



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN
INGENIERÍA**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**COMPORTAMIENTO VISCOPLASTICO DE LA ARCILLA
DE LA CIUDAD DE MÉXICO BAJO CONDICIONES
DE DEFORMACIÓN CONTROLADA**

T E S I S

**QUE PARA OPTAR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA**

P R E S E N T A:

ALEXANDRA MILENA MONTES LEGUIZAMÓN



TUTOR

Dr. EFRAIN OVANDO SHELLEY

2006



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Ing. JESÚS ALBERRO ARAMBURU

Secretario: Dr. GABRIEL AUVINET GUICHARD

Vocal: Dr. EFRAÍN OVANDO SHELLEY

1^{er}. Suplente: Dr. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

2^{do}. Suplente: Ing. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN

Lugar donde se realizó la tesis:

MÉXICO, DISTRITO FEDERAL

TUTOR DE TESIS:

Dr. EFRAIN OVANDO SHELLEY

FIRMA

AGRADECIMIENTOS

Agradezco al Instituto de Ingeniería por el apoyo brindado durante la realización de este trabajo, muy especialmente al Dr. Efraín Ovando Shelley por los conocimientos compartidos.

A los integrantes del jurado Ing. Jesús Alberro Aramburu, Dr. Gabriel Auvinet Guichard, Dr. Rigoberto Rivera Constantino y al Ing. Germán López, por sus comentarios y aportes durante la evaluación de este trabajo.

A la facultad de Ingeniería y especialmente a la Dirección del Posgrado por permitirme hacer parte de este importante grupo.

A Germán Aguilar y a Gonzalo Roque, por su colaboración en la realización de las pruebas de laboratorio y a mis amigos por su contribución en este proyecto.

Por último a Lilia, Johana e Iván, por la comprensión y el apoyo que siempre me han brindado; y a Ricardo por la compañía, el amor y especialmente por ser el motor de mi vida.

TABLA DE CONTENIDO

1. ASPECTOS GENERALES.....	1
1.1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.2. OBJETIVOS.....	2
1.3. ALCANCE.....	2
1.4. ANTECEDENTES.....	2
2. MODELO VISCOPLÁSTICO.....	8
2.1. ANTECEDENTES.....	8
2.2. ECUACIONES CONSTITUTIVAS DEL MODELO.....	20
3. TÉCNICAS EXPERIMENTALES.....	25
3.1. INTRODUCCIÓN.....	25
3.2. ENSAYE DE VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN CONSTANTE.....	26
3.3. DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO UTILIZADO.....	33
3.4. LABRADO Y MONTAJE DE LA MUESTRA.....	35
3.5. PROCEDIMIENTO DE LA PRUEBA.....	36
3.6. CALIBRACIÓN DEL EQUIPO.....	37
3.7. RELACIÓN ENTRE EL GRADO DE APERTURA DE LA LLAVE DE CONTROL DEL EQUIPO Y LA VELOCIDAD DE DESPLAZAMIENTO DEL DISCO DE CARGA.....	40
3.8. DETERMINACIÓN DE LAS VARIABLES EVALUADAS EN CADA ENSAYE.....	42
3.8.1. Velocidad de Deformación:.....	42
3.8.2. Esfuerzo efectivo σ'	43
4. ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	45
4.1. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS Y GEOTÉCNICAS.....	45
4.2. EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO VISCOPLÁSTICO.....	48
4.2.1. Nueva Biblioteca de México.....	48
4.2.2. Secretaría de Comunicaciones y Transporte SCT:.....	61
4.2.3. Parámetros visco-plásticos.....	71
4.2.4. Modelo reológico.....	73
4.2.5. Relación entre el esfuerzo de pre-consolidación y el índice de liquidez.....	76
4.3. CONCLUSIONES.....	77
5. APLICACIÓN MODELO ELASTO-VISCOPLÁSTICO.....	79
5.1. INTRODUCCIÓN.....	79
5.2. ECUACIÓN DE CONTINUIDAD.....	79
5.3. SOLUCIÓN.....	81
CONCLUSIONES.....	88
ANEXOS.....	90
REFERENCIAS.....	99

RESUMEN

En el presente trabajo se presenta la aplicación de una nueva teoría para determinar el comportamiento de los suelos de la ciudad de México frente al proceso de consolidación. Esta teoría toma en cuenta el efecto viscoso de los suelos y se basa en una relación entre el esfuerzo efectivo, la deformación y la velocidad de deformación. Para la obtención de los parámetros se desarrollaron pruebas con procesos convencionales con incrementos de carga cada veinticuatro horas y pruebas con procesos de velocidad de deformación constante, con lo que fue posible realizar algunas comparaciones entre los dos procedimientos utilizados y los resultados obtenidos en cada caso. Así mismo se presenta una solución a la ecuación de consolidación utilizada en este modelo, mediante el método de diferencias finitas. Como aporte de este trabajo, se obtuvieron los parámetros de consolidación empleados en el modelo visco-plástico, y se recomienda continuar con la realización de proyectos de investigación con el fin de comparar los resultados obtenidos en el laboratorio con los datos que se tienen en el terreno y llegar a validar este modelo para el comportamiento que presentan los suelos de la ciudad, frente al proceso de consolidación.

1. ASPECTOS GENERALES

1.1. INTRODUCCIÓN

El proceso de consolidación de los suelos es un fenómeno ampliamente estudiado en la Mecánica de Suelos; han existido muchas teorías a partir de la de Terzaghi, que intentan modelar este proceso, por medio de la realización de ensayos de laboratorio, cuyos resultados se comparan con las medidas obtenidas en campo.

Con los procedimientos de laboratorio existentes hasta el momento, es posible evaluar las propiedades de compresibilidad de los suelos arcillosos y la deformación que van a presentar estos suelos en un tiempo determinado, debido a las sobrecargas a las que se someten.

Considerando la alta compresibilidad de los suelos del Valle de México y el fenómeno de hundimiento regional que se presenta en la zona, es muy importante para la construcción de obras civiles, evaluar la deformación de los suelos no sólo en el momento de aplicar cargas sino a largo plazo, debido al fenómeno de viscosidad intergranular.

Los ensayos convencionales que se llevan a cabo para realizar un análisis completo de la compresibilidad de los suelos, requieren un periodo de tiempo comprendido entre dos y tres semanas. Con el fin de minimizar el tiempo de ejecución de estos ensayos se han desarrollado otros procedimientos no convencionales, como la prueba de consolidación con velocidad de deformación constante, que permite obtener una curva de compresibilidad continua durante el ensayo y su ejecución puede requerir desde dos días hasta dos semanas según la velocidad de deformación aplicada.

Asimismo las teorías desarrolladas recientemente incluyen dentro del proceso de consolidación, las propiedades viscosas del suelo y la influencia del tiempo en la determinación y variación de los parámetros de compresibilidad. Por tal razón se han desarrollado modelos elasto – visco plásticos, que consideran estas propiedades y por lo tanto

reflejan de una manera más realista el comportamiento de los suelos arcillosos durante un proceso de consolidación.

1.2. OBJETIVOS

- Realizar pruebas de consolidación bajo condiciones de deformación controlada y determinar a partir de los resultados parámetros de compresibilidad.
- Evaluar el comportamiento de la arcilla de la ciudad de México durante el proceso de consolidación usando un modelo elasto – visco plástico.

1.3. ALCANCE

Para evaluar el comportamiento de la arcilla de la ciudad de México se escoge un modelo elasto-visco plástico, el cual establece que las propiedades de compresibilidