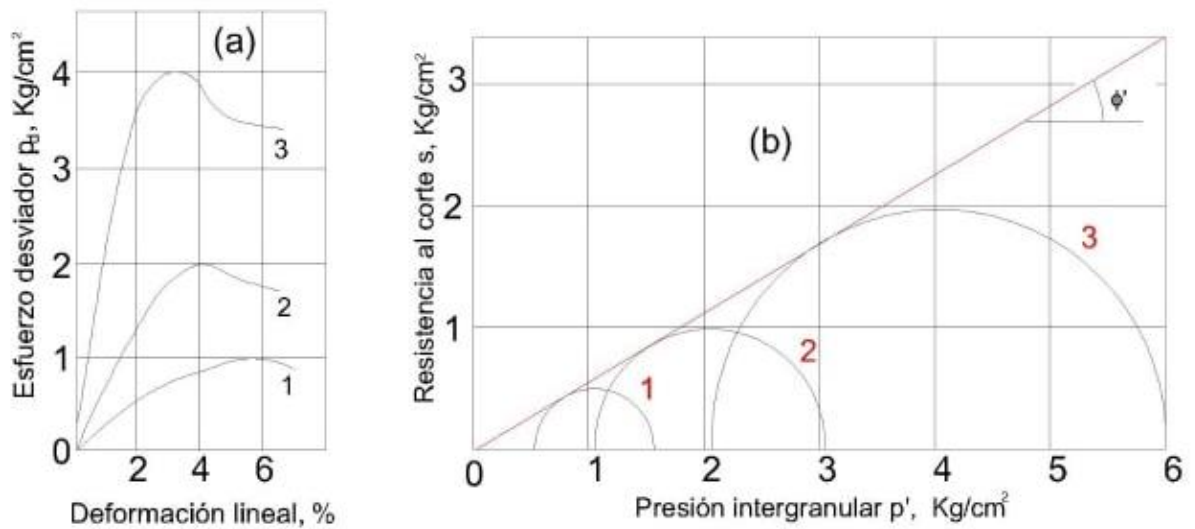


Figura 1.12 Presentación de resultados de una prueba triaxial (Tamez, 2001)

La envolvente de resistencia al corte obtenida para la arena limosa ensayada en la prueba triaxial que muestra la Figura 1.12 es una línea recta que pasa por el origen de coordenadas y forma un ángulo con la horizontal. La Ecuación 9 de la envolvente de resistencia es la siguiente:

$$s = \sigma'_n \tan \phi \quad (\text{Ecuación 9})$$

Donde

s = Resistencia al esfuerzo cortante

σ'_n = Esfuerzo efectivo normal al plano de falla

ϕ = Angulo de fricción aparente efectivo

Como puede verse, esta ecuación es idéntica a la ley lineal de la resistencia de un suelo granular puramente friccionante, cuya pendiente es definida por la tangente del ángulo de fricción interna

1.4 Trayectoria de esfuerzos

En un cuerpo elástico se puede predecir la deformación originada por un cambio en la carga a partir del valor E' y la variación total de la carga. El valor final de la deformación no se afecta por variaciones intermedias en el modo de cargar, si no en el cambio total. Sin embargo, las masas del suelo representan comportamientos elastoplástico, de manera que el modo exacto de cargar o descargar puede afectar el resultado final. En un análisis de comportamiento elastoplástico aclara mucho al graficar los cambios de esfuerzo que se llevan a cabo en todo el ciclo de carga. A los diagramas o gráficas de cambios de esfuerzo se les llama diagrama de trayectoria de esfuerzos, toman varias formas depende del tipo de análisis solicitado (Whitlow, 1990)

Trayectoria de esfuerzos en el espacio σ/ε . En la Figura 1.13 muestra las gráficas ideales esfuerzo/deformación que representan el comportamiento de diversos metales a la tensión, las flechas indican la dirección de la variación de esfuerzos y las líneas O-F son trayectorias de esfuerzos. En forma típica, el comportamiento elástico se tiene cuando la deformación (ε) corresponde al mismo valor del esfuerzo (σ), independientemente de cualquier cambio intermedio en la carga. La trayectoria de esfuerzos O-C es una recta, que sigue la ley de Hooke, es decir $\Delta\sigma/\Delta\varepsilon = \text{constante}$.

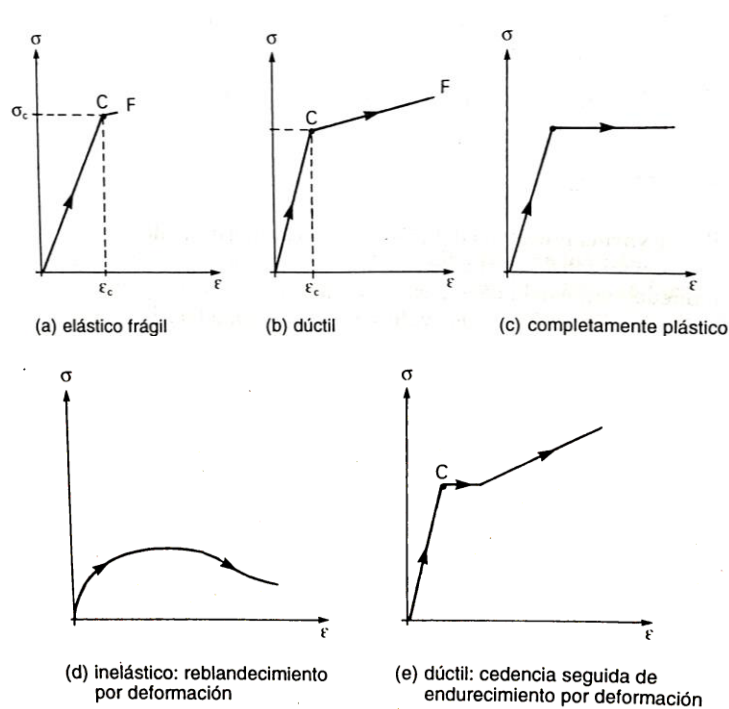


Figura 1.13 Comportamiento esfuerzo/deformación unitaria (Whitlow, 1990)

En el punto C, que es el punto cedente o de deformación, se presenta un aumento brusco en la deformación y el material ya no se comporta de modo enteramente elástico. Un aumento posterior en la carga origina deformación plástica, que no desaparece al descargar. En los materiales frágiles se presenta una falla poco después del punto cedente (Figura 1.13a), mientras que los materiales dúctiles presentan una cantidad apreciable de deformación plástica antes de romperse (Figura 1.13b). En un estado plástico neto el material prosigue cediendo sin aumento de esfuerzo (Figura 1.13c). En materiales como plomo, aluminio y muchos plásticos, la deformación es inelástica en su mayor parte y puede representar el reblandecimiento por deformación, que es la reducción del esfuerzo en el punto cedente (Figura 1.13d). En materiales como acero suave y cobre se presentan endurecimiento por deformación, que es el aumento en el esfuerzo del punto cedente (Figura 1.13e).

Trayectoria de esfuerzos en el espacio σ_1/σ_3 . Con frecuencia se necesita efectuar comparaciones entre el comportamiento drenado y sin drenar del suelo en muchos problemas y para interpretar los resultados de pruebas de corte, así como entre los esfuerzos efectivo y totales, se puede emplear las trayectorias de esfuerzos graficadas sobre los ejes de esfuerzos principales en la figura 1.13A O-C se representa un aumento isotrópico de esfuerzo ($\Delta\sigma_1=\Delta\sigma_2=\Delta\sigma_3$) bajo condiciones drenadas ($Du=0$). Si σ_1 aumenta en forma uniaxial ($\sigma_2=\sigma_3=$ constante), la trayectoria de esfuerzos para condiciones drenadas C-SD, porque $\sigma'=\sigma-u$ (Whitlow, 1990).

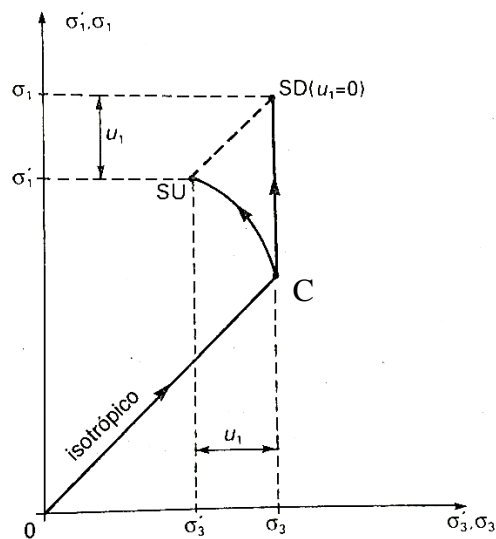


Figura 1.13A Trayectoria de esfuerzos en el espacio σ_1/σ_3 (Whitlow, 1990)

Los suelos sueltos o suaves en compresión presentan en general características de endurecimiento por deformación, es decir, se contraen. El método de la trayectoria de esfuerzos permite estudiar el comportamiento del suelo en el campo o el laboratorio. La trayectoria de esfuerzos muestra estados sucesivos de esfuerzos en un espacio de Esfuerzos p-q, donde p y q corresponden a los máximos esfuerzos normales y de cortante en el círculo de Mohr. Para claridad los círculos de Mohr no se trazan, y solo se traza el diagrama de trayectoria de esfuerzos (Figura 1.14) (Whitlow, 1990).

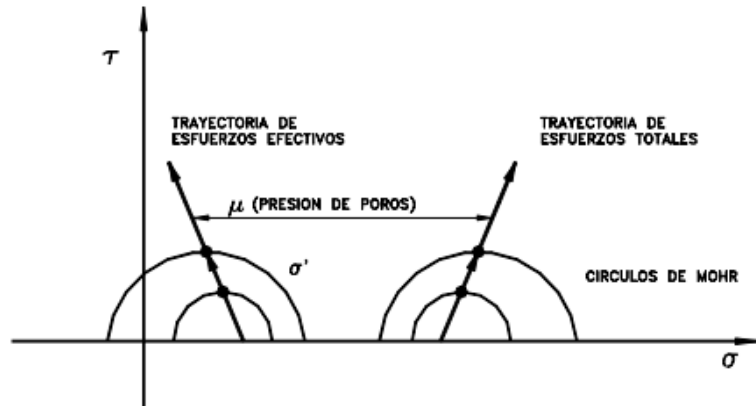


Figura 1.14 Trayectoria de esfuerzos (Whitlow, 1990)

Trayectoria de esfuerzos en el espacio q'/p' . Si bien los métodos de trayectoria de falla que se mencionan en este trabajo son útiles para problemas en donde intervienen la deformación plana, son algo limitados en un sentido general, porque no pueden representar con facilidad las verdaderas condiciones triaxiales. Si se usan el esfuerzo promedio p' y el esfuerzo desviador q' en lugar de s' y t' , entonces se pueden representar con igual facilidad estados de esfuerzos con deformación plana, biaxialmente simétricos y triaxiales verdaderos

Según Lee (1996) se pueden trazar tres tipos diferentes de trayectorias de esfuerzos (Aburto, 2011):

- Trayectoria de esfuerzos efectivos, la cual pretende presentar el verdadero comportamiento de la muestra de suelo.
- Esfuerzos totales menos presión de poros estática. Esta trayectoria muestra el estado de esfuerzos en el suelo con un margen para la presión de poros en el agua, debida al nivel estático de aguas subterráneas. Si el nivel de agua no cambia, la diferencia entre la trayectoria de esfuerzos efectivos y la de esfuerzos totales, menos la presión de poros estática, es la presión de poros en exceso generada a medida que el suelo experimenta deformaciones.
- Esfuerzos totales, la cual muestra la trayectoria de las coordenadas de los esfuerzos totales solamente. De estas trayectorias de esfuerzos se puede ver el comportamiento típico de los elementos de suelo.

Donde p_{d3} es el incremento de esfuerzo vertical total aplicado a través del vástago para alcanzar la falla de la probeta.

Trayectoria de esfuerzos en el espacio t'/s' . Se puede representar cómodamente estados de esfuerzos mediante el círculo de Mohr, y también se puede relacionar a este con un criterio de falla. Por lo tanto una gráfica de trayectoria de esfuerzos está relacionada con el criterio de falla. La Figura 1.16 muestra las trayectorias de esfuerzo drenado y sin drenar para un aumento uniaxial σ_1 . Desde un estado inicial de esfuerzos $\sigma'_1 = \sigma'_3 = OC$, y con drenado completo, los esfuerzos total y efectivo siguen la misma línea C-ST(SE). Bajo condiciones sin drenado, en suelo saturado la presión de poro aumenta cuando aumenta σ_1 .

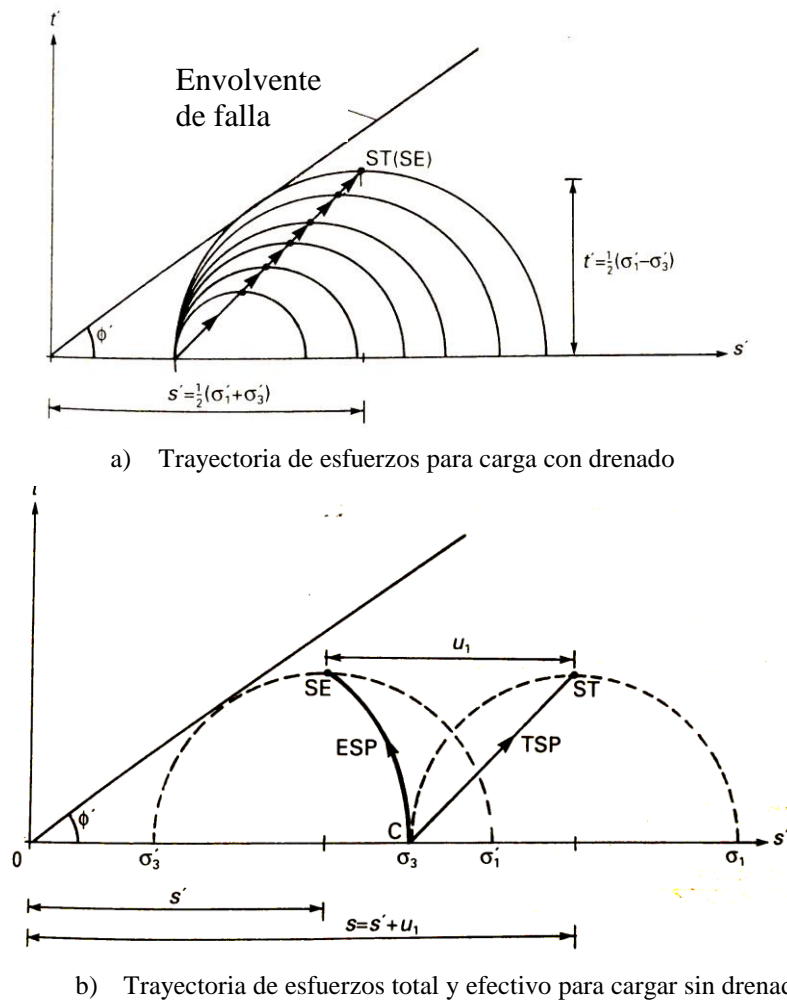


Figura 1.16 Trayectoria de Esfuerzos (Whitlow, 1990)

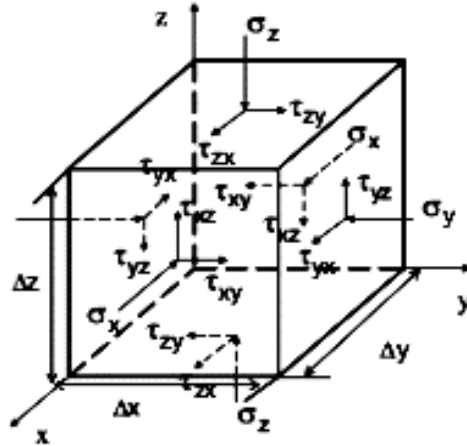
Se puede ilustrar el comportamiento comparativo del suelo bajo esfuerzos crecientes y decrecientes mediante trayectorias de esfuerzos en coordenadas t'/s' . Durante la construcción de un cimiento largo en un suelo arcilloso aumentan los esfuerzos rápidamente desde sus valores originales σ_h y σ_v bajo condiciones virtualmente sin drenado, y la presión de poro aumenta Δu . Al paso del tiempo, se disipa la presión de poro debido al drenado de consolidación. Es importante hacer notar que el punto de esfuerzo final queda más alejado de la envolvente de falla, la cual nos lleva a la conclusión de que en el corto plazo la carga sin drenado es más crítica que la carga sobre drenado bajo estas circunstancias, es decir, bajo un cimiento (Whitlow, 1990).

CAPÍTULO 2 PROPIEDADES DE COMPRESIBILIDAD

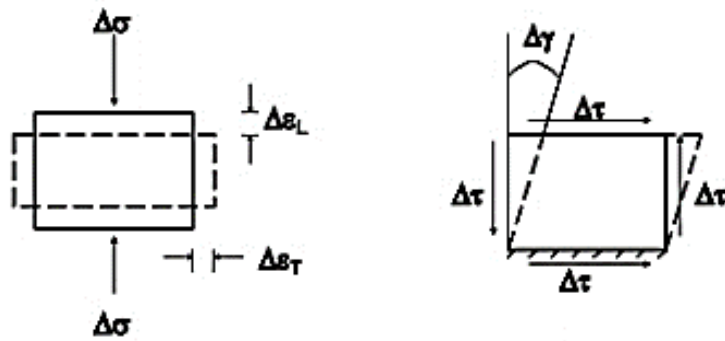
La aplicación de esfuerzos sobre cualquier material causara deformaciones (Figura 2.1). En algunos suelos se requiere una cantidad de tiempo para que ocurran ciertas deformaciones. En dichos materiales los esfuerzos, las deformaciones y el tiempo tienen ciertas relaciones definidas entre cada uno de ellos, estas relaciones son las propiedades mecánicas del terreno y se les conoce como las relaciones esfuerzo-deformación-tiempo.

Las relaciones más sencillas de este tipo son aquellas que se mantienen para materiales elásticos, en los cuales los esfuerzos y deformaciones son proporcionales e independientes del tiempo (Figura 2.1). Cuando las cargas son conocidas, es posible, por medio de métodos basados en la teoría de la elasticidad, el computar los esfuerzos, las deformaciones y los desplazamientos en todos los puntos de ciertos tipos sencillos de miembros elásticos tales como las vigas y las columnas, también es posible calcular los esfuerzos causados por cargas superficiales dentro de una masa elástica de dimensiones infinitas.

Si fuera posible desarrollar una teoría más general, del mismo tipo de teoría de la elasticidad pero que fuera válida para materiales granulares como los suelos, encontraría muchas aplicaciones sumamente importantes. Sin embargo, las soluciones basadas sobre la teoría de la elasticidad no son nada fáciles. Mientras que las consideraciones de la teoría elástica requieren el uso de solamente de dos constantes de esfuerzo-deformación, siendo las más usadas el módulo de elasticidad y la relación de Poisson. Una teoría general involucra un gran número de relaciones desconocidas y sumamente complejas entre esfuerzos y deformaciones, y esfuerzos-deformaciones-tiempo. Por lo tanto, la obtención de una teoría general de esfuerzo-deformación para materiales plásticos, y especialmente para los casos en los cuales interviene el tiempo, deberá reconocerse como casi imposible (Taylor, 1961).



Esfuerzos en el cubo diferencial



- $\Delta\sigma$ = Esfuerzo normal aplicado
- $\Delta\varepsilon_L$ = Deformación lineal longitudinal
- $\Delta\varepsilon_T$ = Deformación lineal transversal
- $\Delta\tau$ = Esfuerzo cortante aplicado
- $\Delta\gamma$ = Deformación angular

Figura 2.1 Deformaciones producidas por esfuerzos aplicados (Flores, 2005)

Esto es especialmente cierto para los suelos, todos los que muestran una cantidad limitada de acción elástica, pero los suelos plásticos tienen relaciones de esfuerzo-deformación y efectos del tiempo que son probablemente tan complejos como los de cualquier otro material (Taylor, 1961).

Los problemas de ingeniería de suelos en los cuales se necesita información entre las relaciones de esfuerzo-deformación y esfuerzo-deformación-tiempo, son de dos tipos básicos. El primero incluye todos los casos en los cuales no hay la posibilidad de que los esfuerzos sean lo suficientemente grandes para sobrepasar la resistencia del suelo al corte, pero en los cuales la deformación llegará a ser de seria magnitud en los desplazamientos o asentamientos dentro de la masa del suelo.

El segundo tipo incluye casos en los cuales se tiene el peligro de que los esfuerzos cortantes excedan la resistencia del suelo; los problemas de este tipo son llamados problemas de estabilidad.

La teoría de la consolidación de los suelos fue propuesta inicialmente por Karl Terzaghi en 1923. Esta teoría está referida principalmente a todos aquellos suelos que tienen como características principales su alta compresibilidad (arcillas y limos de alta compresibilidad), y que al estar sus vacíos saturados por agua sufren un incremento de presión de poro (Δu) por una sobrecarga aplicada en la superficie. Este incremento en la presión de poro se produce principalmente por un cambio en el estado de esfuerzos en el suelo provocado por una sobrecarga en la superficie (Gonzales, 2013).

Esta presión se reduce con el paso del tiempo, y con la reducción de la presión de poro se viene un incremento en los esfuerzos efectivos y un decremento volumétrico del suelo. La reducción en la presión de poro en los suelos de alta compresibilidad, a diferencia de los suelos granulares tal como las arenas, es dependiente principalmente de su permeabilidad, por eso un suelo poco permeable tiende a reducir la presión de poro por medio de la expulsión del agua entre sus partículas más lentamente. Es por este fenómeno que el cambio volumétrico del suelo no ocurre al mismo tiempo en que se modifica el estado de esfuerzos en el suelo, sino que va evolucionando poco a poco, pudiendo tomar muchos años hasta que alcance su deformación final.(Gonzales, 2013).

En la Figura 2.2 se muestra el proceso de la consolidación de los suelos compresibles.

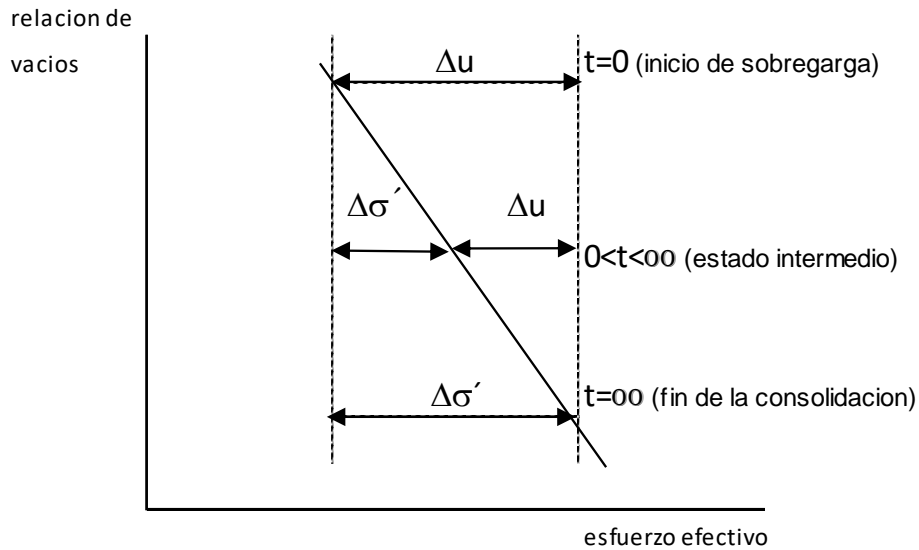


Figura 2.2 Presión de poro y en los esfuerzos efectivos durante la consolidación. (Gonzales, 2013)

Se ha señalado que un suelo puede considerarse como un esqueleto de granos sólidos de los cuales encierran vacíos que pueden estar llenos de gas, de líquido, o combinación de líquidos y gases (Figura 2.3). Según Gonzales (2013), si una muestra de suelo es puesta bajo esfuerzos en tal forma que su volumen disminuya, se tendrá tres factores a los cuales se puede atribuir esta disminución:

1. Una compresión de la materia solida
2. Una presión en el agua y el aire que está dentro de los vacíos
3. Un escape del aire y agua de los vacíos

VOLUMENES			PESOS		
V_m	V_v	V_a	AIRE	≈ 0.0	W_m
		V_w	AGUA	W_w	
	V_s	V_s	SÓLIDOS	W_s	

Figura 2.3 Diagrama de fases del suelo

Bajo las cargas aplicadas normalmente sobre la masa del suelo, la materia sólida y el agua intersticial, la cual es incompresible, no sufren un cambio apreciable en su volumen. Por esta razón, es suficientemente exacto el considerar la disminución en el volumen de la masa, si esta se encuentra completamente saturada, como totalmente debida a un escape del agua que encuentra dentro de los vacíos. El proceso de consolidación puede entenderse mejor por medio de la referencia a la analogía mecánica en la figura 2.4 se muestran unos resortes metidos en un cilindro sellado lleno de agua con un pistón sin fricción pero que ajusta completamente a la pared del cilindro, es cargado con una carga, el pistón está provisto con una válvula, el cual se supone está cerrada y por tanto no permite el escape del agua, suponiendo que ahora la válvula se abre, el agua sale rápidamente como resultado de la presión a la cual se ha sujetado. En la analogía mecánica presentada anteriormente, el resorte representa el esqueleto del suelo compresible de la masa del suelo y el agua en el cilindro representa el agua en los vacíos del suelo el orificio de la válvula es análogo a la permeabilidad, la compresibilidad del resorte a la compresibilidad del suelo (Taylor, 1961).

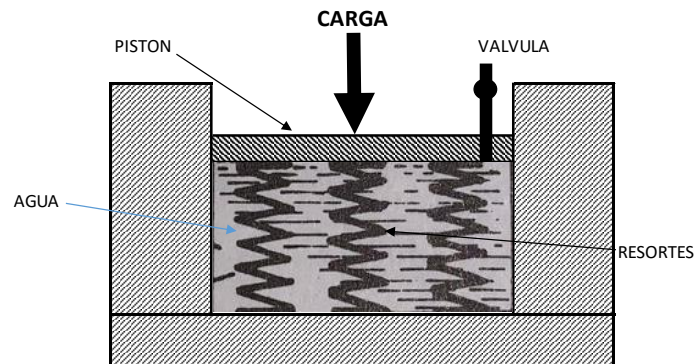


Figura 2.4 Modelo de Terzaghi (Whitlow, 1990)

En una masa de suelo parcialmente saturada la situación es bastante más compleja, ya que la pequeña cantidad de gas compresible dentro de los poros puede permitir una compresión apreciable de la muestra en su totalidad, aun cuando no haya escape del agua intersticial. Sin embargo, los depósitos de arcilla sedimentadas, por lo general, están completamente saturados, y en los análisis de las capas de

arcilla sumergidas en sus estados naturales siempre se supone que hay una saturación completa (Taylor, 1961).

Las anteriores consideraciones indican que la compresibilidad de un suelo no es gobernada por la compresibilidad de los granos minerales de los cuales están compuestos. La compresibilidad de una masa de suelo depende de la rigidez del esqueleto del mismo, esta depende del arreglo estructural de las partículas y en suelos de grano fino, en el grado al cual las partículas adyacentes están ligadas entre sí (Taylor, 1961).

Una estructura de tipo panal de abejas, o en general cualquier estructura con alta porosidad, es más compresible que una estructura densa. Un suelo que este compuesto predominantemente de granos planos será más compresible que un suelo que contenga una mayoría de granos esféricos, un suelo en estado remoldeado puede ser mucho más compresible que el mismo suelo en estado natural, como lo propone Taylor (1961).

Cuando la presión aplicada sobre el suelo incrementa sobre todas las direcciones, el volumen disminuye. Si posteriormente la presión es disminuida hasta su valor original se tendrá una cierta cantidad de expansión, pero el rebote del volumen no será tan grande como la compresión precedente. (Taylor, 1961m).

2.1 Consolidación Primaria y asentamiento

Este proceso asume que la consolidación ocurre en una sola dimensión. Los datos obtenidos en el laboratorio utilizados han permitido construir una interpolación entre la deformación o el índice de vacíos y la tensión efectiva en una escala logarítmica. La pendiente de la interpolación es el índice de compresión. La ecuación para el asiento de consolidación de un suelo normalmente consolidado puede ser determinada entonces como (Ecuación 10).

$$\delta_c = \frac{C_c}{1+e_0} H \log \left(\frac{\sigma_{zf}}{\sigma_{z0}} \right) \quad (\text{Ecuación 10})$$

Donde:

δ_c =Asentamiento debido a la consolidación

C_c =Índice de compresión

e_0 = Índice de vacíos inicial

H= espesor de suelo consolidable

σ_{zf} =Tensión vertical final

σ_{z0} =Tensión vertical inicial

El índice de compresión (C_c) puede ser reemplazada por el índice de recompresión (C_r) para usar en suelos sobreconsolidados donde la tensión final efectiva es menor que la tensión de preconsolidación, o lo que es lo mismo, para suelos que hubieran sido consolidados con más intensidad en el pasado, según Terzaghi y Peck (1967). Cuando la tensión final efectiva sea mayor que la tensión de preconsolidación, las dos ecuaciones deben ser usadas en combinación de un modelo conjunto como (ecuación 11):

$$\delta_c = \frac{C_r}{1+e_0} H \log \left(\frac{\sigma_{zc}}{\sigma_{z0}} \right) + \frac{C_c}{1+e_0} H \log \left(\frac{\sigma_{zf}}{\sigma_{z0}} \right) \quad (\text{Ecuación 11})$$

2.1.2 Asentamiento de un estrato de suelo

Un incremento del esfuerzo provocado por la construcción de cimentaciones u otras cargas comprime los estratos de suelo. La compresión es causada por la deformación de las partículas del suelo, el reacomodo de las partículas del suelo y la expulsión de agua y aire de los espacios vacíos. En general, según Tamez (2001) el asentamiento del suelo causado por cargas se divide en tres amplias categorías:

1. Asentamiento inmediato, provocado por la deformación elástica del suelo seco y de suelos húmedos y saturados sin ningún cambio en el contenido de agua. Los cálculos de asentamientos inmediatos se basan, generalmente, en ecuaciones derivadas en la teoría de la elasticidad.

2. Asentamientos por consolidación primaria, es el resultado de un cambio de volumen en suelos saturados cohesivos debido a la reducción en el volumen de la muestra.

3. Asentamientos por consolidación secundaria, se observa en el suelo saturado cohesivo y es el resultado del ajuste plástico de la estructura del suelo. Este sigue al asentamiento por consolidación primaria bajo un esfuerzo efectivo constante

2.2 Prueba de compresibilidad unidimensional

Con el objeto de establecer la relación entre la presión aplicada a un suelo y su reducción de volumen, y entre la deformación volumétrica y el tiempo necesario para que esta se produzca se recurre en el laboratorio a la prueba de consolidación unidimensional (Figura 2.5). Dicha prueba consiste, esencialmente, en aplicar carga vertical a una pastilla cilíndrica de suelo confinada lateralmente por un anillo de confinación, de manera que se deforme en una sola dirección.

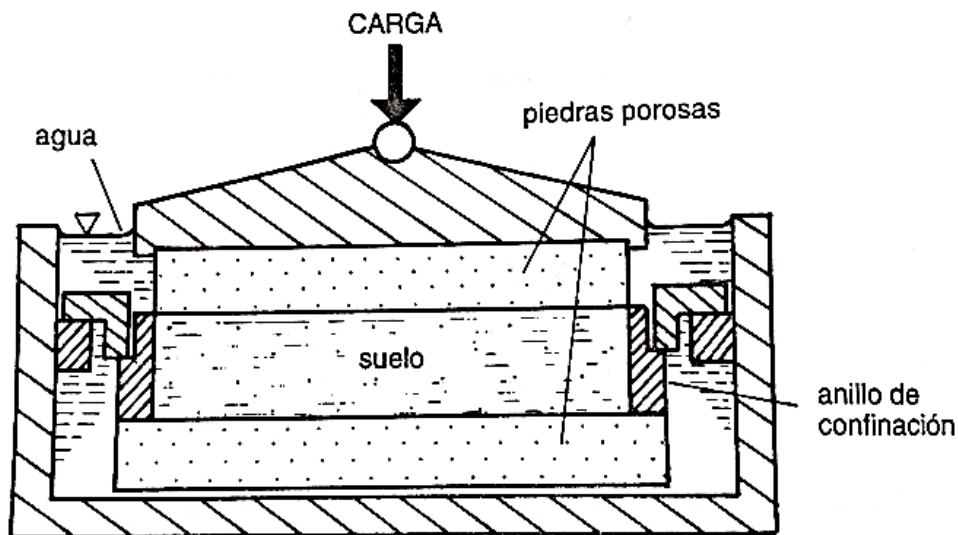


Figura 2.5 Odometro (norma ASTM D2435)

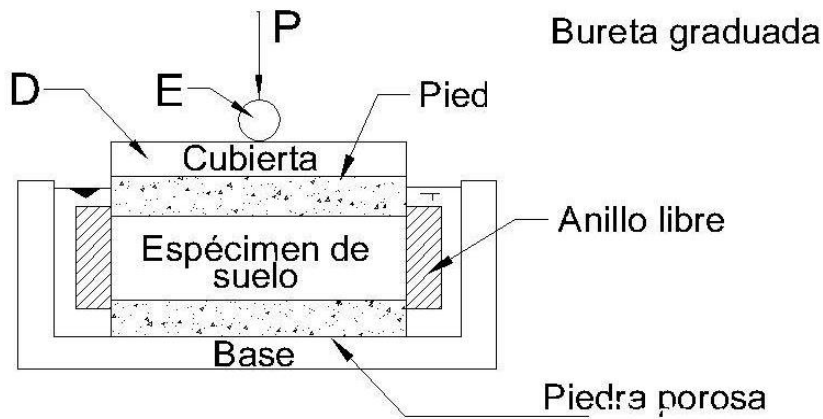
Existen varios modelos de aparatos para este propósito, del cual se construyen dos tipos:

1.- Consolidómetro de anillo libre (Figura 2.6a). Consta de un anillo metálico, dentro del cual se coloca el espécimen de suelo, protegido en ambas caras circulares por medio de piedras porosas que permiten la salida del agua del suelo al ser comprimido. El conjunto se coloca dentro de un recipiente en el que puede agregarse agua, si se desea conservar al espécimen saturado. Una placa metálica y una esfera de acero que transmite la carga al sistema a través de un marco de acero y un colgador de pesas. Las deformaciones axiales que sufre el espécimen bajo una carga aplicada se registran en un micrómetro, un cronómetro permite medir el tiempo que transcurre hasta alcanzar la deformación máxima producida por cada incremento de carga (Tamez, 2001).

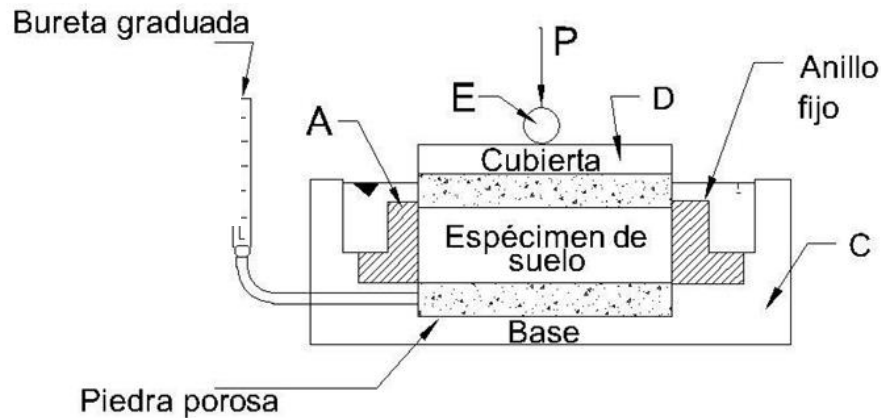
2.- Consolidómetro de anillo fijo (Figura 2.6b). Difiere del anterior en el que el anillo está fijo en el recipiente y el filtro inferior está comunicado al exterior del recipiente con una bureta graduada provista de una llave de paso. Este tipo de aparatos tiene la ventaja de permitir hacer pruebas de permeabilidad con carga variable, así como de facilitar la saturación de especímenes no saturados haciendo circular a través de ellos el agua de la bureta

Cualquiera que sea el tipo de aparato empleado, la carga se va aplicando en incrementos, elegidos de tal manera que cada uno de ellos duplique el valor de la presión anterior; incrementando la carga entre 24 y 48 horas aproximadamente (Tamez, 2001).

El de anillo fijo permite utilizarlo para obtener el coeficiente de permeabilidad, porque está conectado con una bureta, este consolidómetro da ventajas sobre el anillo libre.



(a) Consolidómetro de anillo libre



(b) Consolidómetro de anillo fijo

Figura 2.6 Tipos de anillo de Odómetros (Tamez, 2001)

2.3 Curvas de consolidación

Para cada uno de los incrementos de presión se lleva un registro del progreso de la deformación a través del tiempo. Con los datos así obtenidos se construye una gráfica semilogarítmica. Esta grafica recibe el nombre de curva de consolidación y de acuerdo con Terzaghi la zona AB de dicha curva representa el proceso de deformación del suelo gobernado por la gobernación del agua de los poros, proceso que se le llama consolidación primaria. La zona BC corresponde a un proceso de deformación más lenta, cuya velocidad depende de la alta viscosidad del agua absorbida que se encuentra entre los contactos de arcilla coloidales de arcilla, a

esta zona se le llama consolidación secundaria, el punto B corresponde teóricamente al tiempo en la que la presión del agua de los poros del espécimen se ha disipado completamente. En este momento, se considera que la presión total aplicada está siendo soportada por las partículas del suelo, entonces se ha logrado el 100% de la consolidación primaria (Figura 2.7) (Tamez, 2001).

Para obtener estas curvas se realiza los métodos de prueba que indica la Norma ASTM 2435-96, y son los siguientes procedimientos

Método de prueba A: este método de prueba se realiza con una duración de incremento de carga constante de 24 h, o múltiplos de la misma. Se requieren lecturas de deformación en el tiempo en un mínimo de dos incrementos de carga

Método de prueba B: se requieren lecturas de deformación temporal en todos los incrementos de carga. Se aplican incrementos de carga sucesivos después de alcanzar el 100% de consolidación primaria, o en incrementos de tiempo constante como se describe en el Método de prueba A.

Propiedades de deformación contra tiempo: a partir de los incrementos de carga donde se obtienen lecturas de deformación-tiempo, se proporcionan dos procedimientos alternativos (Casagrande y Taylor) (Figura 2.7) para representar los datos, determinar el final de la consolidación primaria y calcular la tasa de consolidación. Las lecturas de deformación pueden representarse como deformación medida, deformación corregida para la compresibilidad del aparato o convertida en deformación

Refiriéndose a la Figura 2.7, grafique las lecturas de deformación (d) versus el registro de tiempo (normalmente en segundos) para cada incremento de carga.

Primero dibuje una línea recta a través de los puntos que representan las lecturas finales que exhiben una tendencia de línea recta y una pendiente constante (C). Dibuje una segunda línea recta tangente a la parte más empinada de la curva de tiempo de deformación-registro (D). La intersección representa la deformación, d_{100} , y el tiempo, t_{100} , correspondiente al 100% de consolidación primaria. La

compresión que excede la consolidación primaria estimada al 100% anterior se define como compresión secundaria (NORMA ASTM 2435-96).

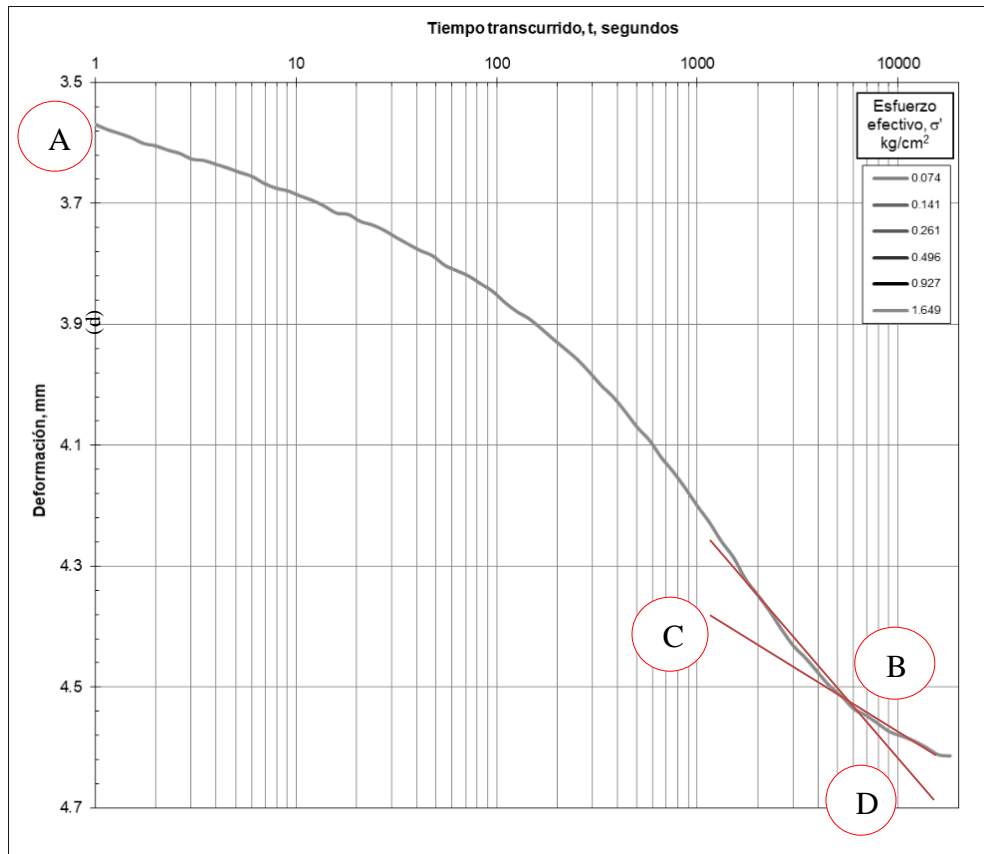


Figura 2.7 Curva de consolidación método de Casagrande (archivo laboratorio BUAP)

2.4 Curvas de compresibilidad

La compresibilidad de un suelo se expresa por la relación que existe entre la deformación volumétrica unitaria y la presión efectiva aplicada. La Figura 2.8 muestra la representación gráfica de esta relación, denominada curva de compresibilidad. Los parámetros que definen esta relación para un suelo dado son de gran utilidad práctica para calcular los asentamientos que se producirán al construir y cargar una cimentación.

En los ensayos de compresibilidad del laboratorio al terminar la consolidación del espécimen bajo el último incremento de carga se obtiene, de cada prueba, una serie de valores de presión intergranular con sus correspondientes deformaciones finales;

es decir, medidas al finalizar la consolidación bajo cada incremento de presión, se acostumbra presentar las curvas de compresibilidad en escala semilogarítmica, (Figura 2.8) en la que el eje vertical tiene escala aritmética y presenta los valores de la relación de vacíos e mientras que el eje horizontal tiene escala logarítmica y presenta los valores de presión aplicada al suelo y su reducción volumétrica, por lo que se llama curva de compresibilidad volumétrica. Aunque la gráfica semilogarítmica es la forma más comúnmente empleada actualmente en la mecánica de suelos, la gráfica aritmética, por su sencillez, ofrece mayor facilidad para su comprensión y aplicación a los problemas de la ingeniería de cimentaciones (Tamez, 2001).

El incremento del esfuerzo efectivo, de un valor inicial σ_0 a uno final σ' produce un cambio en la relación de vacíos, de un valor inicial e_0 a uno final e . A la relación entre el cambio de esfuerzo y el cambio de volumen se le conoce como el coeficiente de compresibilidad (δ_c). Se puede considerar al coeficiente de compresibilidad como la pendiente entre dos puntos de la curva de compresibilidad. Este coeficiente queda definido entonces por (Ecuación 12)

$$\delta_c = \frac{e_0 - e}{\sigma - \sigma_0} \quad (\text{Ecuación 12})$$

En la Figura 2.8 se tiene una típica curva de compresibilidad que se obtiene como resultado de una prueba de consolidación. Como se puede apreciar, resulta que el coeficiente de compresibilidad es la pendiente de la curva de compresibilidad en el tramo preconsolidado.

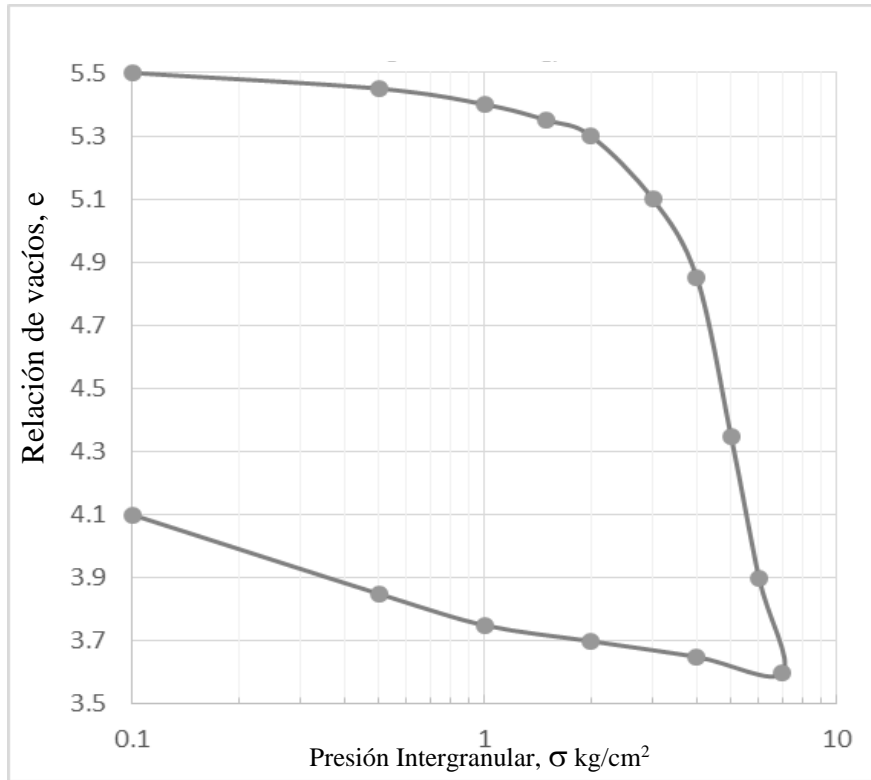


Figura 2.8 Curva de Compresibilidad (Tamez, 2001)

2.6 Consolidación Secundaria

La consolidación secundaria, es un fenómeno de flujo viscoso. El efecto se atribuye hoy, generalmente, al deslizamiento progresivo diferido en el tiempo, entre las partículas de material que se acomodan, tendiendo a estados más compactos, para adaptarse a la nueva condición de carga, posiblemente puede contribuir también alguna clase de flujo plástico de las partículas laminares constitutivas de los suelos arcillosos. Cuando las deformaciones plásticas de partículas aisladas o los deslizamientos relativos entre ellas se hacen comparables a la velocidad de expulsión del agua del volumen decreciente de los vacíos entre las partículas, es cuando el efecto se hace notable y esto se refleja en las curvas de consolidación, dando lugar al tramo final típico, sensiblemente recto entrazado semilogarítmico. Los factores que afectan la velocidad de consolidación secundaria de los suelos, no está totalmente dilucidados a la fecha y no se ha desarrollado aun ningún método

de análisis de fenómeno suficientemente correlacionado con la realidad, que sirva para predecir la magnitud de estos efectos en la práctica. (Juárez y Rico, 1996)

La consolidación secundaria observada en materiales con viscosidad intergranular, como las arcillas limosas lacustres, marinas y las que contienen coloides orgánicos, así como los limos arcillosos, ha sido de gran preocupación en la mecánica del suelo y varios investigadores han contribuido a una mejor comprensión de su fenómeno. La teoría de consolidación de Terzaghi por sí sola no es suficiente para explicar la deformación volumétrica versus el comportamiento temporal de tales suelos, especialmente si exhiben altas propiedades viscosas intergranulares. En 1936, A.S. Keverling Buisman de Holanda, informó por primera vez que había observado en el campo y en pruebas de odómetro en el laboratorio que la deformación volumétrica se grafica como una línea recta en relación al logaritmo del tiempo después de que la mayor parte de la consolidación primaria ha tenido lugar. La ley fenomenológica de la deformación volumétrica versus el tiempo se ha aplicado de manera semi-empírica en las últimas décadas para interpretar las pruebas de suelo y estimar el comportamiento de asentamiento secundario en el campo. Sin embargo, existe la necesidad de encontrar una teoría que justifique los procedimientos empíricos y también una mejor relación entre el comportamiento observado en el laboratorio, los cálculos de asentamientos en el campo y una mejor interpretación de los resultados de campo (Zeevaert, 1986).

La consolidación secundaria tiene lugar después de la consolidación primaria a consecuencia de procesos más complejos que el simple flujo de agua como pueden ser la reptación, la viscosidad, la materia orgánica, la fluencia o el agua unida mediante enlace químico algunas arcillas. En arenas el asentamiento secundario es imperceptible, pero puede llegar a ser muy importante para otros materiales como la turba.

Dicha consolidación secundaria se presenta al finalizar la consolidación primaria de los suelos, es decir después de la disipación total del exceso de presión de poros de agua, se observa algún asentamiento debido al ajuste plástico de la estructura del suelo denominada usualmente flujo plástico, a esta etapa de la generación de

asentamientos se la llama consolidación secundaria que puede durar muchos años pero en una proporción aproximadamente logarítmica. El asentamiento por consolidación secundaria se puede aproximar mediante la fórmula (ecuación 13)

$$S_S = \frac{H_0}{1+e_0} C_\alpha \log\left(\frac{t}{t_{90}}\right) \quad (\text{Ecuación 13})$$

Donde

H_0 = es la altura del espécimen

e_0 = es el índice inicial de vacíos

C_α =es el índice secundario de compresión

CAPÍTULO 3. ENSAYOS EN LABORATORIO

3.1 Localización de muestras

Se realizaron muestreos en puntos del estado de Puebla, Chiapas, Oaxaca, Veracruz, Tabasco, Tlaxcala y Ciudad de México según la Tabla 3.1 muestra la distribución de la localización de cada uno de los especímenes, considerando que todas las muestras son realizadas de suelos totalmente compresibles.

Tabla 3.1 Localización de las muestras ensayadas

MUESTRA No.	LOCALIZACION DE LAS MUESTRAS	MUESTRA No.	LOCALIZACION DE LAS MUESTRAS	MUESTRA No.	LOCALIZACION DE LAS MUESTRAS
1	CIUDAD NEZAHUALCOYOTL	18	LOMAS DE ANGELOPOLIS	35	PALENQUE CHIAPAS
2	NATIVITAS, TLAXCALA	19	ZACATELCO, TLAXCALA	36	PALENQUE CHIAPAS
3	TEPEYANCO, TLAXCALA	20	ZACATELCO, TLAXCALA	37	PALENQUE CHIAPAS
4	TEPEYANCO, TLAXCALA	21	ZACATELCO, TLAXCALA	38	PALENQUE CHIAPAS
5	TEPEYANCO, TLAXCALA	22	ZACATELCO, TLAXCALA	39	TABASCO, TABASCO
6	AMOZOC, PUEBLA	23	ZARAGOZA, PUEBLA	40	TABASCO, TABASCO
7	AMOZOC, PUEBLA	24	TENANGO, PUEBLA	41	JUCHITAN, OAXACA
8	AMOZOC, PUEBLA	25	TENANGO, PUEBLA	42	JUCHITAN, OAXACA
9	TEZIUTLAN, PUEBLA	26	LOMAS DE ANGELOPOLIS	43	JUCHITAN, OAXACA
10	ZACATELCO, TLAXCALA	27	LOMAS DE ANGELOPOLIS	44	JUCHITAN, OAXACA
11	IPN, CDMX	28	TENEXYECAC, TLAXCALA	45	JUCHITAN, OAXACA
12	IPN, CDMX	29	TEPEACA, PUEBLA	46	TABASCO, TABASCO
13	IPN, CDMX	30	ORIZABA, VERACRUZ	47	TABASCO, TABASCO
14	IPN, CDMX	31	SAN ANDRES CHOLULA	48	TABASCO, TABASCO
15	EL CARMEN, TLAXCALA	32	TEZIUTLAN, PUEBLA	49	TLAXIACO, OAXACA
16	LIBRES, PUEBLA	33	PALENQUE CHIAPAS	50	TLAXIACO, OAXACA
17	CHOLULA, PUEBLA	34	PALENQUE CHIAPAS		

3.2 Obtención de muestras

Los especímenes para este trabajo de tesis, se obtuvieron a partir de estudios de mecánica de suelos de diferentes proyectos, el procedimiento que se siguió para la obtención de dichas muestras lo dicta la norma ASTM T86-70.

1. Ubicación del sondeo en el sitio por estudiar. A partir de la visita en el lugar por parte del responsable de la campaña de exploración en el sitio, se establece dónde se realizaran los pozos a cielo abierto.

2.- Una vez indicados donde se realizaran los sondeos, se procederá a realizar los pozos a cielo abierto con equipo de excavación, hasta una profundidad mínima de 3 m o hasta llegar a roca o al nivel freático (Figura 3.1).



Figura 3.1 excavación de pozo a cielo abierto

3. Obtención de muestras inalteradas. Cuando ya se llegó a la profundidad de excavación requerida se tomara una muestra inalterada del suelo labrando con herramienta de mano, la cual no tiene que perder el contenido de agua natural y mantener la estructura interna tal como se encuentra en el sitio (Figura 3.2).



Figura 3.2 labrado de muestra inalterada

4.- Transportación de muestras al Laboratorio. El traslado de las muestras se realizó conforme la norma ASTM D-4220, se colocaron todas las muestras inalteradas (cúbicas) en una caja llena de un material que amortiguara el movimiento del vehículo, en este caso se utilizó aserrín, en cuanto a los tubos de pared delgada (tubo shelby), se transportaron en cajas, tal como se muestra en la Figura 3.3



Figura 3.3 Transportación de tubos shelbys

Una vez que las muestras llegan al laboratorio se les realizaran pruebas índice y pruebas mecánicas.

3.3 Pruebas índice

Las pruebas índice que se realizaron a cada una de las muestras son las siguientes:

- Contenido de Agua

Esta prueba esta descrita en la norma ASTM D2216-71. Es la propiedad física del suelo es de gran utilidad obteniendose de una manera sencilla, pues el comportamiento y la resistencia de los suelos en la construcción están regidos por la cantidad de agua que contienen. El contenido de agua de un suelo es la relación entre el peso de las partículas sólidas y el peso del agua que guarda, esto se expresa en términos de porcentaje. En la Ciudad de México se han registrado contenidos de agua mayores a 1000%, esto indica grandes problemas de suelo

debido a que el peso del agua supera 10 veces el peso del material sólido (Bowles, 1980).

La determinación de contenido de agua es un ensayo rutinario de laboratorio para determinar la cantidad de agua presente en una cantidad dada de un suelo en términos de su peso en seco y se define como (Ecuación 14)

$$W = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \quad (\text{Ecuación 14})$$

El suelo debe secarse en el horno a una temperatura de 110 °C hasta tener un peso constante (Figura 3.4)



Figura 3.4 Determinación del contenido de humedad (Laboratorio integral FI-BUAP)

- Límites de consistencia

Esta prueba esta descrita en la norma ASTM 423-66 y D424-59. Los límites líquido y plástico han sido ampliamente utilizados, principalmente para la identificación y clasificación de suelos, el límite líquido en ocasiones puede utilizarse para estimar asentamientos en problemas de consolidación.

Límite Líquido: El Límite Líquido (WL) es el contenido de agua por encima del cual la mezcla suelo-agua pasa de un estado plástico a un estado líquido. En este estado la mezcla se comporta como un fluido viscoso y fluye bajo su propio peso. Si se tiene un cambio en el contenido de agua a cualquier lado de WL produce un cambio

en el volumen del suelo. Esta prueba se realiza con la copa de Casagrande o también con los conos de penetración (Figura 3.5)



Figura 3.5 Determinación del límite líquido (Laboratorio integral FI-BUAP)

Límite Plástico: El Límite Plástico (WP) es el contenido de humedad por encima del cual la mezcla suelo-agua pasa de un estado sólido a un estado plástico. En este estado la mezcla se deforma a cualquier forma bajo ligera presión. Cualquier cambio en el contenido de agua a cualquier lado de WP produce un cambio en el volumen del suelo. Esta prueba se realiza rolando el material hasta obtener un rollo de aproximadamente 3 mm y que se agriete en todo lo largo del rollo (Figura 3.6)

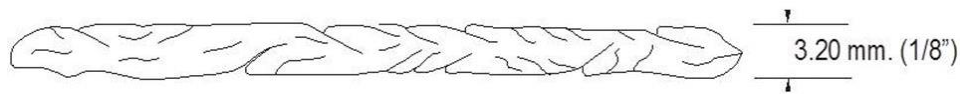


Figura 3.6 Determinación y condición del límite plástico

Índice de Plasticidad: Atterberg definió el índice de plasticidad para describir el rango de contenido de agua natural sobre el cual el suelo era plástico. El índice de plasticidad IP, es por tanto numéricamente igual a la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico (Ecuación 15).

$$PI = WL - WP \quad \text{(Ecuación 15)}$$

El índice de plasticidad es útil en la clasificación ingenieril de suelos de grano fino y muchas propiedades de ingeniería se han correlacionado de forma empírica con este. Un suelo con un $IP = 2$ tiene una gama muy estrecha de plasticidad, por el contrario, un suelo con un $IP = 30$ tiene características plásticas muy elevadas. (Bowles, 1980)

- Granulometría

Esta prueba está descrita en la norma ASTM D421-58 (método mecánico). La separación del suelo por tamizado consiste en determinar la distribución de partículas de suelo y la distribución de los tamaños de las partículas. Para ello se hace pasar una muestra alterada por tamices o mallas (Figura 3.7) por diferentes aberturas, desde aberturas de 125 mm hasta aberturas de 0,075 mm (tamiz número 200).



Figura 3.7 Granulometría por mallas (Laboratorio integral FI-BUAP)

En general se toma una cantidad representativa de muestra, se seca, se disgrega y se pesa el conjunto. Posteriormente se hace pasar por los diferentes tamices para granulometría de suelos dispuestos de mayor a menor abertura mediante agitación. Por último se pesa el material retenido en cada tamiz, con lo que conocido el peso inicial de la muestra, puede determinarse el porcentaje de material que queda retenido en cada tamiz. A partir de estos datos se confecciona la curva granulométrica tal y como puede verse en la Figura 3.8 (Bowles, 1980).

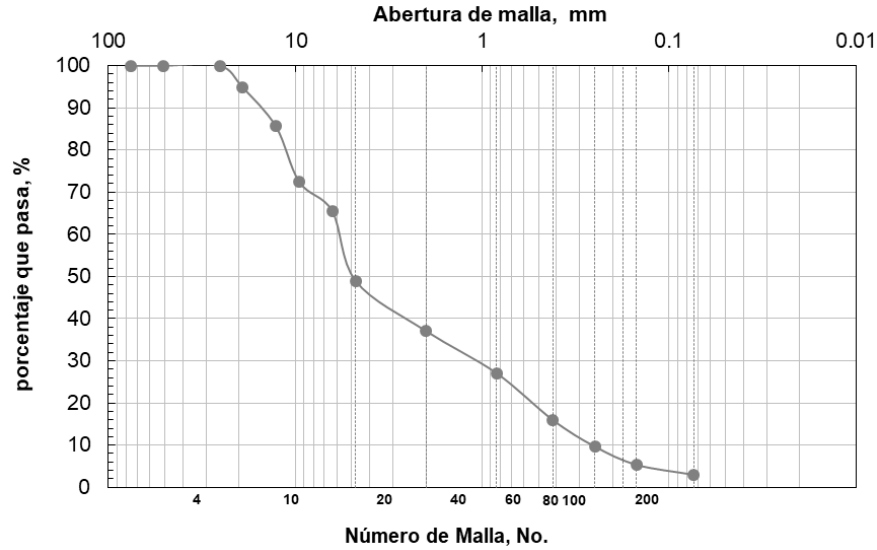


Figura 3.8 Curva granulométrica

- Densidad relativa de solidos

Esta prueba esta descrita en la norma ASTM D 854-58. La densidad relativa de cualquier sustancia se define como el peso volumétrico del material en cuestión dividido por el peso volumétrico del agua destilada a 4° C y una presión barométrica de 760 mm columna de mercurio. Así, se consideran solamente las partículas de suelo; la densidad relativa de sólidos, G_s , se obtiene de manera teórica con la expresión siguiente (Ecuación 16) la cual solo es para cálculo de suelos finos y arenosos.

$$G_s = \frac{W_s}{W_{fw} + W_s - W_{fsw}} \quad \text{(Ecuación 16)}$$

Donde:

W_s = Peso del solido

W_{fw} = Peso del matraz lleno de agua

W_{fsw} = Peso del matraz con suelo y agua.

Este parámetro es necesario para el cálculo de la relación de vacíos, en una muestra de suelo, es también utilizado para cuando se realiza granulometría empleando el método del hidrómetro. Ocasionalmente este valor se utiliza para clasificar al suelo desde el punto de vista mineralógico, por ejemplo los minerales

como el hierro tiene valores de densidad de solidos (Gs) muy altos que puede llegar a 4.2 a 4.5 a diferencia de los materiales con silicatos (Tabla 3.2).

Tabla 3.2 Valores típicos de la densidad relativa de sólidos (Bardet, 1997)

<i>Tipo de suelo</i>	<i>Densidad de sólidos</i>
Gravas	2.65
Arenas gruesas y finas	2.65
Arenas finas	2.65
Limo arenoso	2.67
Arenas ligeramente arcillosas	2.65
Limo arenoso	2.66
Limo	2.67-2.70
Arenas arcillosas	2.67
Limos arcillo arenosos	2.67
Limos arcillosos	2.68
Arenas con arcilla	2.68
Arenas con limo y arcilla	2.69
Limos con arcilla	2.71
Arcillas arenosas	2.70
Arcillas limosas	2.75
Arcillas de baja plasticidad	2.72-2.80
Limos con partículas de materia orgánica	2.30
Aluviales orgánicos	2.13-2.60
Turba	1.50-2.15

El valor obtenido de la densidad relativa de sólidos es un promedio de todas las partículas sólidas de una muestra de suelo, ya que un suelo se compone de un solo tipo de partículas, usualmente una muestra de suelo se compone de arenas, limos y arcillas en cierto porcentaje y de ciertas características mineralógicas.

Junto con el contenido de agua (w) y el peso específico (γ_m), la densidad relativa de sólidos se emplea para deducir todas las fases en las que se compone un suelo tanto en peso como en volumen, así como correlacionar otra propiedad del suelo.

En laboratorio la densidad relativa de un suelo que pasa la malla No.4 (finos y arenas) se determina haciendo uso de un matraz con marca de aforo, es decir un recipiente de volumen conocido. Mediante el principio de volumen desalojado, es decir, un cuerpo sumergido en un volumen de agua conocido, desplazará un volumen de agua igual al volumen del cuerpo sumergido, se puede determinar dicho valor (Figura 3.9) (Bowles, 1980).

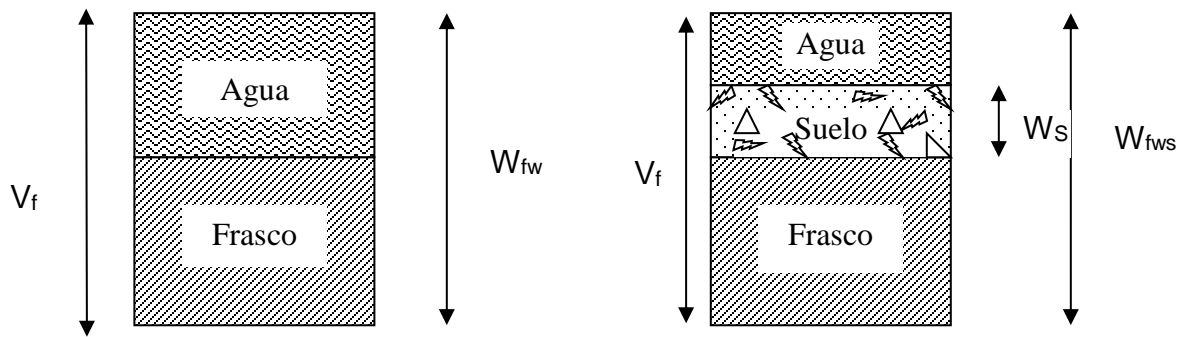


Figura 3.9 Esquema representativo para la fórmula de densidad de sólidos en laboratorio.

- **Peso específico del suelo**

Esta prueba está descrita en la norma ASTM D854-02. Este método de ensayo se utiliza para determinar el peso específico de los suelos por medio de un picnómetro. Cuando el suelo está compuesto de partículas mayores que el tamiz de 2.38 mm (No.8), deberá seguirse el método de ensayo para determinar el Peso Específico y la absorción del agregado grueso, cuando el suelo está compuesto por partículas mayores y menores que el tamiz de 2.38 mm (No.8), se utilizará el método de ensayo correspondiente a cada porción.

Se labrarán cubos o muestras de figura simétrica conocida, procurando que no se tenga oquedades demasiado profundos. Con la parafina en estado líquido, las piezas se impregnarán todas las caras que se tengan, aplicando las capas

necesarias para mantener dichas piezas totalmente impermeables, a continuación se pesarán todas anotándose como peso de la muestra más parafina, se sumergirá la muestra en el vaso con agua previamente amarrada ésta a la báscula y se toma el peso sumergido (Figura 3.10), dicho peso se anota, efectuando los cálculos correspondientes (Bowles, 1980).



Figura 3.10 Determinación de peso específico

3.4 Prueba triaxial tipo UU (ASTM D2850-70)

- Pruebas UU (No consolidada no drenada)

La prueba de ensayo triaxial es uno de los métodos más confiables para determinar los parámetros de la resistencia al cortante. En un ensayo triaxial, un espécimen cilíndrico de suelo es revestido con una membrana de látex dentro de una cámara a presión. En estas pruebas se pueden variar las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre el espécimen de suelo, efectuando mediciones sobre sus características mecánicas en forma completa.

El propósito de esta prueba es determinar la resistencia al esfuerzo cortante no drenado de un suelo. La prueba consiste en aplicar una presión de cámara a la muestra de suelo sin liberar la presión de poro que se llegara a generar al aplicar dichos esfuerzos; esto es seguido por un incremento en el esfuerzo axial.

La presión de confinamiento se mantiene constante y la prueba se completa rápidamente. En la Figura 3.11 se observa un esquema del comportamiento de un ensaye triaxial

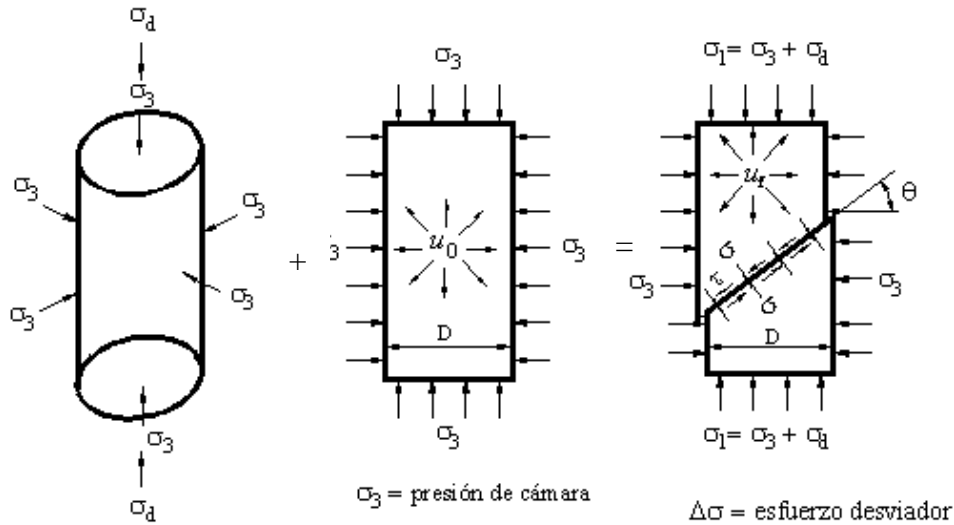


Figura 3.11 Esquema de una prueba triaxial (Whitlow, 1994)

Son ensayadas tres o más probetas de una muestra de suelo a diferentes esfuerzos de confinamiento, cada círculo en el diagrama de Mohr se traslada horizontalmente debido a la diferencia de magnitudes de la presión de confinamiento (σ_3). De esta prueba se determina el esfuerzo cortante no drenado (σ_u) y el módulo elástico no drenado (E_u) como también los valores de ángulo de fricción aparente (ϕ) y la cohesión (C). La ventaja de esta prueba con la de compresión no confinada es que en la prueba UU, se le puede someter a un esfuerzo isotrópico mayor a cero y posteriormente, aplicarle un esfuerzo desviador hasta llevarla a la falla, lo cual nos reporta un ángulo de fricción aparente, si la muestra es parcialmente saturada.

3.4.1 Procedimiento de prueba

Antes de empezar con todo el proceso de montaje se miden los diámetros inferior, medio y superior; la altura y el peso de la probeta. Una vez puesta la muestra en el pedestal de la cámara, se coloca el cabezal superior y una membrana

de látex, se le coloca aro sello en el cabezal y pedestal, para asegurar la hermeticidad en la muestra. Se coloca la cámara asegurando no exista fugas de agua, se llena con agua destilada y preferentemente desairada. En la Figura 3.12 se muestra la cámara triaxial.

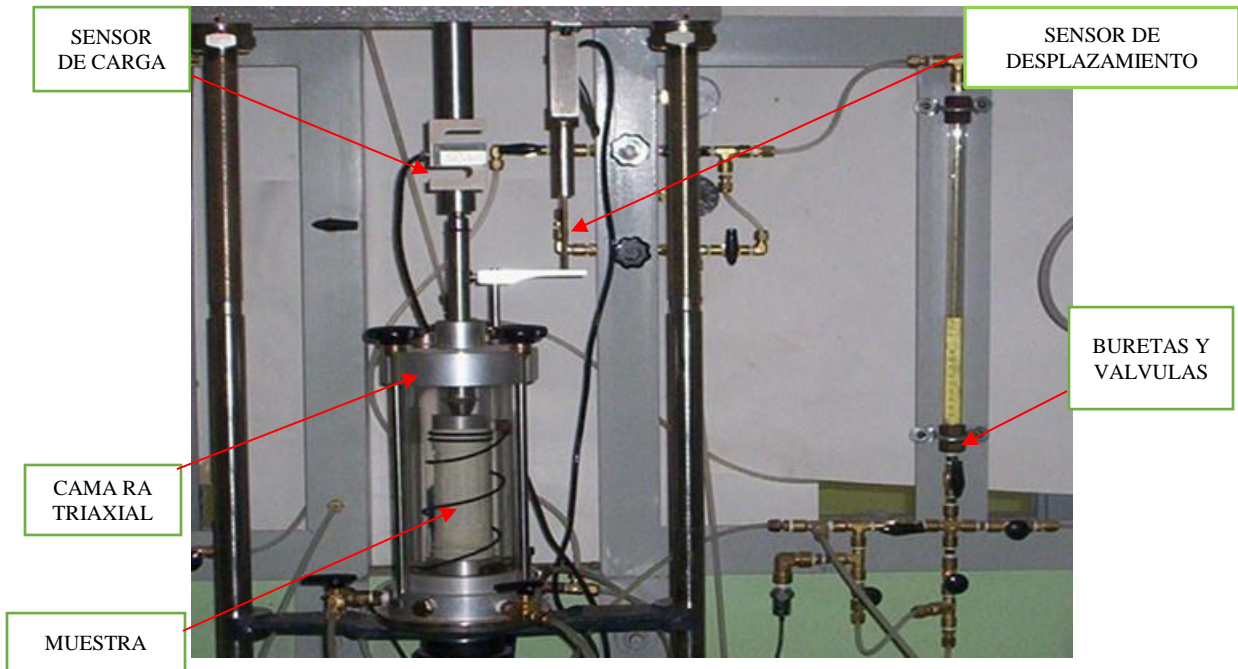


Figura 3.12 Montaje para la prueba Triaxial (Laboratorio integral FI-BUAP)

Con el sistema de válvulas que se encuentra junto al marco de carga, se regula la presión de confinamiento. Con ayuda del programa de cómputo, se visualiza de manera fácil y precisa la presión a aplicar. Se tiene que vigilar que al momento de aplicar esta presión se haga de forma lenta, ya que de lo contrario provocaría un deterioro en la probeta o en los sensores (Figura 3.13).



Figura 3.13 Sistema de la Cámara Triaxial (Laboratorio integral FI-BUAP)

Al estar sometido al esfuerzo isotrópico deseado se le da paso a la etapa de falla del espécimen, es decir, se genera un incremento en esfuerzo desviador, aplicando velocidad de deformación axial constante.

Se acciona el mecanismo del marco de carga, haciendo que el pedestal donde se encuentra alojada la cámara suba. La deformación vertical de la muestra se medirá con una precisión de al menos el 0.03% de la altura de la muestra. El indicador de deformación debe tener un rango de al menos el 20% de la altura de la muestra, y puede ser un indicador transformador diferencial variable lineal (LVDT), extensiómetro u otro dispositivo de medición que cumpla con los requisitos de precisión y rango (Norma ASTM 2850-95); es decir, una velocidad de deformación axial aproximada de 0.15 mm/min. Según la Norma ASTM 2580-95 se aplica la carga para producir una deformación axial a una velocidad de aproximadamente 1%/min para materiales plásticos y 0.3% / min para materiales frágiles que logren la

tensión máxima del esfuerzo desviador con una deformación de aproximadamente 3 a 6%. A estas velocidades, el tiempo transcurrido para alcanzar la tensión máxima del esfuerzo desviador será de aproximadamente 15 a 20 min. Continúe la carga al 15% de deformación axial, excepto que la carga puede detenerse cuando la tensión del desviador haya alcanzado su punto máximo y luego baje un 20% o la deformación axial haya alcanzado un 5% más allá de la tensión en la que se produjo el pico en la tensión del desviador.

3.5 Prueba de consolidación Unidimensional (ASTM D2435-70)

Para determinar las características de compresibilidad de un suelo, se suele obtener a partir de pruebas de consolidación, por medio de un aparato denominado odómetro.

Al aplicarle el incremento de carga se muestra la consolidación primaria, que es el cambio de volumen del suelo causado por la expulsión del agua de los vacíos, y transfiere la carga de la presión de poro a las partículas del suelo. La consolidación primaria finaliza cuando el incremento de la presión de poro es cero. Después de eso se tiene la consolidación secundaria, que es el cambio de volumen de un suelo provocado por el ajuste de la estructura interna del suelo, después de que la consolidación primaria ha sido terminada.

Con los datos obtenidos de la prueba de consolidación se permite vincular la variación de la relación de vacíos final con el esfuerzo efectivo. Una de las formas para mostrar esta relación consiste en graficar una curva de la relación de vacíos versus esfuerzo efectivo. La forma de la curva e/σ' depende de la historia de consolidación del suelo. La Figura 3.14 muestra una curva e/σ' para el proceso de deposición/erosión que típicamente se produce en un suelo preconsolidado, durante la deposición normal se obtiene una curva denominada rama virgen, pero después de la erosión o fusión del hielo, parte de la presión se elimina. Puesto que el σ_{efec} disminuye desde la presión de preconsolidación σ_p a la presión de sobrecarga σ_o , el suelo está preconsolidado.

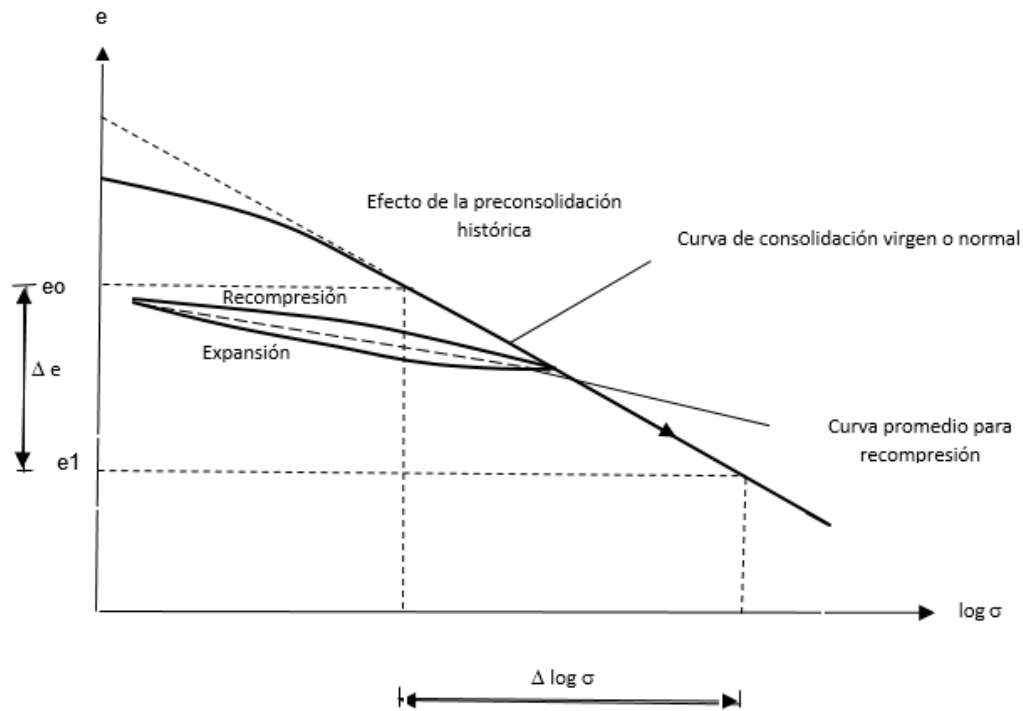


Figura 3.14 Curva de compresibilidad (Whitlow, 1994)

Procedimiento de prueba

1. Con base en la Norma ASTM 2435-96 de una muestra inalterada se corta una parte de suelo, sin alterar su estado. Se coloca en el torno de labrado, se va girando éste y cortando suavemente la muestra con la cuchilla e introduciendo lentamente la muestra en el anillo, aplicando una pequeña presión axial, hasta que ésta sobresalga un centímetro en la parte inferior del anillo (Figura 3.15).

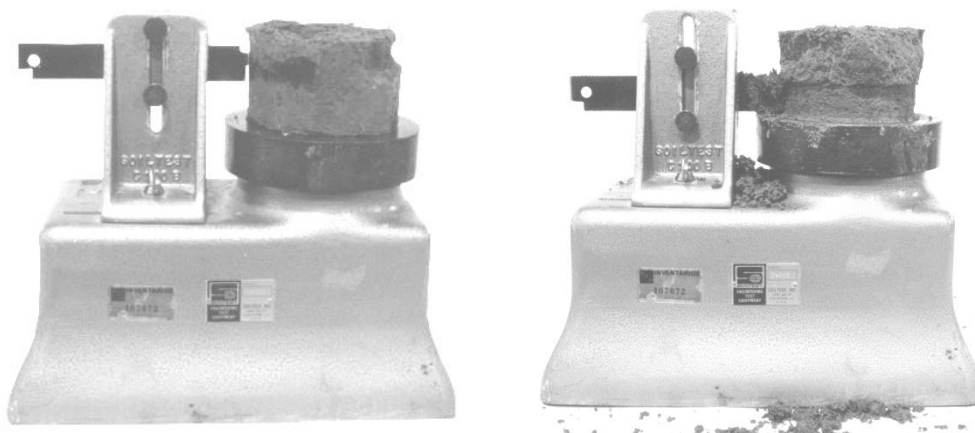


Figura 3.15 Muestra en torno de labrado (Flores, 2005)

2. Se retira el suelo de las caras superior e inferior, dejando una pastilla con diámetro y altura igual a las del anillo, si con la operación anterior, las caras del espécimen han quedado desniveladas o con pequeñas oquedades debidas a desprendimientos durante el corte se terminan las caras, agregando material con la espátula y sin comprimir excesivamente para no alterar la relación de vacíos, y se pesa la muestra con el anillo. (Figura 3.16)

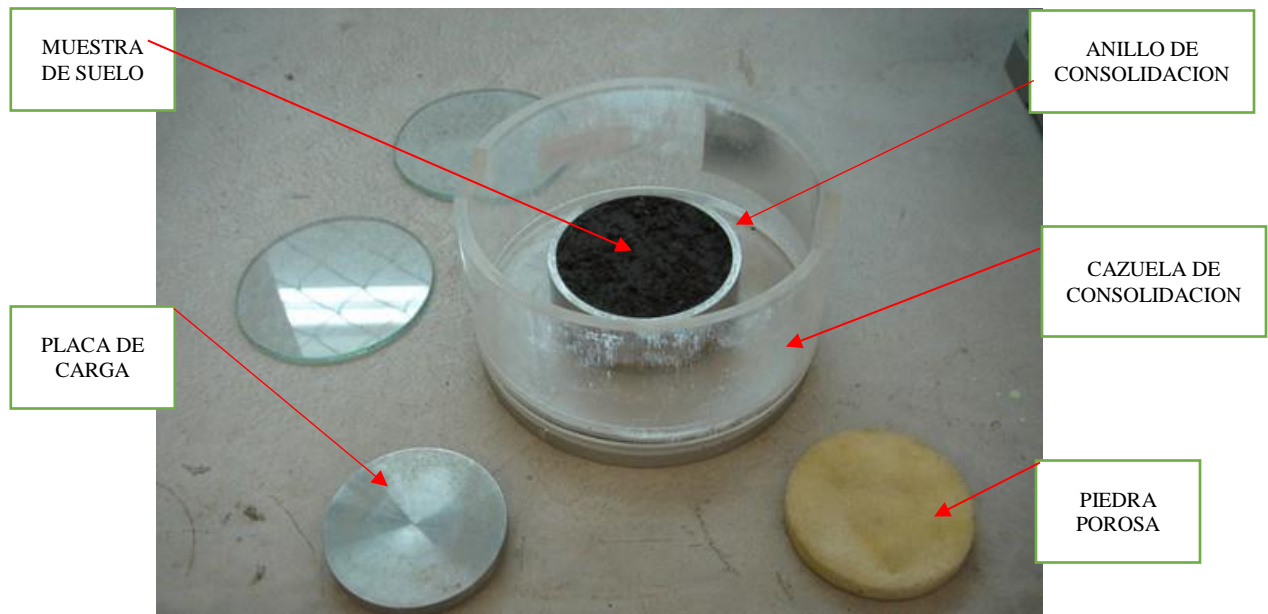


Figura 3.16 Anillo de consolidación con muestra (Laboratorio integral FI-BUAP)

3. Previamente se pesa el anillo, para determinar el peso de la muestra. (Figura 3.17)

4. Previo al montaje se hierva las piedras porosas, se limpian con aire a presión y se dejan saturar durante varios minutos en agua destilada, para evitar que se tapen. Al momento de iniciar el montaje se seca superficialmente con una toalla de papel. Se colocan las piedras porosas en la parte superior e inferior de la muestra, procurando que estén bien centradas para que no toquen al anillo metálico, posteriormente el conjunto se coloca en la cazuela. Sobre la piedra porosa superior se coloca la placa metálica que aplicará la carga axial a la muestra.



Figura 3.17 Peso de la probeta con anillo (Laboratorio integral FI-BUAP)

5. Se coloca el marco de carga en posición vertical, tratando que el brazo de palanca se mantenga horizontal, y que la muestra no quede sometida a una carga importante sobre ella, se coloca el micrómetro y se ajusta el tornillo del marco de carga. (Figura 3.18)

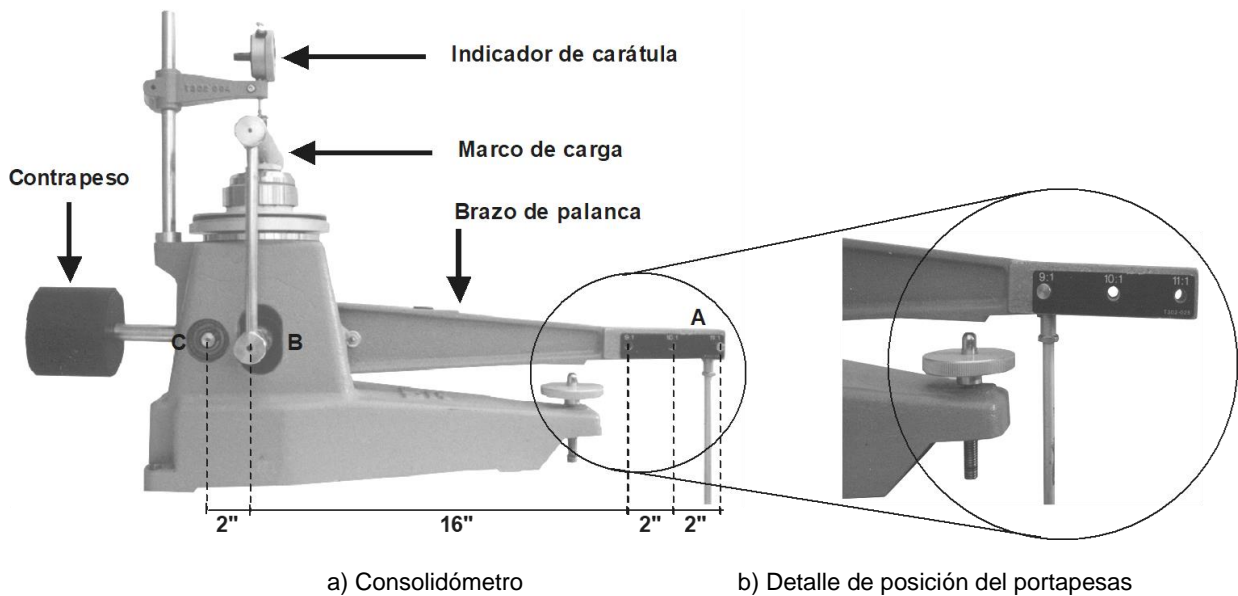


Figura 3.18 Montaje de consolidación (Flores, 2005)

6. Con los datos de peso volumétrico de suelo y el nivel de aguas freáticas se determina el esfuerzo efectivo vertical (σ'_v) y se calcula el valor de carga para cada

incremento. Se aplica el incremento de carga y se toman las lecturas de desplazamiento vertical en el micrómetro en los tiempos preestablecidos.

7. Cuando se termine la toma de lecturas de la primera carga, es decir, cuando ya no se registre deformación apreciable, se procede a aplicar el siguiente incremento y se toman las lecturas de deformación en el micrómetro en los tiempos ya indicados. Se obtiene una curva de consolidación para cada incremento de carga.

8. Cuando se haya llegado a los niveles de esfuerzo que se requieran, se precede a descargar, este proceso es de forma inversa a la carga, este se realiza por etapas, se quita el último peso colocado y se deja que la muestra recupere cierta deformación, la cual se mide y se registra

CAPÍTULO 4. Obtención de Resultados

Se realizaron 50 ensayos de las pruebas mencionadas en el capítulo 3, de suelos compresibles y muestras que se usaron para estudios de mecánica de suelos, a continuación se presentan los resultados de todas las muestras separando cada uno de los parámetros mecánicos.

4.1 Triaxial tipo UU

Del ensaye triaxial UU (No consolidada No drenada), se obtuvieron los parámetros de ángulo de fricción y la cohesión aparente del suelo, en este trabajo se le dará la importancia a la cohesión aparente del suelo, la cual es el parámetro con el cual se realizara la correlación con la consolidación unidimensional

4.1.1 Ángulo de fricción interna y cohesión aparente

A continuación se enlista los resultados del ángulo de fricción del suelo con sus propiedades índice. (Tabla 4.1)

Tabla 4.1 Datos de las muestras con referencia al ángulo de fricción y cohesión

MUESTRA No.	LOCALIZACION DE LAS MUESTRAS	LIMITE LIQUIDO %	INDICE PLASTICO %	CLASIFICACION SUCS	DENSIDAD DE SOLIDOS	COHESION kg/cm2	ANGULO DE FRICCION °
1	CIUDAD NEZAHUALCOYOTL	49.61	15.46	ML	2.65	0.20	8
2	NATIVITAS, TLAXCALA	25.96	7.79	CL	2.57	0.25	18
3	TEPEYANCO, TLAXCALA	28.66	5.73	ML	2.59	0.71	16
4	TEPEYANCO, TLAXCALA	27.51	4.89	ML	2.52	0.52	23
5	TEPEYANCO, TLAXCALA	29.97	10.33	CL	2.67	1.05	17
6	AMOZOC, PUEBLA	36.35	14.63	CL	2.8	0.75	19
7	AMOZOC, PUEBLA	37.34	14.44	CL	2.73	0.83	17
8	AMOZOC, PUEBLA	44.24	20.67	CL	2.71	0.78	14
9	TEZIUTLAN, PUEBLA	77.48	37.66	MH	2.73	0.63	13
10	ZACATELCO, TLAXCALA	27.82	4.61	ML	2.56	0.81	18
11	IPN, CDMX	350	245	CH	2.75	0.51	14
12	IPN, CDMX	273.22	166.97	CH	2.73	0.56	16
13	IPN, CDMX	448.02	316.24	CH	2.71	0.57	15
14	IPN, CDMX	272.03	177.53	CH	2.67	0.51	13
15	EL CARMEN, TLAXCALA	160.34	112.98	CH	2.59	0.54	11
16	LIBRES, PUEBLA	33.97	11.34	SC	2.58	0.67	22
17	CHOLULA, PUEBLA	41.25	15.93	CL	2.72	1.1	18
18	LOMAS DE ANGELOPOLIS	46.48	20.48	CL	2.71	0.98	13
19	ZACATELCO, TLAXCALA	25.21	1.55	ML	2.65	0.63	21
20	ZACATELCO, TLAXCALA	25.61	2.28	ML	2.73	0.65	25
21	ZACATELCO, TLAXCALA	29.69	8.82	SC	2.73	0.61	26
22	ZACATELCO, TLAXCALA	26.04	2.91	SM	2.65	0.70	23
23	ZARAGOZA, PUEBLA	63.95	34.68	CH	2.72	0.62	13
24	TENANGO, PUEBLA	63.58	27.8	MH	2.62	0.95	16
25	TENANGO, PUEBLA	295.2	124.06	MH	2.72	0.57	6

Tabla 4.1 Datos de las muestras con referencia al ángulo de fricción y cohesión
(continuación)

MUESTRA No.	LOCALIZACION DE LAS MUESTRAS	LIMITE LIQUIDO %	INDICE PLASTICO %	CLASIFICACION SUCS	DENSIDAD DE SOLIDOS	COHESION kg/cm ²	ANGULO DE FRICCION °
26	LOMAS DE ANGELOPOLIS	38.83	10.6	ML	2.56	1.31	17
27	LOMAS DE ANGELOPOLIS	24.78	2.16	SM	2.58	0.61	17
28	TENEXYECAC, TLAXCALA	45.14	21.12	CL	2.51	0.85	19
29	TEPEACA, PUEBLA	41.54	17.29	CL	2.53	0.81	19
30	ORIZABA, VERACRUZ	50.66	14.5	MH	2.56	0.68	16
31	SAN ANDRES CHOLULA	64.23	34.46	CH	2.51	0.91	15
32	TEZIUTLAN, PUEBLA	79.11	49.32	CH	2.65	0.35	14
33	PALENQUE CHIAPAS	65.2	29.25	MH	2.58	0.89	21
34	PALENQUE CHIAPAS	69.2	31.26	MH	2.51	1.02	20
35	PALENQUE CHIAPAS	61.2	27.45	MH	2.65	0.48	16
36	PALENQUE CHIAPAS	70.36	33.48	MH	2.62	0.45	11
37	PALENQUE CHIAPAS	59.63	27.1	MH	2.58	0.68	20
38	PALENQUE CHIAPAS	65.2	30.15	MH	2.64	0.87	22
39	TABASCO, TABASCO	70.25	37.25	CH	2.59	0.86	18
40	TABASCO, TABASCO	68.25	36.25	CH	2.64	0.31	15
41	JUCHITAN, OAXACA	51.5	20.12	MH	2.71	0.92	18
42	JUCHITAN, OAXACA	51.69	21.25	MH	2.65	0.6	16
43	JUCHITAN, OAXACA	55.69	24.58	MH	2.67	0.81	9
44	JUCHITAN, OAXACA	54.12	23.1	MH	2.65	0.57	10
45	JUCHITAN, OAXACA	58.12	25.1	MH	2.76	0.59	12
46	TABASCO, TABASCO	68.25	36.48	CH	2.68	0.89	16
47	TABASCO, TABASCO	64.12	33.87	CH	2.6	0.38	11
48	TABASCO, TABASCO	66.25	34.9	CH	2.75	0.89	16
49	TLAXIACO, OAXACA	40.02	18.28	SC	2.57	0.43	23
50	TLAXIACO, OAXACA	42.98	21.00	CL	2.61	0.38	17

4.2 Consolidación unidimensional

Del ensaye de la consolidación unidimensional se obtuvieron los parámetros de esfuerzo de preconsolidación el suelo, en este trabajo se le dará la importancia a dicho esfuerzo, el cual es el parámetro con el que se realizara la correlación con la cohesión aparente de la prueba triaxial.

4.2.1 Curvas de consolidación

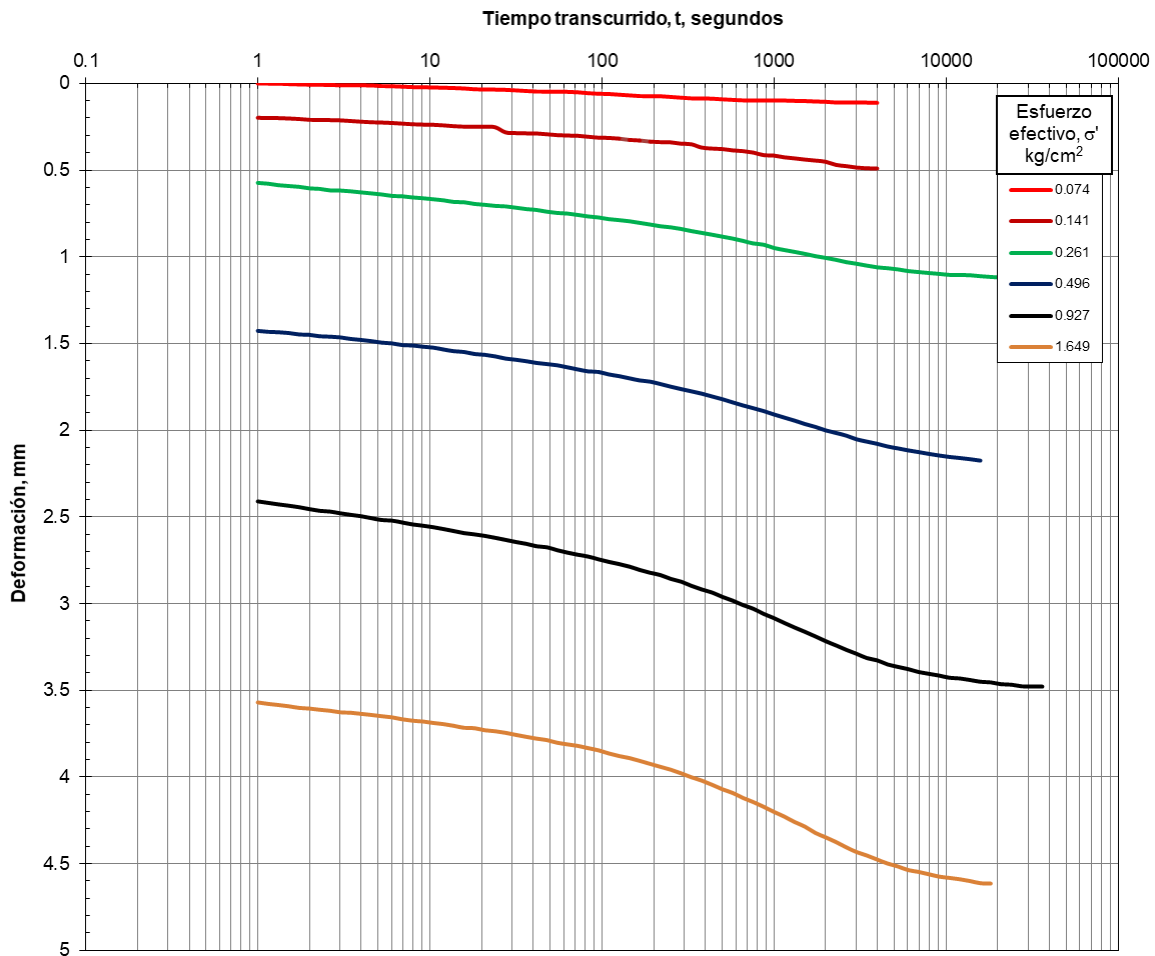
La forma general de la gráfica de deformación versus tiempo para un incremento dado de carga se muestra en una curva de consolidación donde se observan tres diferentes etapas,

Etapa 1: compresión inicial, causada principalmente por la precarga

Etapa 2: consolidación primaria, durante la cual el exceso de presión de poro por agua es gradualmente transferido a esfuerzos efectivos por la expulsión del agua de poro

Etapa 3: consolidación secundaria. Ocurre después de la total disipación del exceso de presión de poro del agua cuando alguna deformación del espécimen tiene lugar debido al reajuste plástico de la estructura del suelo.

Todas las curvas de consolidación graficadas en este trabajo se realizaron como lo determina Casagrande. (Figura 4.3)



Grafica 4.3 Curvas de consolidación de Casagrande

4.2.2 Curva de compresibilidad

Llamada también curva esfuerzo/relación de vacíos, representa las relaciones entre los esfuerzos efectivos y la relación de vacíos de un suelo en un ensayo de consolidación. Esta curva tiene una forma característica cuando se dibuja en un formato semilogarítmico en el que los esfuerzos se llevan a las abscisas en escala logarítmica. Las diferentes partes de la curva y sus extensiones han sido denominadas, por varios autores, como compresión virgen, expansión, rebote, recompresión y otros nombres descriptivos. (Normas ASTM D2435 y D4186). Para este trabajo de tesis, se presentan las curvas de compresibilidad de todas las pruebas realizadas en los anexos.

4.2.3 Índice de compresibilidad de suelo

Para determinar el esfuerzo de preconsolidación Casagrande (1936) sugirió un método gráfico empírico el cual se describe más adelante. Dicha presión de consolidación se puede utilizar como guía muy útil para limitar el asentamiento de los suelos preconsolidados.

Determine el valor de la presión de preconsolidación utilizando el siguiente procedimiento. Estime el punto de curvatura máxima en la curva de consolidación (B). Dibuje la tangente a la curva de consolidación en este punto (C), y una línea horizontal a través del punto (D), ambas extendidas hacia valores crecientes en la abscisa. Dibuje la línea que divide el ángulo entre estas líneas (E). Extienda la tangente a la porción empinada y lineal de la curva de consolidación (rama de compresión virgen) (F) hacia arriba hasta la intersección con la línea bisectriz (E). La presión (G) (abscisa) correspondiente a este punto de intersección es la presión estimada previa a la consolidación (Norma ASTM D2435-96) (Figura 4.2).

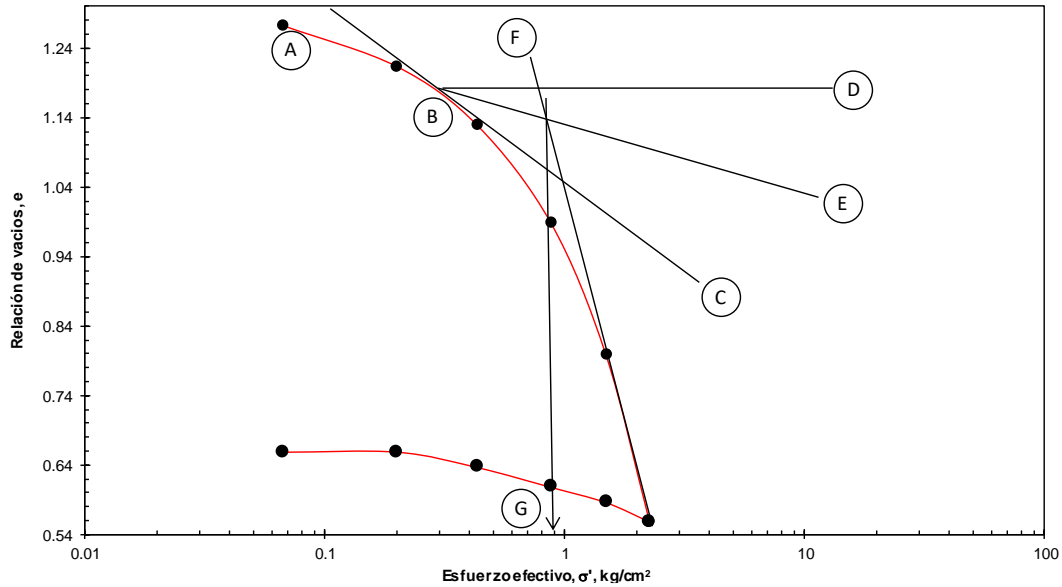


Figura 4.2 Método de Casagrande para obtener el esfuerzo de preconsolidación

En la tabla 4.2 se muestran los datos de los esfuerzos de preconsolidación de suelos analizados y los parámetros de ángulo de fricción y cohesión.

Tabla 4.3 Datos de las muestras con referencia al esfuerzo de preconsolidación, ángulo de fricción y cohesión del suelo

MUESTRA No.	LOCALIZACION DE LAS MUESTRAS	LIMITE LIQUIDO %	INDICE PLASTICO %	CLASIFICACION SUCS	ESFUERZO DE PRECONSOLIDACION kg/cm2	COHESION kg/cm2	ANGULO DE FRICCION °
1	CIUDAD NEZAHUALCOYOTL	49.61	15.46	ML	0.28	0.20	8
2	NATIVITAS, TLAXCALA	25.96	7.79	CL	0.43	0.25	18
3	TEPEYANCO, TLAXCALA	28.66	5.73	ML	0.91	0.71	16
4	TEPEYANCO, TLAXCALA	27.51	4.89	ML	0.62	0.52	23
5	TEPEYANCO, TLAXCALA	29.97	10.33	CL	1.10	1.05	17
6	AMOZOC, PUEBLA	36.35	14.63	CL	1.00	0.75	19
7	AMOZOC, PUEBLA	37.34	14.44	CL	0.90	0.83	17
8	AMOZOC, PUEBLA	44.24	20.67	CL	0.89	0.78	14
9	TEZIUTLAN, PUEBLA	77.48	37.66	MH	0.60	0.63	13
10	ZACATELCO, TLAXCALA	27.82	4.61	ML	0.92	0.81	18
11	IPN, CDMX	350	245	CH	0.78	0.51	14
12	IPN, CDMX	273.22	166.97	CH	0.62	0.56	16
13	IPN, CDMX	448.02	316.24	CH	0.80	0.57	15
14	IPN, CDMX	272.03	177.53	CH	0.56	0.51	13
15	EL CARMEN, TLAXCALA	160.34	112.98	CH	0.72	0.54	11
16	LIBRES, PUEBLA	33.97	11.34	SC	1.08	0.67	22
17	CHOLULA, PUEBLA	41.25	15.93	CL	0.92	1.1	18
18	LOMAS DE ANGELOPOLIS	46.48	20.48	CL	0.96	0.98	13
19	ZACATELCO, TLAXCALA	25.21	1.55	ML	0.84	0.63	21
20	ZACATELCO, TLAXCALA	25.61	2.28	ML	1.05	0.65	25
21	ZACATELCO, TLAXCALA	29.69	8.82	SC	0.81	0.61	26
22	ZACATELCO, TLAXCALA	26.04	2.91	SM	0.90	0.70	23
23	ZARAGOZA, PUEBLA	63.95	34.68	CH	0.82	0.62	13
24	TENANGO, PUEBLA	63.58	27.8	MH	1.05	0.95	16
25	TENANGO, PUEBLA	295.2	124.06	MH	0.82	0.57	6

Tabla 4.3 Datos de las muestras con referencia al esfuerzo de preconsolidación, ángulo de fricción y cohesión del suelo (continuación)

MUESTRA No.	LOCALIZACION DE LAS MUESTRAS	LIMITE LIQUIDO %	INDICE PLASTICO %	CLASIFICACION SUCS	ESFUERZO DE PRECONSOLIDACION kg/cm2	COHESION kg/cm2	ANGULO DE FRICCION °
26	LOMAS DE ANGELOPOLIS	38.83	10.6	ML	1.02	1.31	17
27	LOMAS DE ANGELOPOLIS	24.78	2.16	SM	0.91	0.61	17
28	TENEXYECAC, TLAXCALA	45.14	21.12	CL	0.96	0.85	19
29	TEPEACA, PUEBLA	41.54	17.29	CL	0.90	0.81	19
30	ORIZABA, VERACRUZ	50.66	14.5	MH	0.81	0.68	16
31	SAN ANDRES CHOLULA	64.23	34.46	CH	1.10	0.91	15
32	TEZIUTLAN, PUEBLA	79.11	49.32	CH	0.25	0.35	14
33	PALENQUE CHIAPAS	65.2	29.25	MH	0.65	0.89	21
34	PALENQUE CHIAPAS	69.2	31.26	MH	0.83	1.02	20
35	PALENQUE CHIAPAS	61.2	27.45	MH	0.39	0.48	16
36	PALENQUE CHIAPAS	70.36	33.48	MH	0.48	0.45	11
37	PALENQUE CHIAPAS	59.63	27.1	MH	0.70	0.68	20
38	PALENQUE CHIAPAS	65.2	30.15	MH	0.71	0.87	22
39	TABASCO, TABASCO	70.25	37.25	CH	1.05	0.86	18
40	TABASCO, TABASCO	68.25	36.25	CH	0.35	0.31	15
41	JUCHITAN, OAXACA	51.5	20.12	MH	1.10	0.92	18
42	JUCHITAN, OAXACA	51.69	21.25	MH	0.53	0.6	16
43	JUCHITAN, OAXACA	55.69	24.58	MH	0.89	0.81	9
44	JUCHITAN, OAXACA	54.12	23.1	MH	0.61	0.57	10
45	JUCHITAN, OAXACA	58.12	25.1	MH	0.64	0.59	12
46	TABASCO, TABASCO	68.25	36.48	CH	0.88	0.89	16
47	TABASCO, TABASCO	64.12	33.87	CH	0.59	0.38	11
48	TABASCO, TABASCO	66.25	34.9	CH	1.05	0.89	16
49	TLAXIACO, OAXACA	40.02	18.28	SC	0.29	0.43	23
50	TLAXIACO, OAXACA	42.98	21.00	CL	0.31	0.38	17

CAPÍTULO 5. Análisis de resultados obtenidos por correlación

Con los datos obtenidos, se procede a realizar el principal objetivo de esta investigación, la cual es la correlación de los parámetros cohesión aparente del suelo (c) y esfuerzo de preconsolidación (σ_c), por lo que se toma en cuenta algunos métodos estadísticos y matemáticos para poder llegar a la correlación de los datos.

5.1 Correlación simple

Se realiza una correlación simple con los datos obtenidos de las pruebas aplicando la Ecuación (17)

$$R_{xy} = \frac{n \sum xy - \sum x \sum y}{\sqrt{(n \sum x^2 - (\sum x)^2)(n \sum y^2 - (\sum y)^2)}} \quad (\text{Ecuación 17})$$

Donde

R_{xy} = coeficiente de correlación

n = tamaño de la muestra

x = puntuación de la persona en la variable x

y = puntuación de la persona en la variable y

xy = producto de cada puntuación de x y y que corresponde a la puntuación y

Calculando la correlación se obtiene la siguiente Tabla 5.1

Tabla 5.1 Cálculo de correlación simple

COHESION, kg/cm ²	ESFUERZO, kg/cm ²			
X	Y	X ²	Y ²	XY
0.20	0.28	0.04	0.08	0.06
0.25	0.43	0.06	0.18	0.11
0.71	0.91	0.50	0.83	0.65
0.52	0.62	0.27	0.38	0.32
1.05	1.10	1.10	1.21	1.16
0.75	1.00	0.56	1.00	0.75
0.83	0.90	0.69	0.81	0.75
0.78	0.89	0.61	0.79	0.69
0.63	0.60	0.40	0.36	0.38
0.81	0.92	0.66	0.85	0.75
0.51	0.78	0.26	0.61	0.40
0.56	0.62	0.31	0.38	0.35
0.57	0.80	0.32	0.64	0.46

Tabla 5.1 Cálculo de correlación simple (continuación)

COHESION, kg/cm ²	ESFUERZO, kg/cm ²			
0.51	0.56	0.26	0.31	0.29
0.54	0.72	0.29	0.52	0.39
0.67	1.08	0.45	1.17	0.72
1.1	0.92	1.21	0.85	1.01
0.98	0.96	0.96	0.92	0.94
0.63	0.84	0.40	0.71	0.53
0.65	1.05	0.42	1.10	0.68
0.61	0.81	0.37	0.66	0.49
0.70	0.90	0.49	0.81	0.63
0.62	0.82	0.38	0.67	0.51
0.95	1.05	0.90	1.10	1.00
0.57	0.82	0.32	0.67	0.47
1.31	1.02	1.72	1.04	1.34
0.61	0.91	0.37	0.83	0.56
0.85	0.96	0.72	0.92	0.82
0.81	0.90	0.66	0.81	0.73
0.68	0.81	0.46	0.66	0.55
0.91	1.10	0.83	1.21	1.00
0.35	0.25	0.12	0.06	0.09
0.89	0.65	0.79	0.42	0.58
1.02	0.83	1.04	0.69	0.85
0.48	0.39	0.23	0.15	0.19
0.45	0.48	0.20	0.23	0.22
0.68	0.70	0.46	0.49	0.48
0.87	0.71	0.76	0.50	0.62
0.86	1.05	0.74	1.10	0.90
0.31	0.35	0.10	0.12	0.11
0.92	1.10	0.85	1.21	1.01
0.6	0.53	0.36	0.28	0.32
0.81	0.89	0.66	0.79	0.72
0.57	0.61	0.32	0.37	0.35
0.59	0.64	0.35	0.41	0.38
0.89	0.88	0.79	0.77	0.78
0.38	0.59	0.14	0.35	0.22
0.89	1.05	0.79	1.10	0.93
0.43	0.29	0.18	0.08	0.12
0.38	0.31	0.14	0.10	0.12
34.24	38.38	26.05	32.33	28.43

Realizando las operaciones correspondientes se obtiene el siguiente resultado

n	50
x	34.24
y	38.38
xy	28.43
x2	26.05
y2	32.33
Rxy	0.787

La correlación muestra un valor de 0.787, considerando que se tiene una correlación fuerte.

Según el criterio que presenta el software **MINITAB**

0.80- 1.00 - Relación extremadamente fuerte

0.60 – 0.80- Relación fuerte

0.40 – 0.60– Relación moderada

0.20 – 0.40- Relación débil

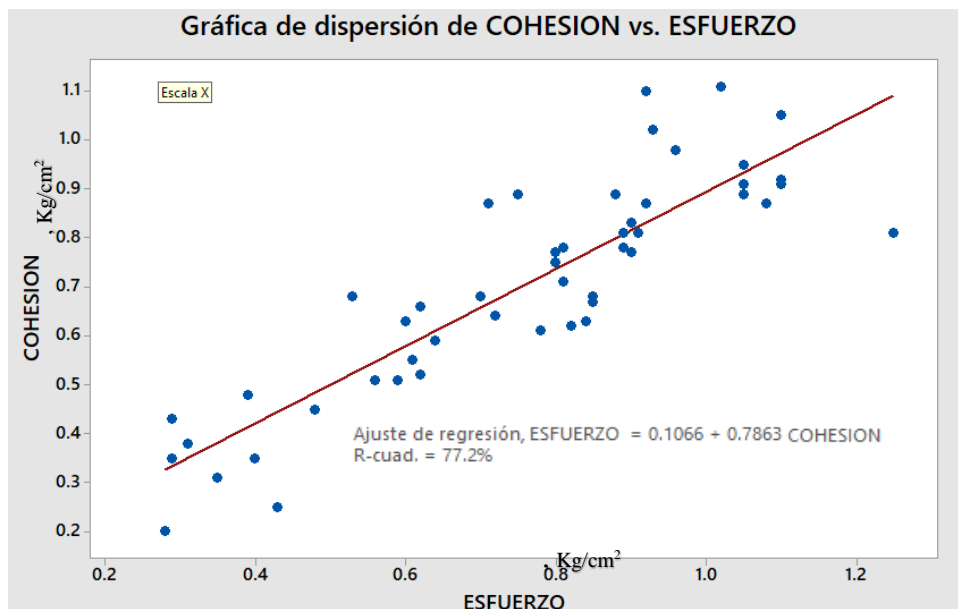
0.00 – 0.20- Relación pobre o no relación

5.2 Correlación múltiple

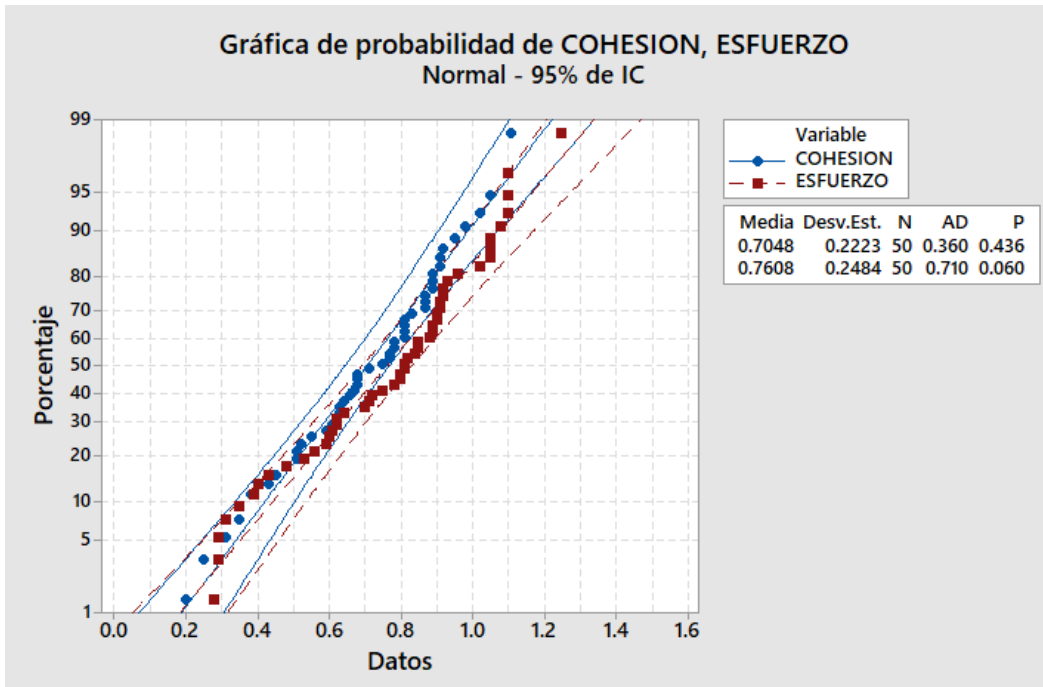
Se realizó una correlación con el programa de estadística **MINITAB**, el cual calcula dos métodos el Correlación de Pearson y correlación Rho de Spearman, el cual muestra los siguientes datos (Grafica 5.1 y 5.2):

Correlación de Pearson de COHESION y ESFUERZO = 0.787

Rho de Spearman para COHESION y ESFUERZO = 0.813

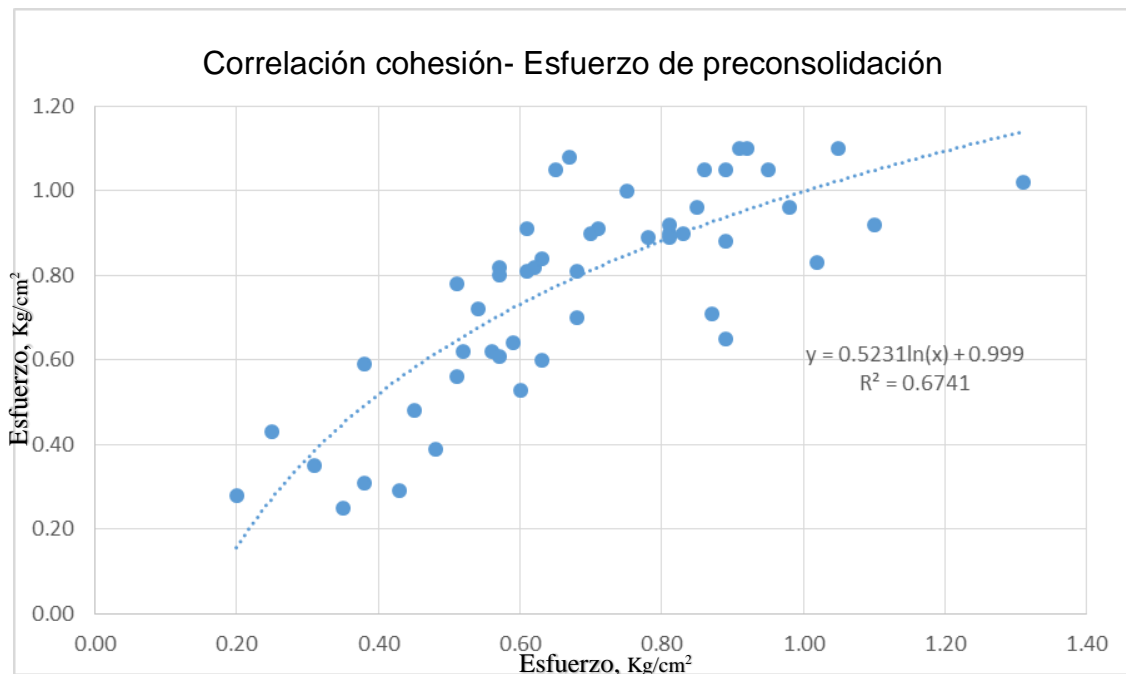


Gráfica 5.1 Gráfica de dispersión de la correlación (MINITAB)

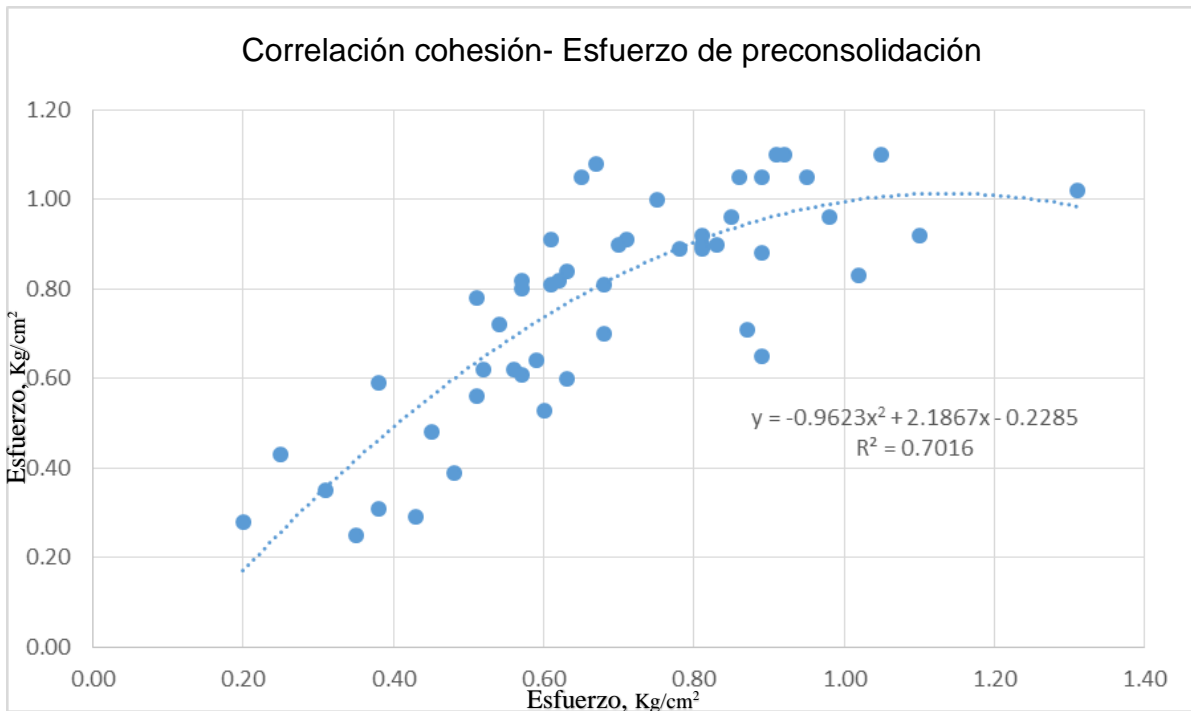


Gráfica 5.2 Gráfica de probabilidad (MINITAB)

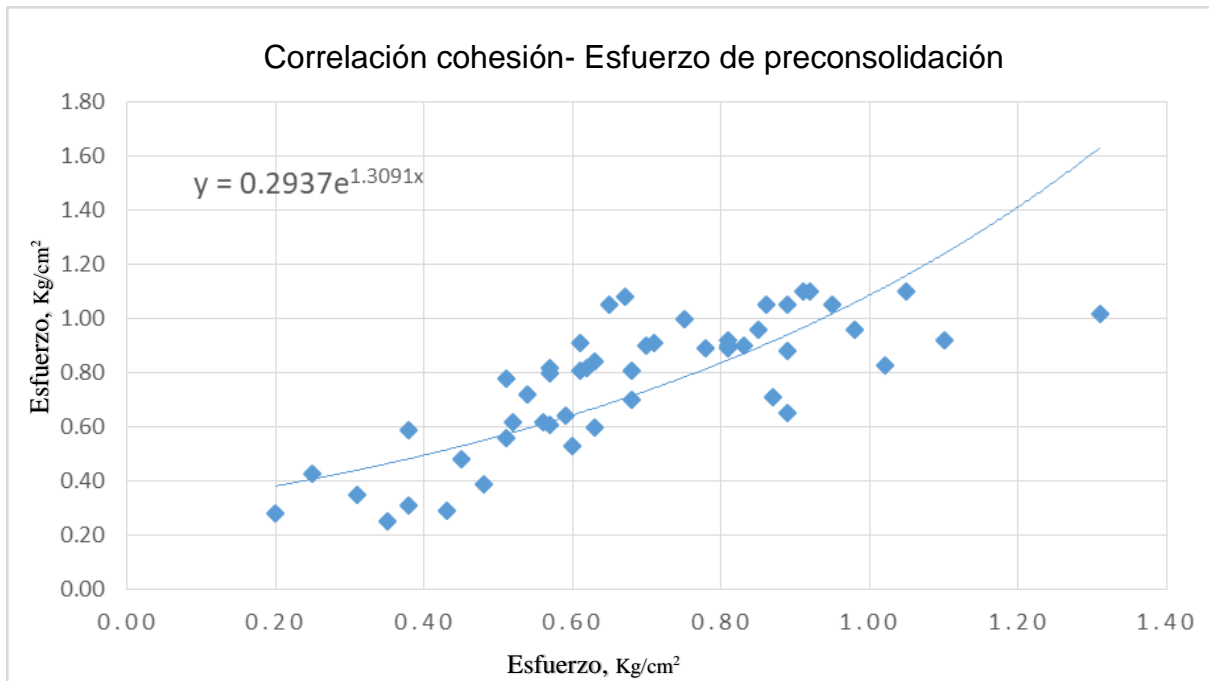
Se analiza los datos con Excel, proponiendo varias correlaciones y se observa cuál de éstas se aproxima más a la correlación buscada (Gráfica 5.3 al 5.6).



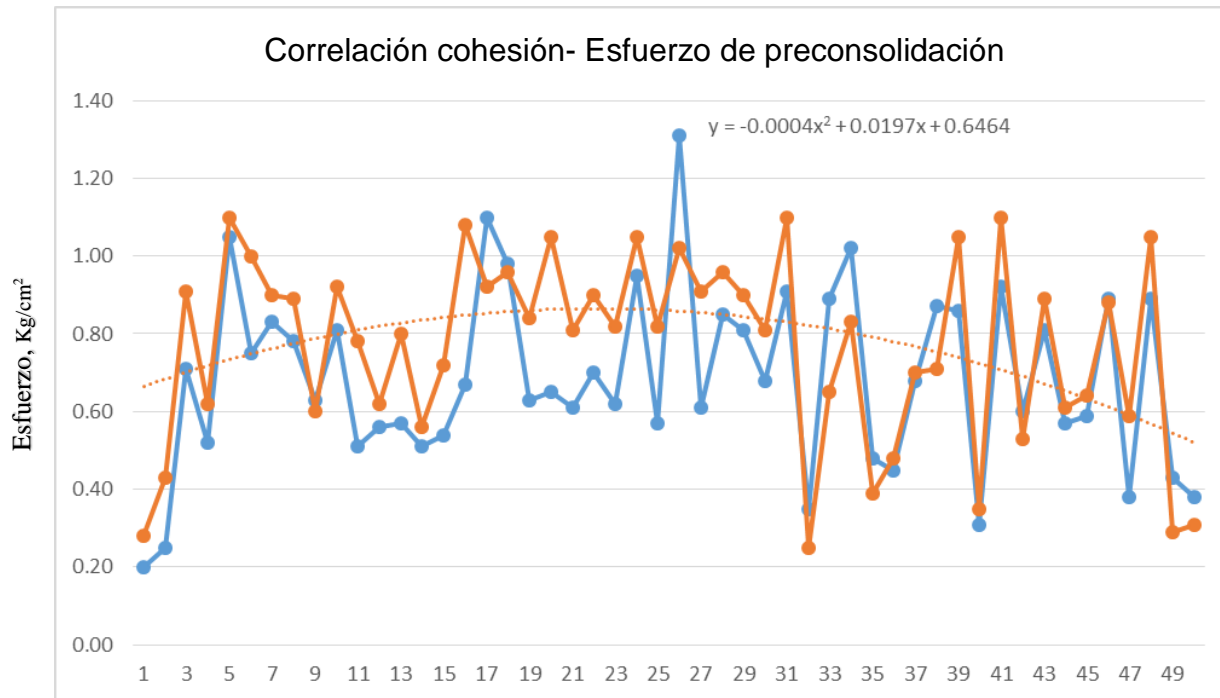
Gráfica 5.3 Correlación Logarítmica



Gráfica 5.4 Correlación polinómica



Gráfica 5.5 Correlación exponencial



Gráfica 5.6 Gráfica lineal correlación polinómica

A partir de las gráficas obtenidas para cada correlación se analiza cada una de las ecuaciones.

Para la correlación logarítmica se tiene la siguiente ecuación:

$$y = 0.5231\ln(x) + 0.999 \quad (Ecuación 18)$$

$$R^2 = 0.6741$$

En esta ecuación se puede observar que tenemos una confiabilidad del resultado de 67 %

Para la correlación polinómica se obtiene la siguiente ecuación:

$$y = -0.9623x^2 + 2.1867x - 0.2285 \quad (Ecuación 19)$$

$$R^2 = 0.7016$$

En esta ecuación se puede observar que la confiabilidad del resultado es de 70 %

Para la correlación exponencial se tiene la siguiente ecuación:

$$\begin{aligned} y &= 0.2937e^{1.3091x} \\ R^2 &= 0.5943 \end{aligned} \quad \text{(Ecuación 20)}$$

En esta ecuación se puede observar la confiabilidad del resultado es de 59 %

Para la correlación lineal logarítmica tenemos la siguiente ecuación:

$$\begin{aligned} y &= -0.0004x^2 + 0.0197x + 0.6464 \\ R^2 &= 0.1511 \end{aligned} \quad \text{(Ecuación 21)}$$

En esta ecuación se puede observar que tenemos una confiabilidad del resultado de 15 %

Analizando las ecuaciones obtenidas para las correlaciones se puede concluir que la ecuación 17, para una correlación polinómica, es la que tiene mayor confiabilidad y es la que se usara para obtener los resultados del esfuerzo de preconsolidación.

5.3 Redes Neuronales

La aplicación de redes neuronales proviene de simular el comportamiento local observado del cerebro humano. El cerebro está compuesto de neuronas, las cuales son elementos individuales de procesamiento. La información viaja entre las neuronas, y basado en la estructura y ganancia de los conectores neuronales, la red se comporta de forma diferente.

Hoy en día las redes neuronales son entrenadas para resolver problemas que resultan difíciles para las computadoras convencionales o los seres humanos.

Cada neurona está conectada con otra neurona por medio de un peso de ajuste representado por la letra w , el primer subíndice indica la neurona destino, mientras que el segundo subíndice indica la neurona de origen (Ledesma, 2012).

Las redes neuronales artificiales sirven para modelizar sistemas sin tener que programarlos específicamente, es decir, ante una entrada determinada, dará una salida en función de lo aprendido (Figura 5.1).

Por tanto, antes de poder utilizar una red neuronal artificial se debe utilizar una etapa de aprendizaje o entrenamiento en lo que modifican unos valores esenciales en el desarrollo del algoritmo: los pesos. En función de estos parámetros dará una salida, es por esto que el objetivo del entrenamiento es encontrar los valores óptimos de los pesos para la aplicación en lo que se vaya a utilizar las redes neuronales (Lasarte, 2017).

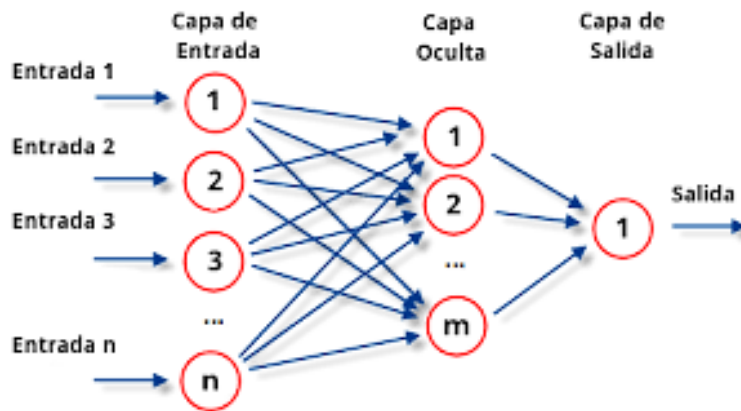


Figura 5.1 Esquema del comportamiento de las redes neuronales (Lasarte, 2017)

En las correlaciones descritas en este capítulo se correlaciona la cohesión y el esfuerzo de preconsolidación, dado que las redes neuronales pueden satisfacer los objetivos de esta investigación, se aplicarán otros parámetros del suelo para obtener, con más confiabilidad, el esfuerzo de preconsolidación, a partir de la cohesión, ángulo de fricción, límite líquido, índice plástico y densidad de sólidos, por lo que se realizan las corridas correspondientes.

El programa a utilizar es matlab con un Tool-box llamado "Machine learning" donde se cargan las características del suelo como se muestra Figura 5.2.

```

%% Cargar base de datos y ordenarlas en un vector de características
load('data_limite_liquido_indice_plastico_densidad_solidos_cohesion_angulo_precon.mat')
muestras.limite_liquido = Triaxial(:,1);
muestras.indice_plastico = Triaxial(:,2);
muestras.densidad_solidos = Triaxial(:,3);
muestras.cohesion = Triaxial(:,4);
muestras.angulo_friccion = Triaxial(:,5);
muestras.preconsolidacion = Triaxial(:,6);

```

Figura 5.2 Carga de base de datos para redes neuronales

Una vez cargadas las características se realiza el entrenamiento de las redes neuronales (Figura 5.3).

```

%% Entrenamiento de la red neuronal
net = feedforwardnet([10 10]); % Red neuronal con dos layers de 10 neuronas cada una
caracteristicas = [muestras.limite_liquido';
    muestras.indice_plastico';
    muestras.densidad_solidos';
    muestras.cohesion';
    muestras.angulo_friccion'];
inputs = [caracteristicas];
targets = [muestras.preconsolidacion'];
net = train(net,inputs,targets);

```

Figura 5.3 Entrenamiento de las redes neuronales

Después del entrenamiento se graficaron, dando los comandos para poder graficar los datos de salida (Figura 5.4)

```

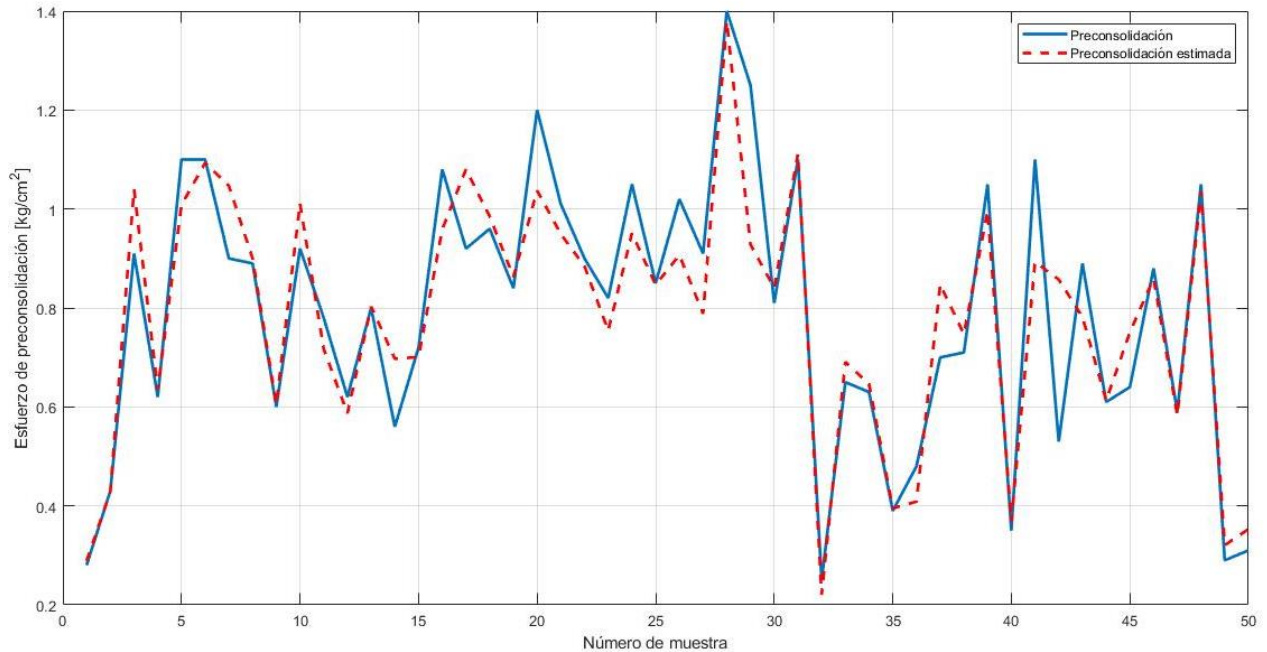
%% Graficar
preconsolidacion_estimada = net(caracteristicas);
plot(muestras.preconsolidacion,'LineWidth',2), hold on
xlabel('Número de muestra')
ylabel('Esfuerzo de preconsolidación [kg/cm^2]')
plot(preconsolidacion_estimada,'--r','LineWidth',2)
grid on
legend('Preconsolidación','Preconsolidación estimada')

```

Figura 5.4 Comandos de gráficas para redes neuronales

Se debe mencionar que los datos obtenidos en la Gráfica 5.7 es el resultado del esfuerzo de preconsolidación obtenido con las pruebas de laboratorio y la obtenida

a partir de los parámetros que se cargaron en la base de datos de las redes neuronales, se observa que se acerca más al dato real que sólo obtenido partir de la cohesión del suelo.

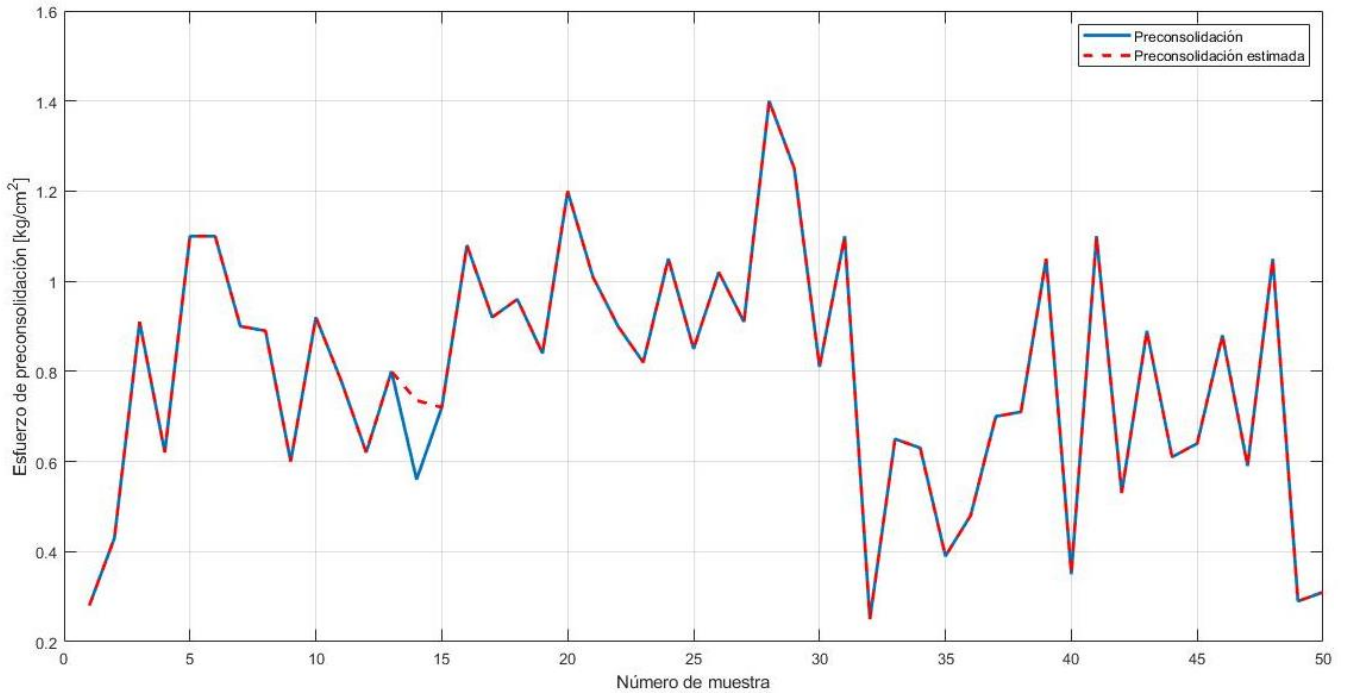


Gráfica 5.7 Resultados a través del análisis con redes neuronales

Se realizó una simulación excitando los datos para poder obtener 200 valores y se obtuvo la siguiente grafica 5.8,

Esfuerzo de preconsolidacion		1.0800	1.0800	0.6500	0.7500
MATLAB	REAL	0.9200	0.9200	0.6300	0.9300
0.2800	0.2800	0.9600	0.9600	0.3900	0.3900
0.4300	0.4300	0.8400	0.8400	0.4800	0.4800
0.9100	0.9100	1.2000	0.8500	0.7000	0.7000
0.6200	0.6200	1.0100	0.8100	0.7100	0.7100
1.1000	1.1000	0.9000	0.9000	1.0500	1.0500
1.1000	0.8000	0.8200	0.8200	0.3500	0.3500
0.9000	0.9000	1.0500	1.0500	1.1000	1.1000
0.8900	0.8900	0.8500	0.8500	0.5300	0.5300
0.6000	0.6000	1.0200	1.0200	0.8900	0.8900
0.9200	0.9200	0.9100	0.9100	0.6100	0.6100
0.7800	0.7800	0.6580	0.4000	0.6400	0.6400
0.6200	0.6200	1.2500	1.2500	0.8800	0.8800
0.8000	0.8000	0.8100	0.8100	0.5900	0.5900
0.7355	0.5600	1.1000	1.1000	1.0500	1.0500
0.7200	0.7200	0.2500	0.2900	0.2900	0.2900
				0.3100	0.3100

Los anteriores datos nos muestra la correlación del esfuerzo de preconsolidación obtenido por Matlab y los que se obtuvieron con la prueba de consolidación y nos arroja una correlación de **93.09%** de confiabilidad



Gráfica 5.8 Resultado de las redes neuronales con 200 datos

Esta simulación de 200 datos se realizó por que la cantidad es muy pequeña la cual fue 50 y el programa necesita más datos para que la confiabilidad pueda aumentar, por lo que se excitaron los resultados obtenidos en las pruebas solo el 1% hacia arriba y abajo; con esto se obtuvo una muestra más representativa y con esto se observa que el error disminuye casi a cero. La razón por la que se realizó esta simulación es debido a que para el programa el número de muestras es muy pequeña mínimo se necesitaban 200 datos, por lo mismo se excitó los resultados para obtener los datos suficientes para satisfacer al programa.

Esta excitación consiste en multiplicar los datos que ya se tiene por 0.99, 0.98 y 1.01 y 1.02 para obtener 150 datos diferentes a los ya obtenidos.

CONCLUSIONES

El esfuerzo de preconsolidación se obtiene a partir de la prueba de consolidación unidimensional y este parámetro se necesita para poder determinar si un suelo es preconsolidado o normalmente consolidado, calculando el OCR (relación de sobreconsolidación), esta investigación tiene como objetivo obtener este dato con base en la cohesión del suelo. De acuerdo a los resultados de los ensayos obtenidos con la prueba triaxial UU y la consolidación unidimensional, se puede concluir que al buscar una correlación que satisfaga el obtener el parámetro de esfuerzo de preconsolidación a partir de la cohesión del suelo, se encontró un 70% de confiabilidad con correlaciones simples y múltiples, empleando métodos estadísticos y probabilísticos con los que se proponen ecuaciones sencillas con las cuales se puede obtener un valor aceptable, solo realizando la triaxial U.U.

El programa MINITAB solo se utilizó para saber si existía una correlación estadística entre la cohesión y el esfuerzo de preconsolidación.

Las ecuaciones obtenidas con las correlaciones utilizadas en Excel dejan una cierta incertidumbre por lo cual se utilizaron otros métodos, como las redes neuronales, las cuales para satisfacer las líneas de investigación de este tema, se tomaron en cuenta otros parámetros mecánicos como lo es el ángulo de fricción obtenido de la Triaxial U.U. y las propiedades índice como límite líquido, índice plástico y densidad de sólidos. Utilizando estos parámetros y combinado con el aprendizaje de las redes neuronales en el Matlab, es posible obtener una mayor precisión de los datos de preconsolidación utilizando las propiedades del suelo antes mencionadas, las cuales arroja una confiabilidad de 93%, otro aspecto que se menciona es que no se tiene limitantes en cuanto a clasificación del suelo, ya que satisfacen para cualquier muestra principalmente para suelos compresibles.

Por otra parte, aunque se puede decir que las redes neuronales satisfacen esta investigación, se tiene un límite de 50 muestras por lo cual el error es mayor, siendo necesario un mínimo de 200 muestras para poder satisfacer el 100% de confiabilidad según la literatura de las redes neuronales (Lasarte, 2017).

Los objetivos de esta tesis se cumplieron ya que a partir de obtener la cohesión del suelo a través de la prueba triaxial U.U. y usando las correlaciones estadísticas

podemos obtener es esfuerzo de preconsolidación con un margen de error mínimo, pero usando las redes neuronales con el Matlab este error se minimiza y garantiza que la obtención del esfuerzo de preconsolidación es el mismo que realizando la prueba de consolidación, esto no minimiza que la prueba no se realice pero si nos ayuda a considerar si nuestro suelo es preconsolidado o normalmente consolidado.

REFERENCIAS

- 1.- Bowles Joseph E. (1980) Manual de laboratorio de suelos. Colombia. Editorial McGraw-Hill**
- 2.- Das, B. (2001). Principios de ingeniería de cimentaciones (7ma ed.). México: CENGAGE Learning.**
- 3.- Flores Castellón Osvaldo (2004). Manual de Laboratorio de Geotecnia. BUAP**
- 4.- Juárez Badillo, E., y Rico Rodríguez, A. (1996). Mecánica de suelos. Tomo I (9na ed.). México: Limusa.**
- 5.- González Acosta José León (2013) Tesis Maestría “Determinación de asentamientos considerando la variación horizontal de los parámetros mecánicos del suelo “. UNAM**
- 6.- Martínez Jaime. Ley de Rotura de los Materiales Solidos. Octubre 2007, Volumen 1**
- 7.- Taylor Donald W (1961) Fundamentos de la Mecánica de Suelos. México C.E.C.S.A.**
- 8.- Tamez González (2001) Ingeniería de cimentaciones. México. TGC Geotecnia**
- 9.- Whitlow Roy (1990) Fundamentos de mecánica de suelos. México C.E.C.S.A.**
- 10.- Norma ASTM D 422 – 63 Particle-Size Analysis of Soils**
- 11.- Norma ASTM D 2435 – 96 Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils**
- 12.- Norma ASTM D 2850 – 95 Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils**

13.- Norma ASTM D 4318 – 00 Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils

14.- Marco Antonio Aburto (2011), Tesis licenciatura “Caracterización De La Resistencia De Un Material De Banco Para Su Uso Como Relleno Compactado” UNAM

Páginas web

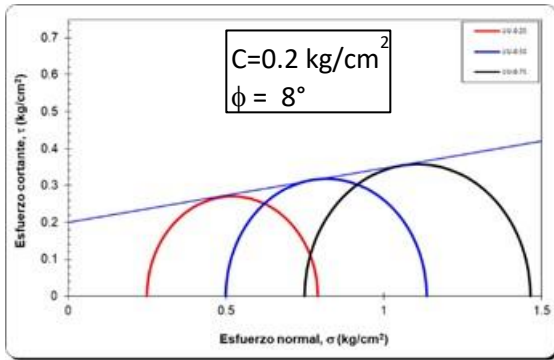
Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado
<http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/jspui/bitstream/132.248.52.100/466/5/A5.pdf>

Compresibilidad en suelos
<http://tesis.uson.mx/digital/tesis/docs/10762/Capitulo1.pdf>

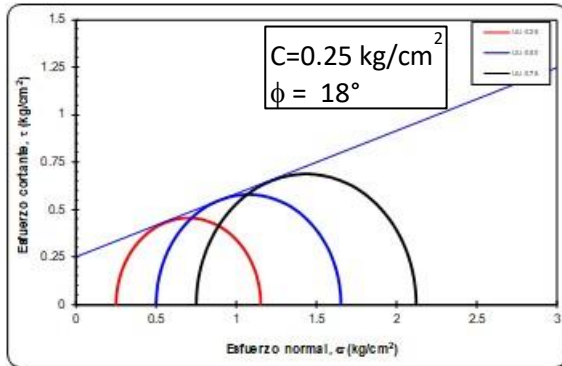
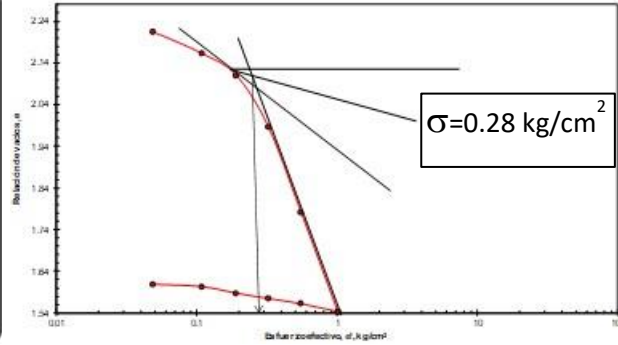
Ledesma Sergio. Las Redes Neuronales (implementación y consideraciones prácticas
http://newton.azc.uam.mx/mcc/01_esp/08_sitios/micai_06/TUTORIALS/09_LEDESMA_REDES_NEURONALES.PDF

Lasarte Zapata Eduardo, Entrenamiento de una Red Neuronal Hardware desde Matlab (trabajo de grado), Madrid. 2017
http://oa.upm.es/45516/1/TFG_EDUARDO_LASARTE_ZAPATA.pdf

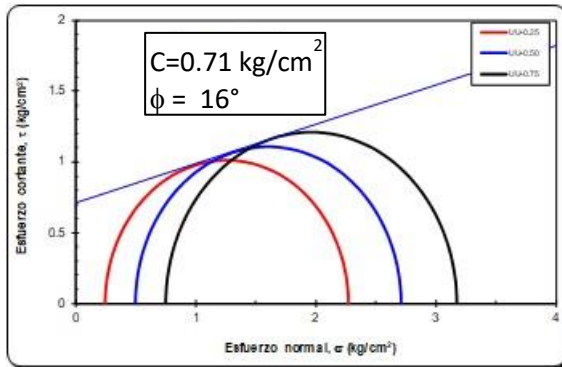
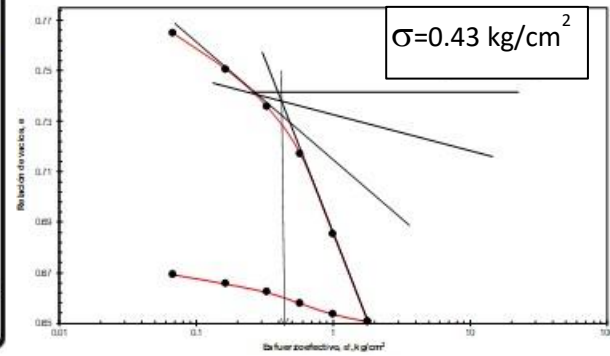
ANEXO PRUEBAS TRIAXIALES Y CONSOLIDACION



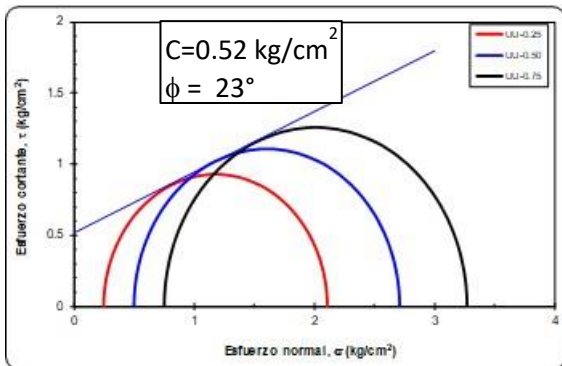
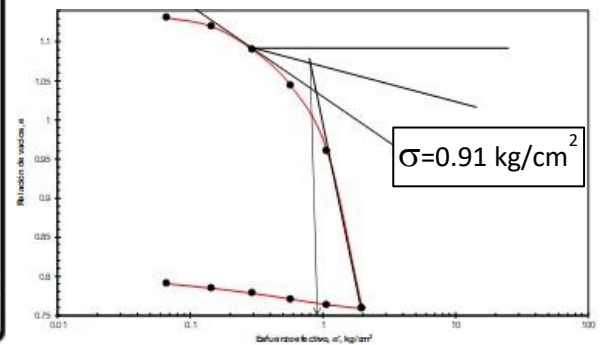
Muestra 1



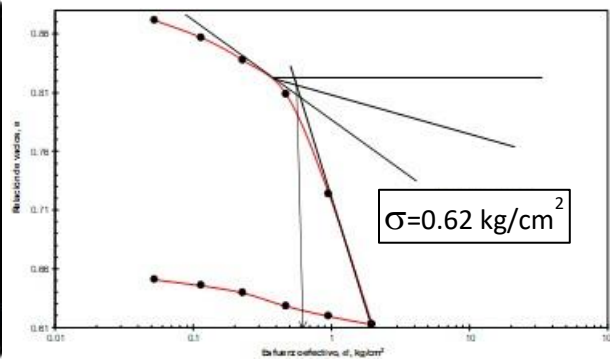
Muestra 2

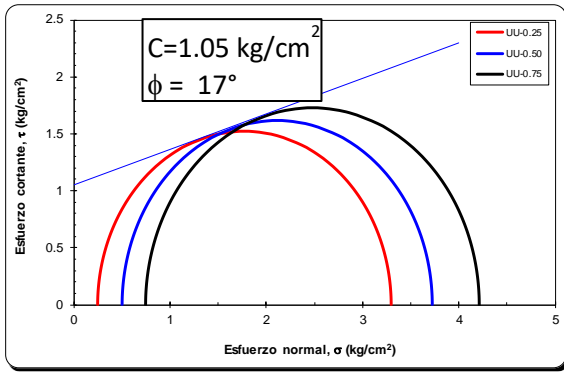


Muestra 3

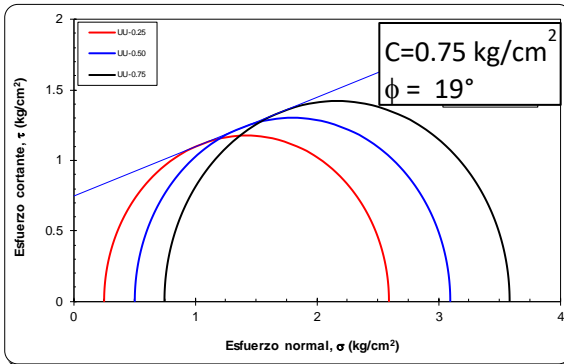
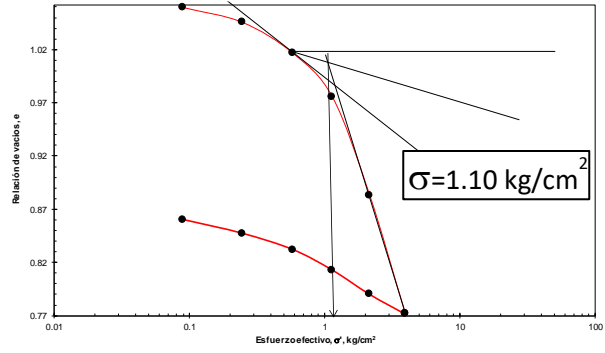


Muestra 4

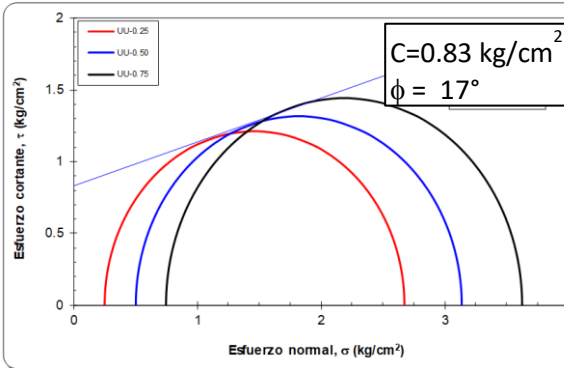
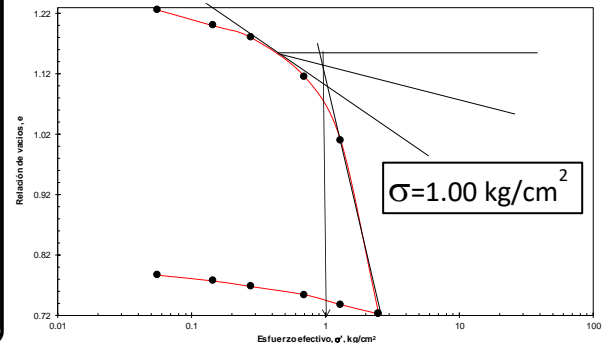




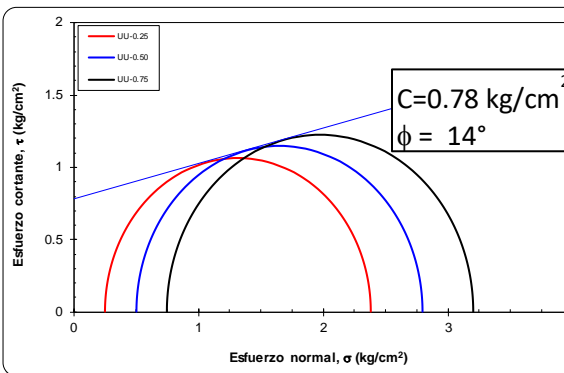
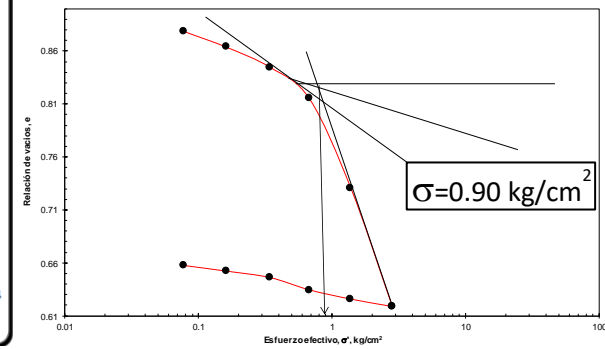
Muestra 5



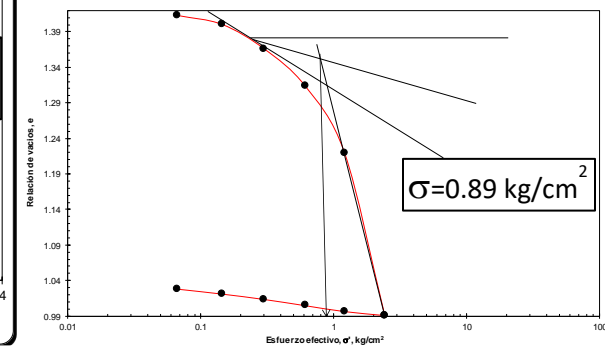
Muestra 6

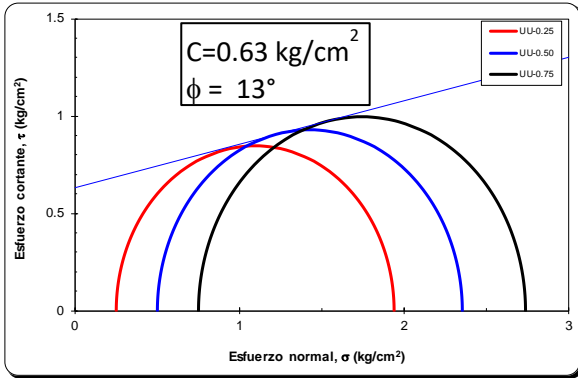


Muestra 7

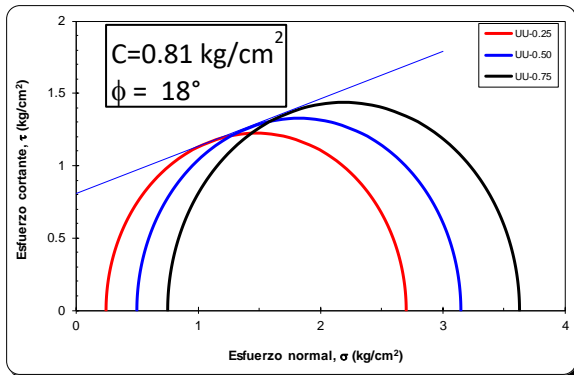
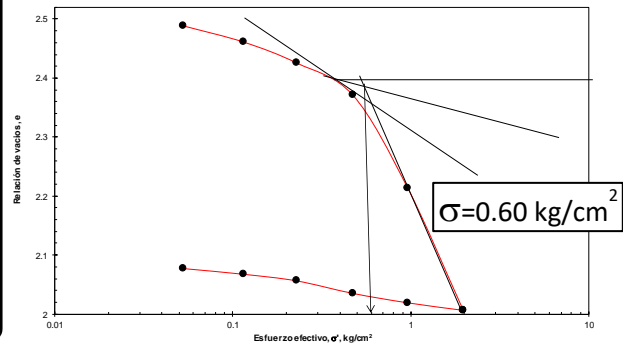


Muestra 8

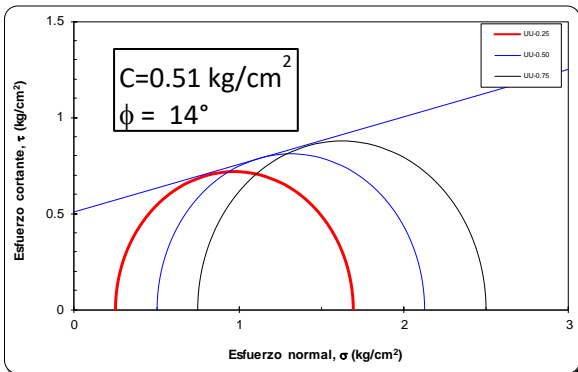
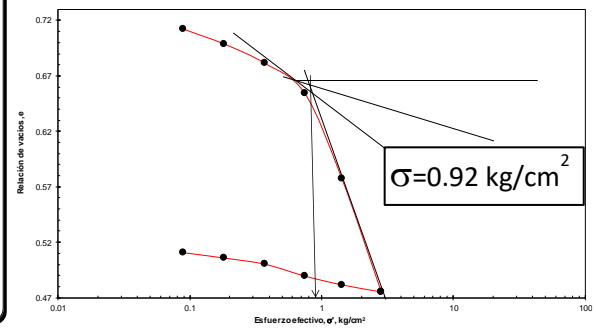




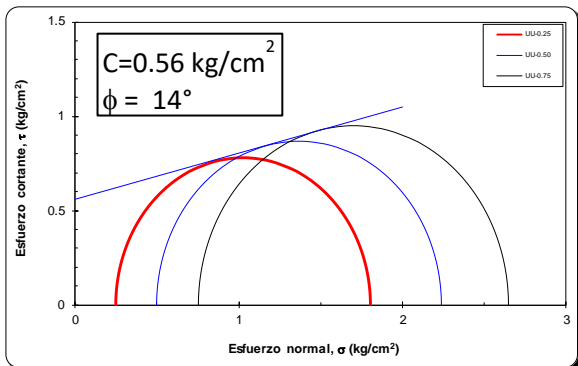
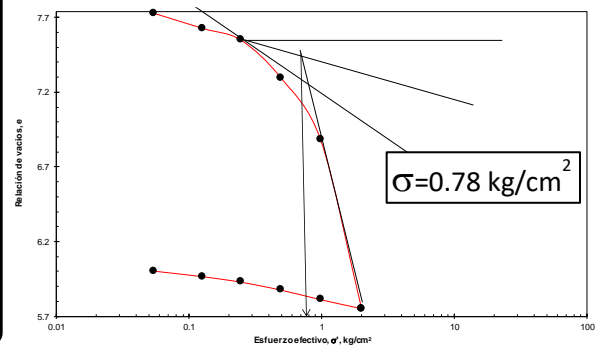
Muestra 9



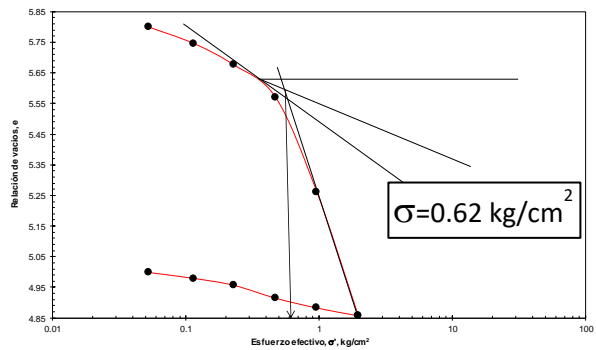
Muestra 10

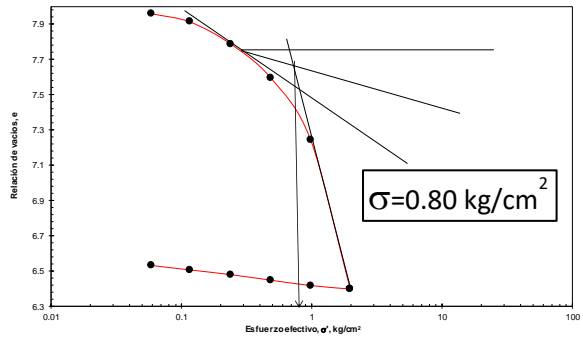
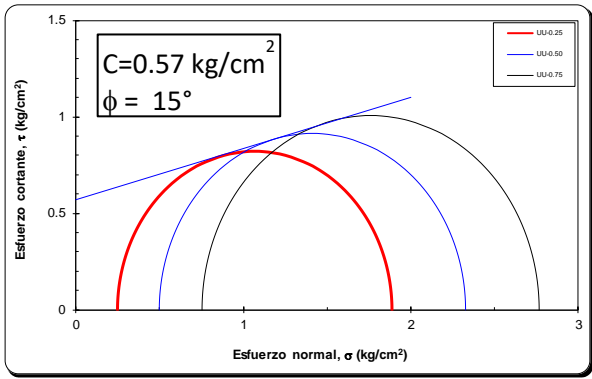


Muestra 11

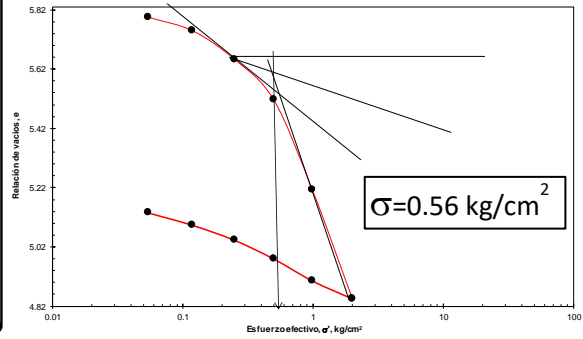
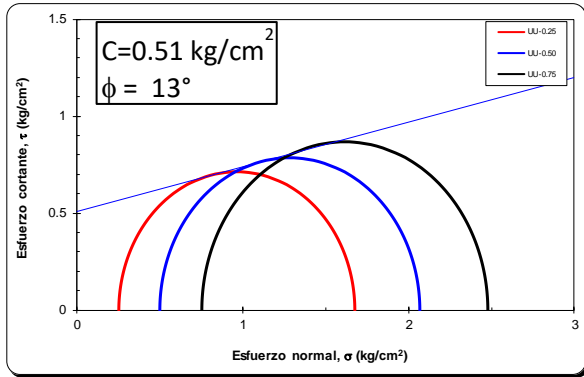


Muestra 12

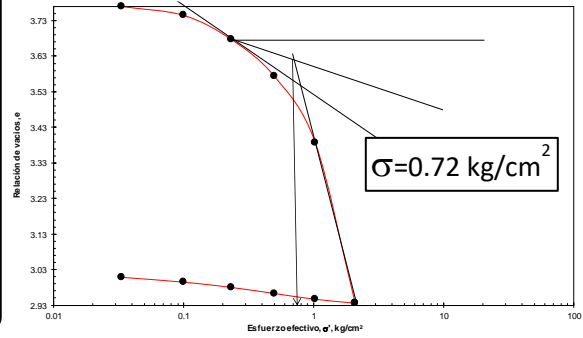
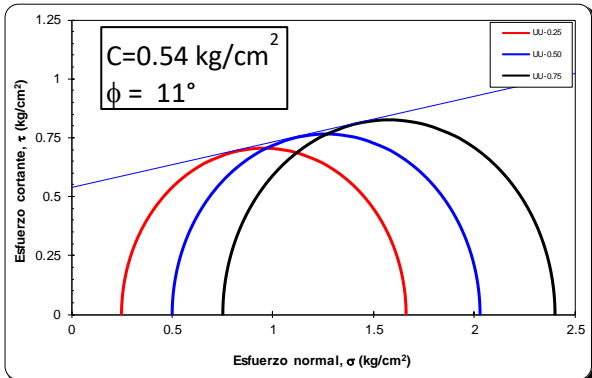




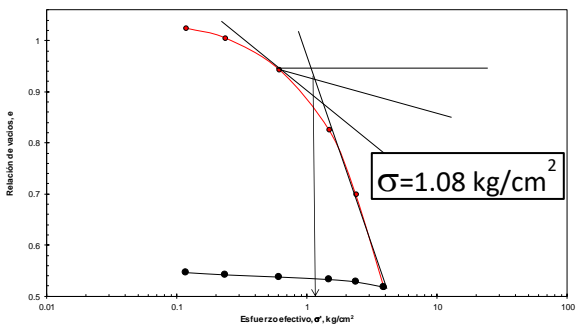
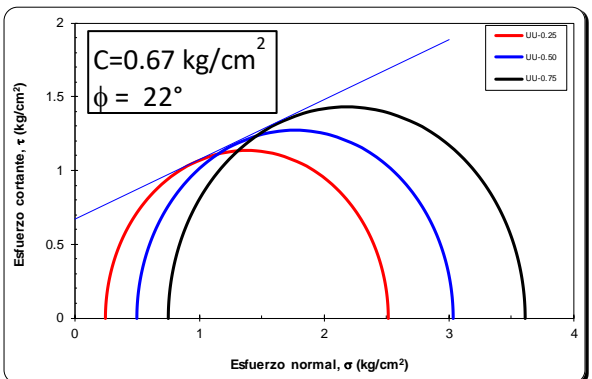
Muestra 13



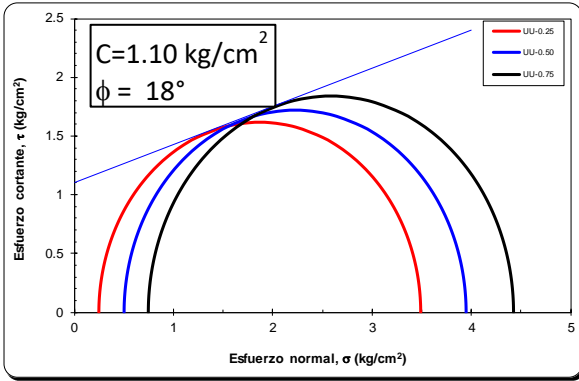
Muestra 14



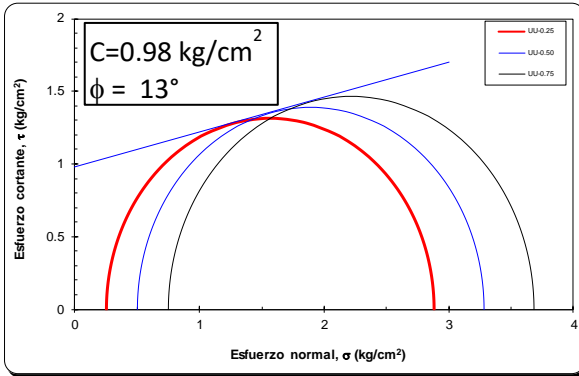
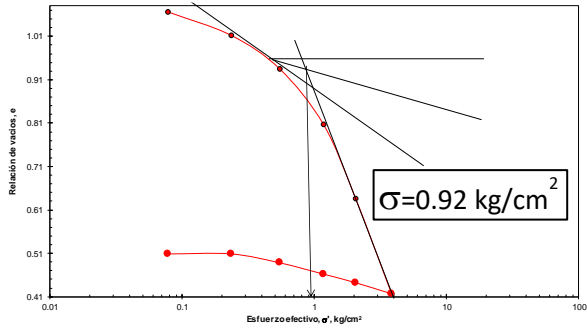
Muestra 15



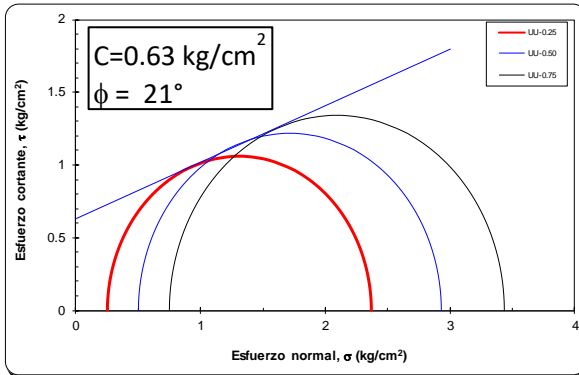
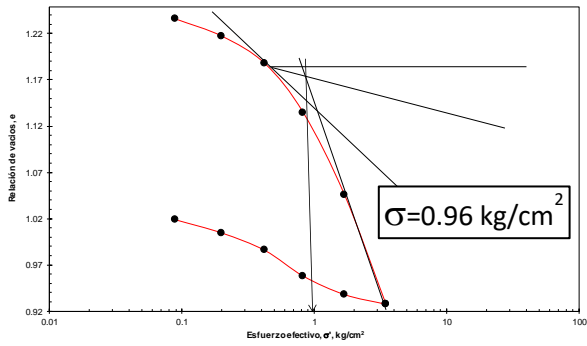
Muestra 16



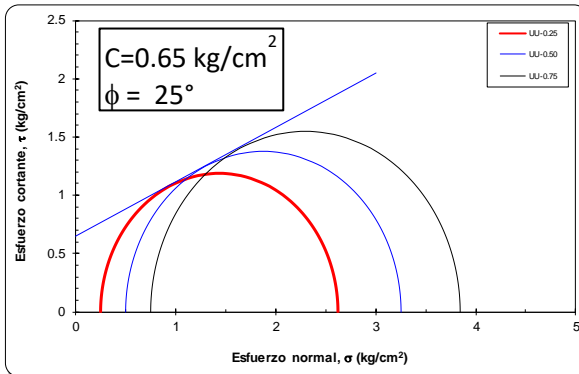
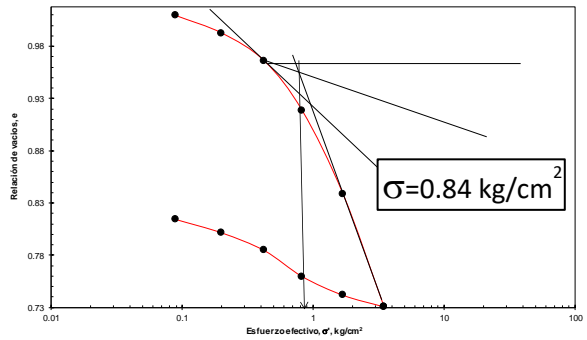
Muestra 17



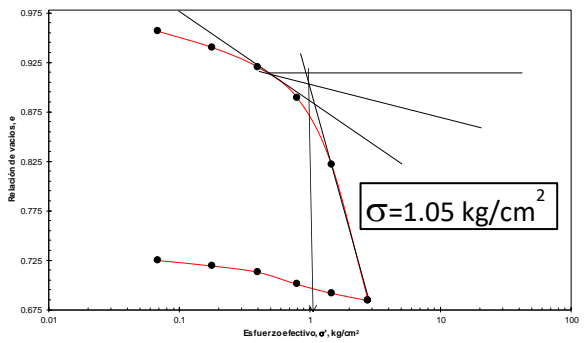
Muestra 18

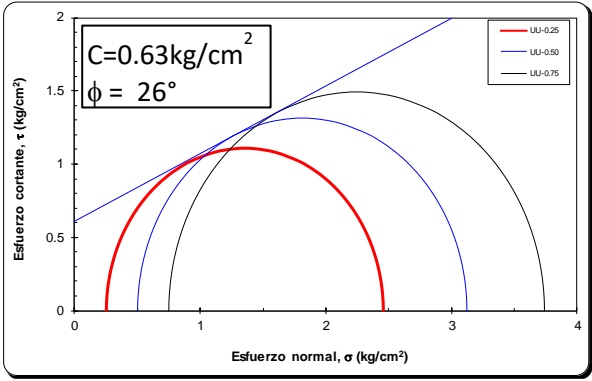


Muestra 19

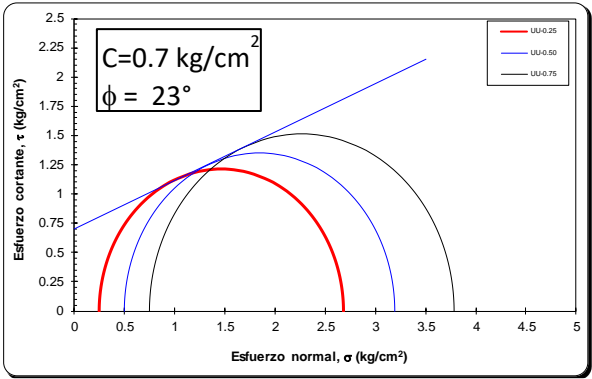
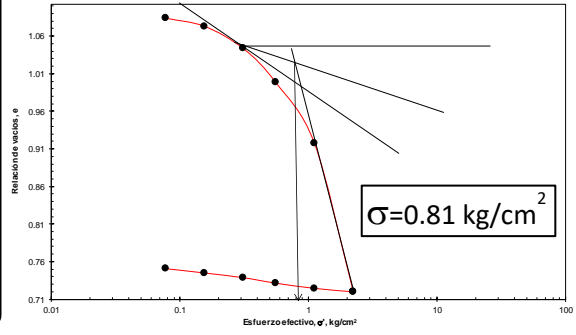


Muestra 20

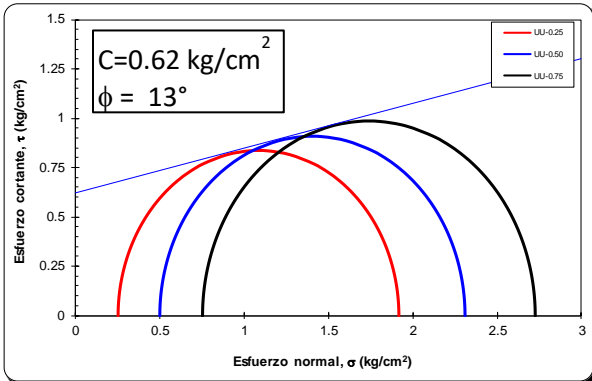
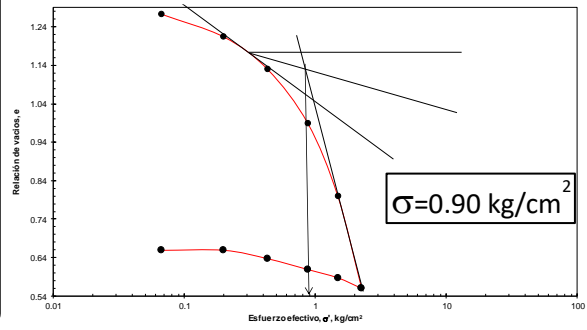




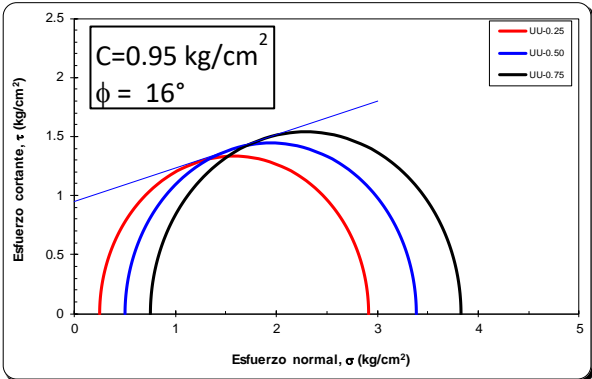
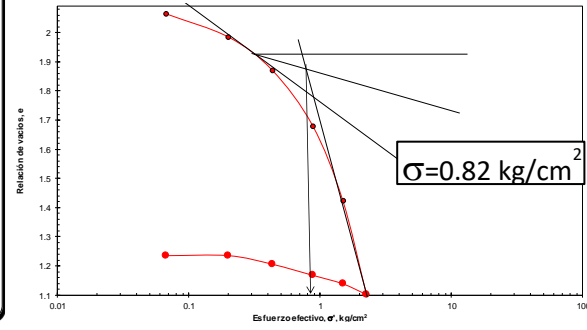
Muestra 21



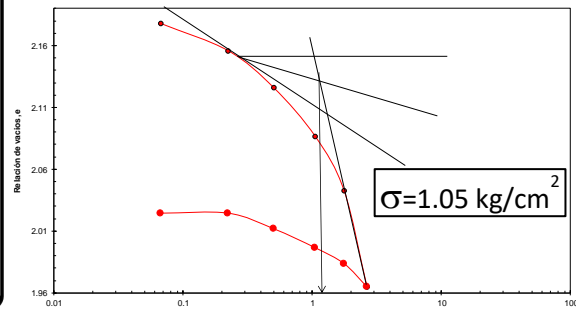
Muestra 22

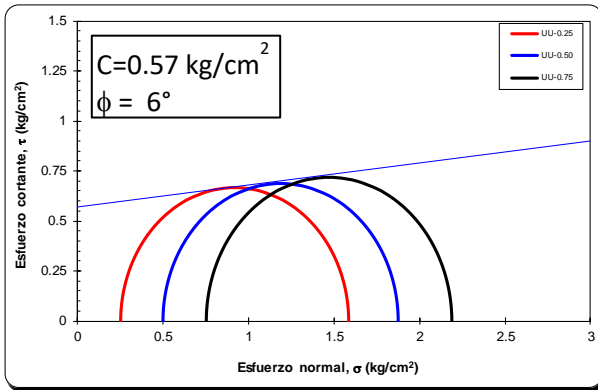


Muestra 23

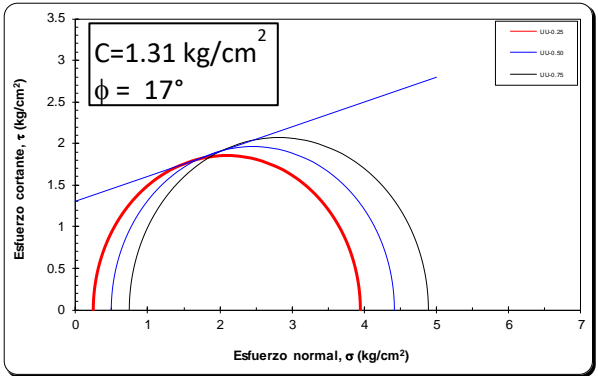
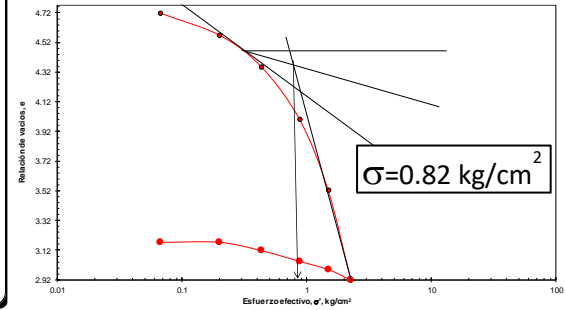


Muestra 24

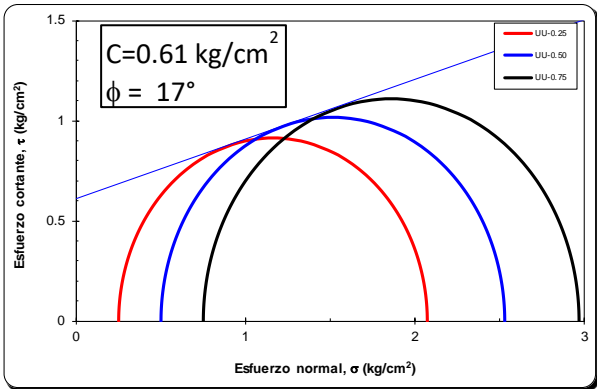
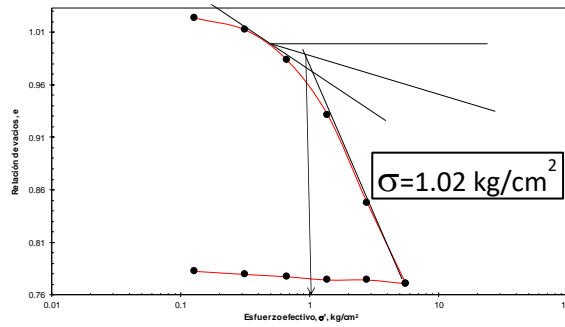




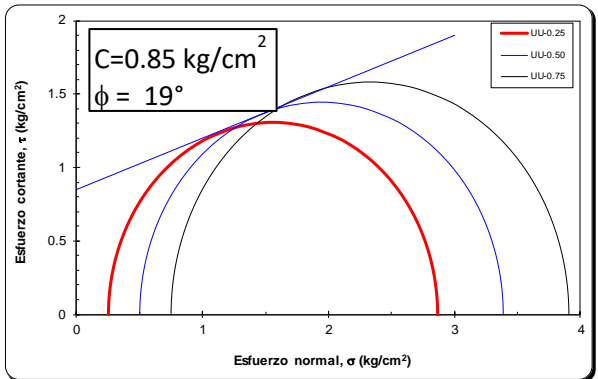
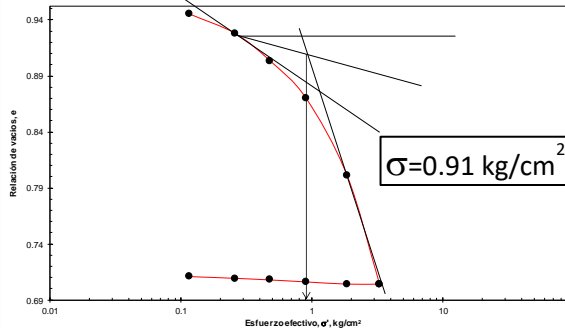
Muestra 25



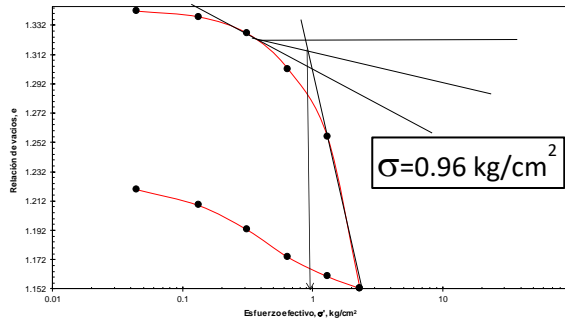
Muestra 26

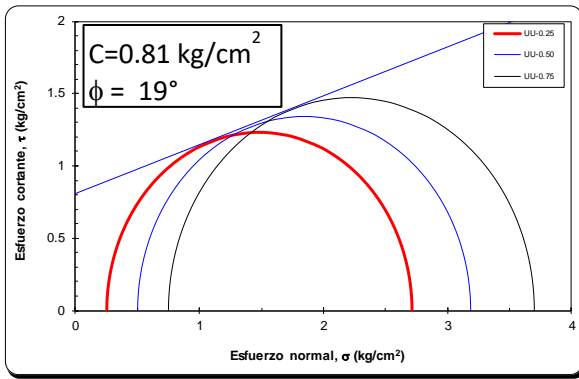


Muestra 27

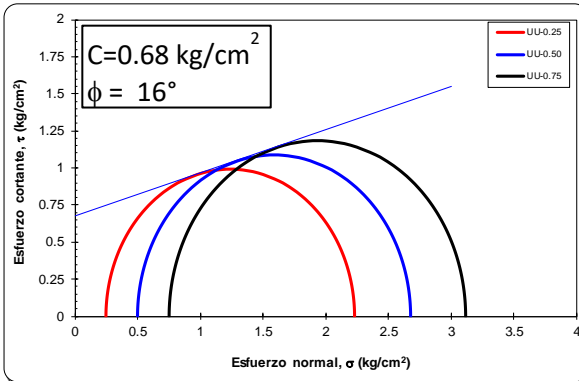
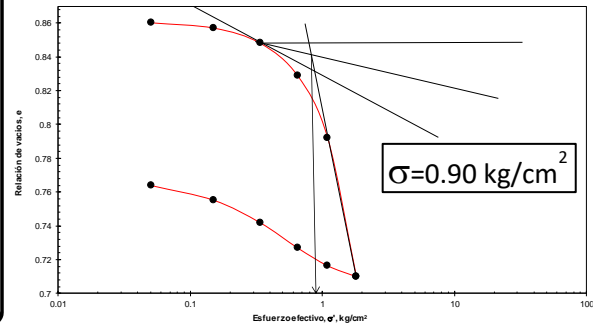


Muestra 28

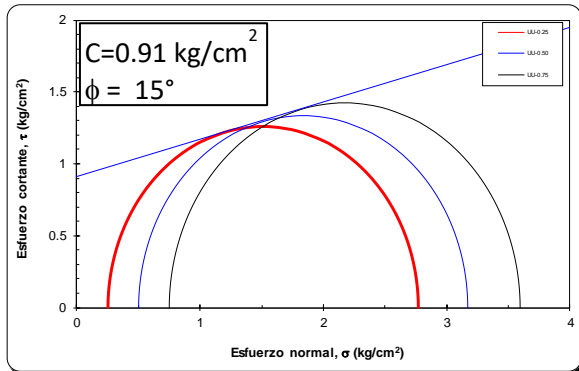
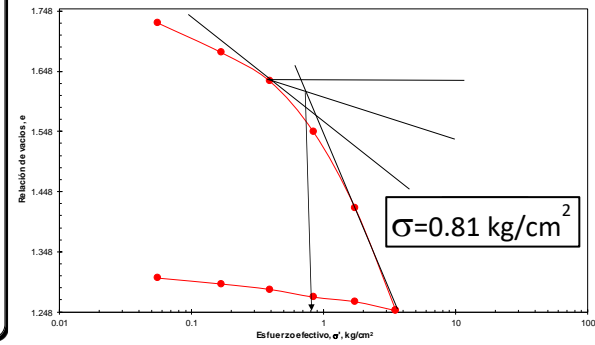




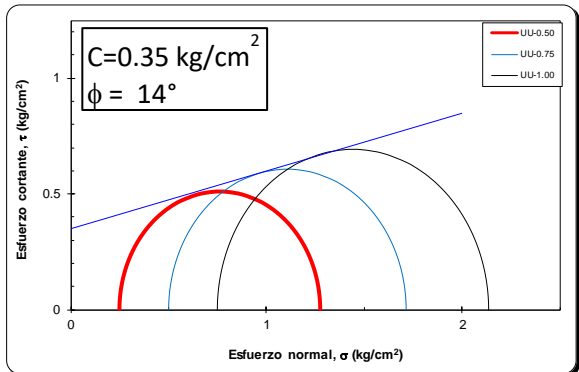
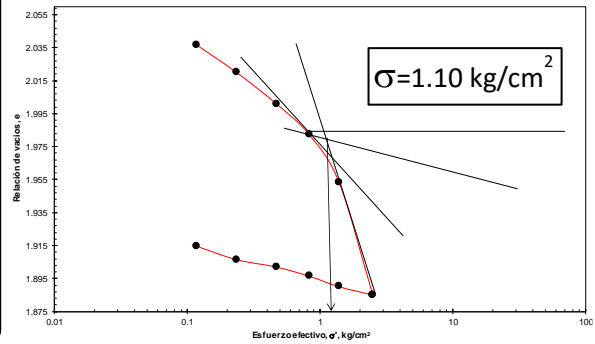
Muestra 29



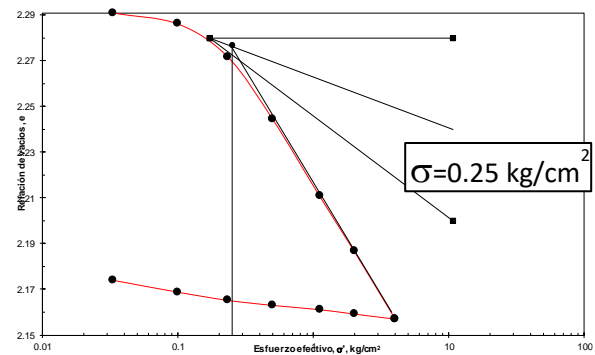
Muestra 30

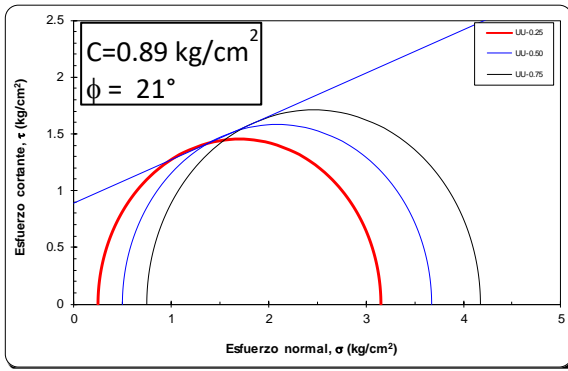


Muestra 31

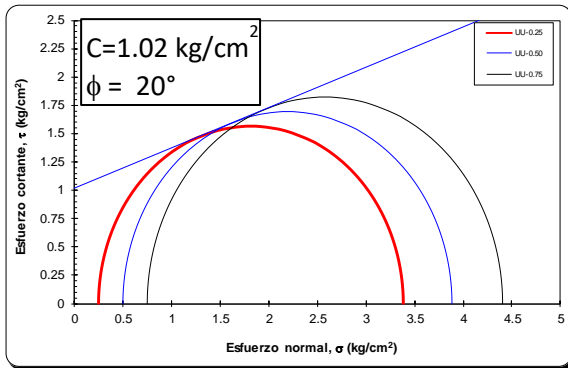
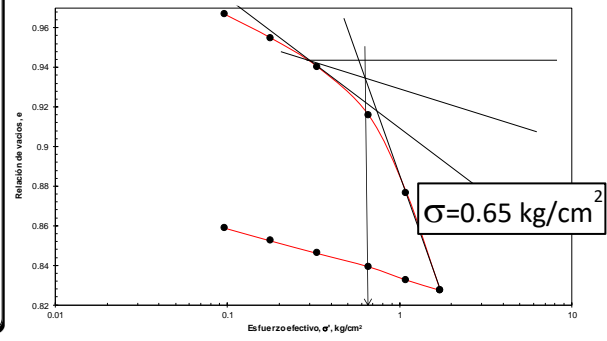


Muestra 32

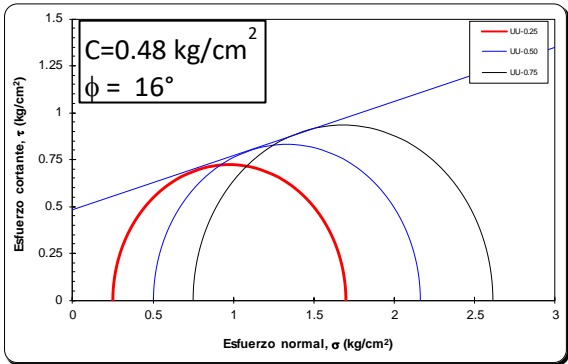
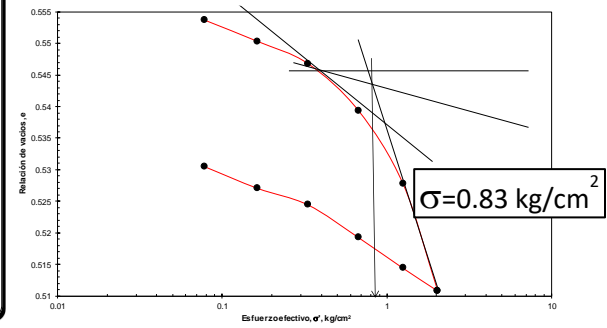




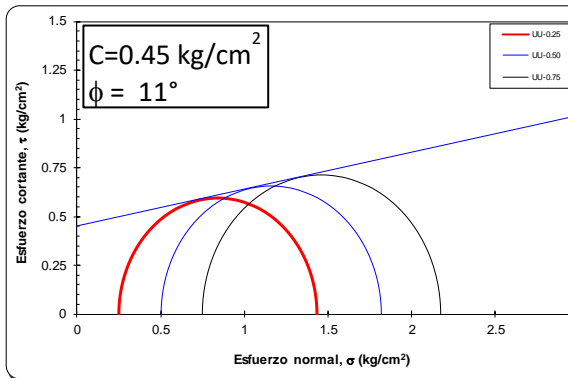
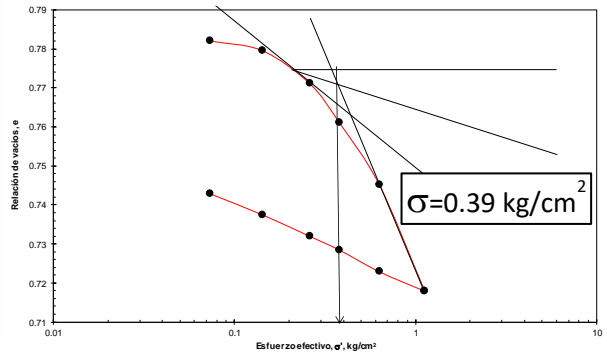
Muestra 33



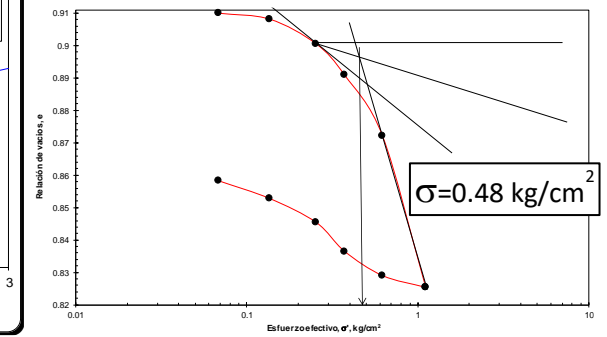
Muestra 34

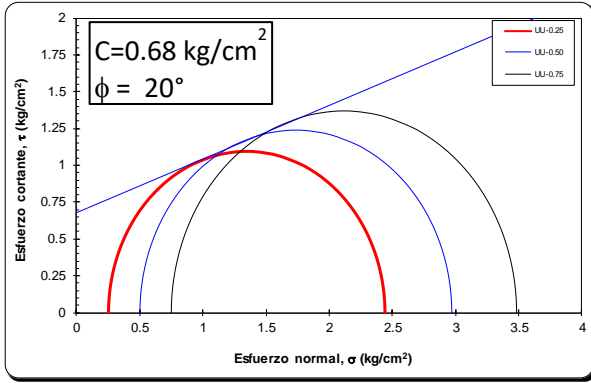


Muestra 35

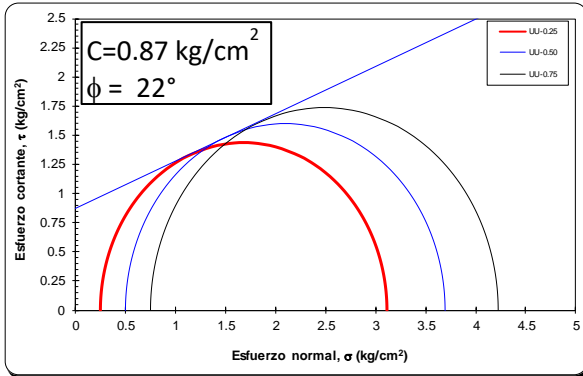
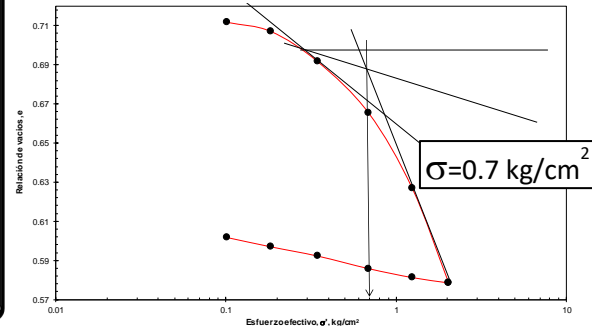


Muestra 36

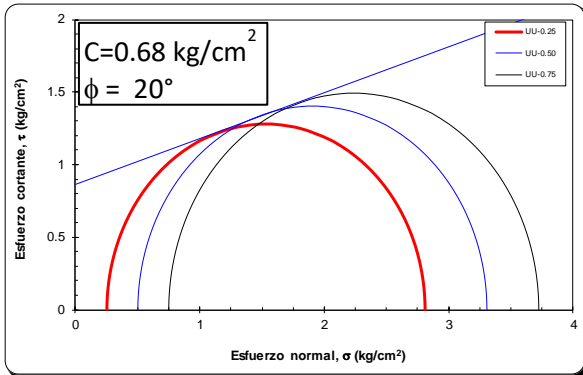
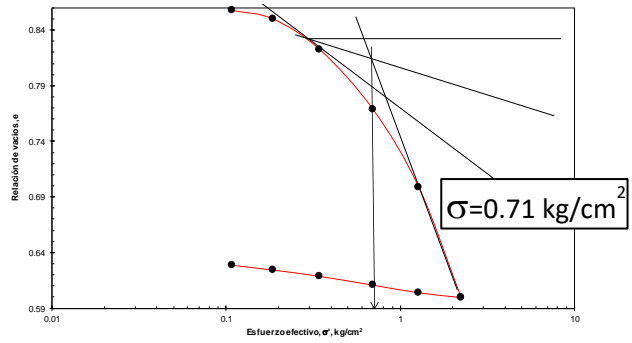




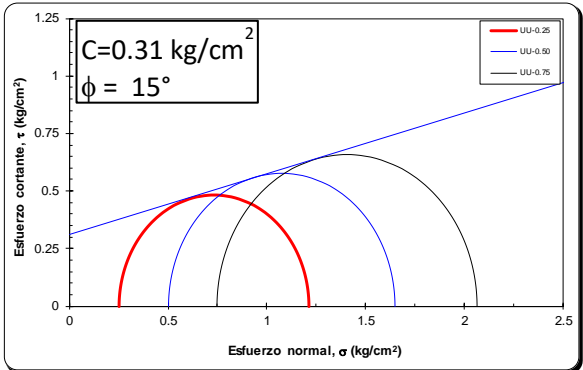
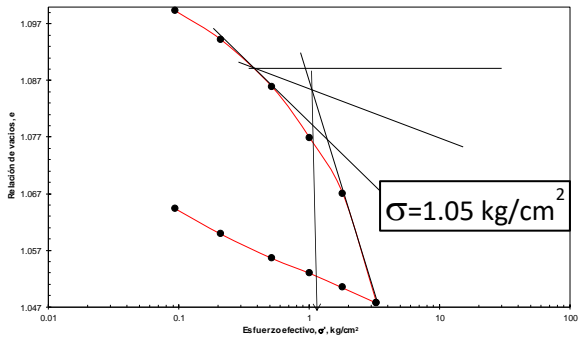
Muestra 37



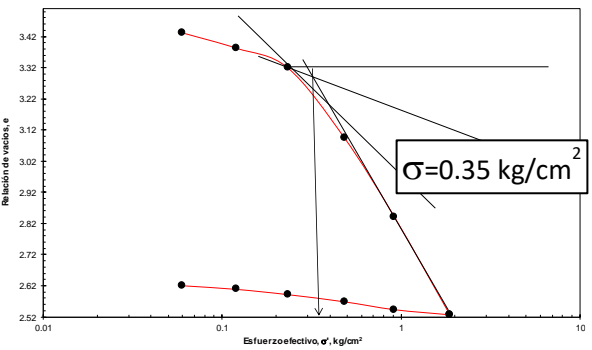
Muestra 38

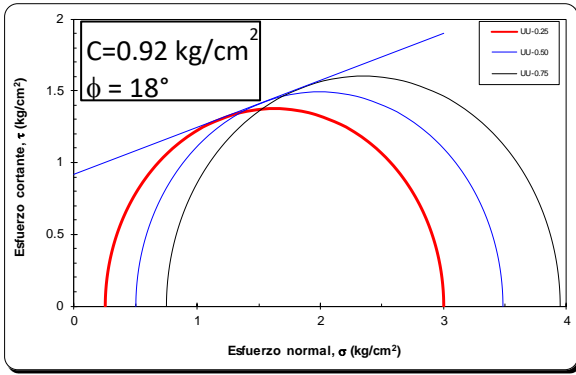


Muestra 39

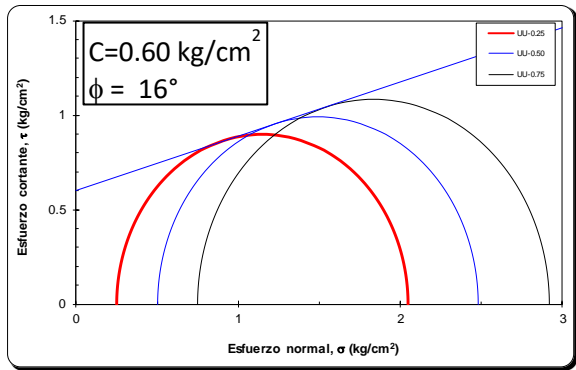
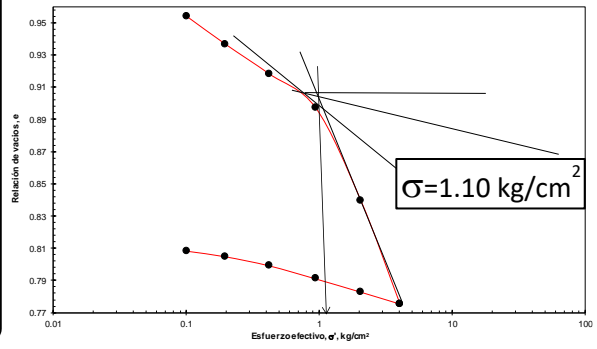


Muestra 40

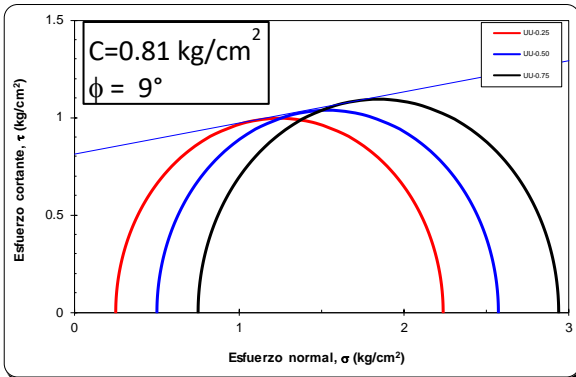
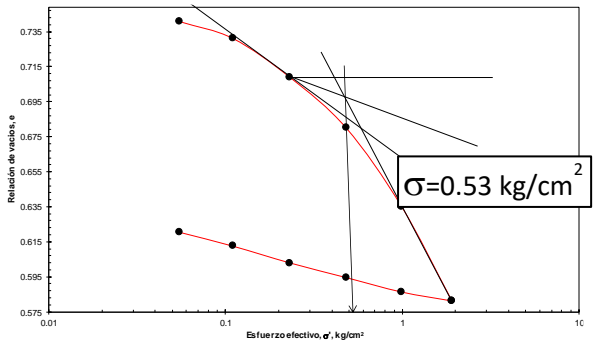




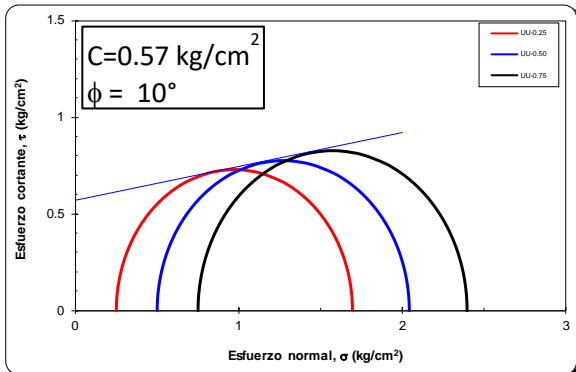
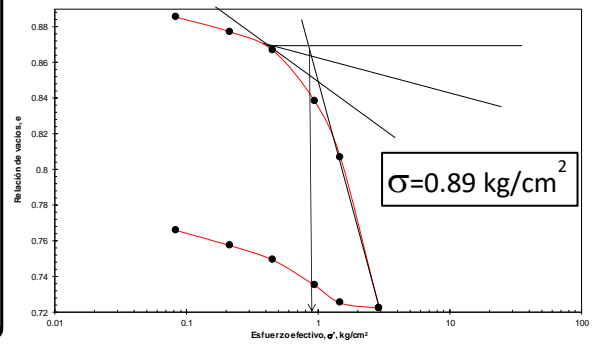
Muestra 41



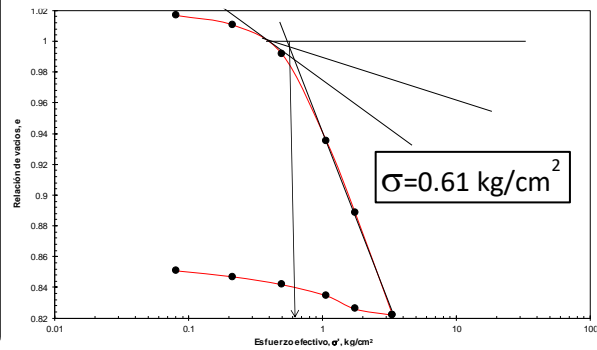
Muestra 42

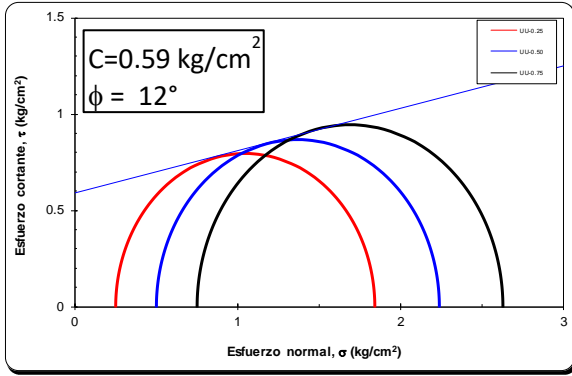


Muestra 43

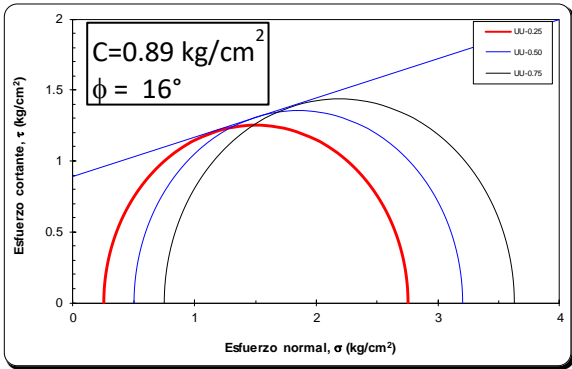
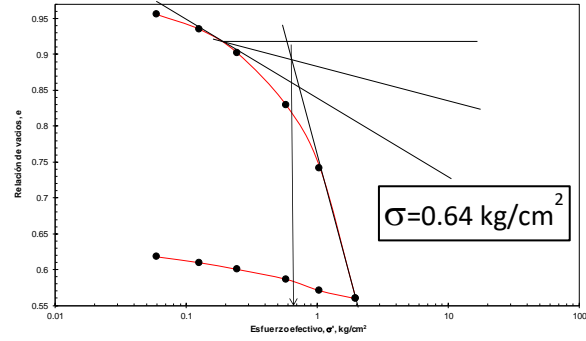


Muestra 44

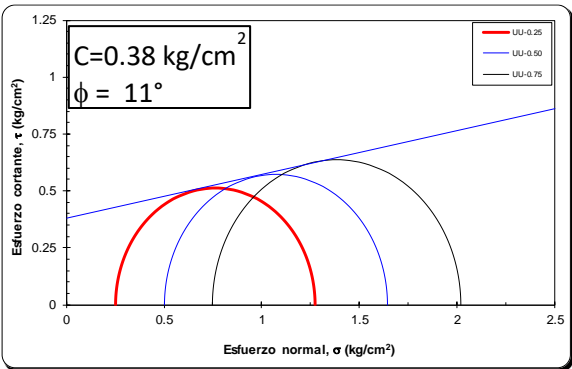
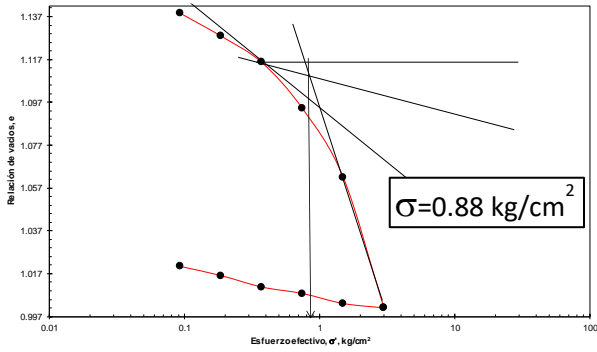




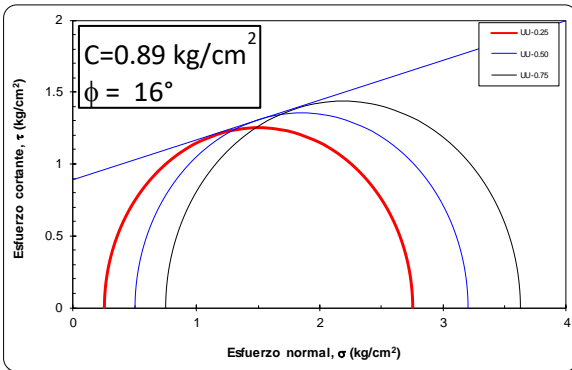
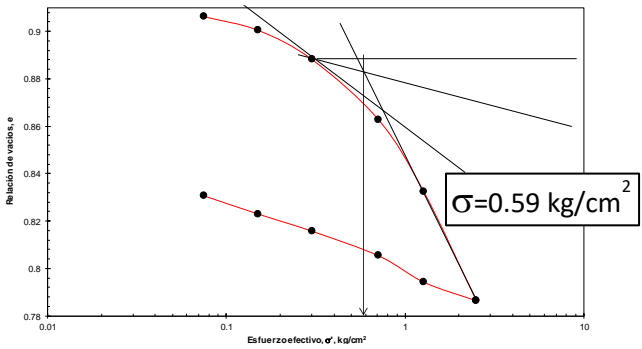
Muestra 45



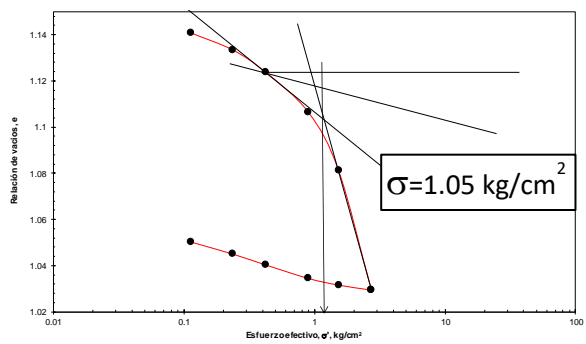
Muestra 46

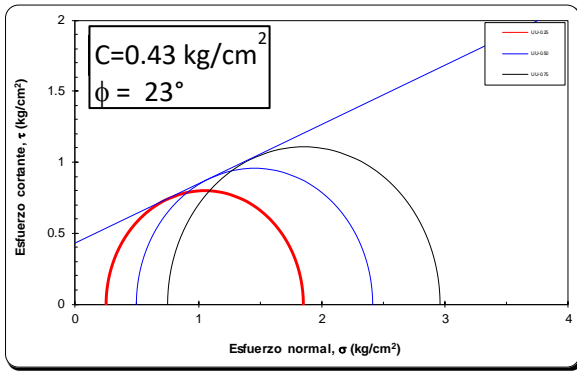


Muestra 47

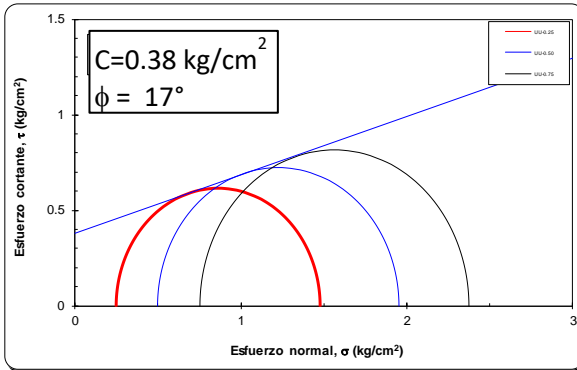
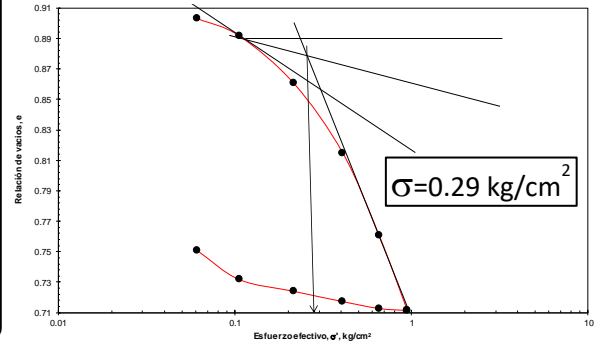


Muestra 48





Muestra 49



Muestra 50

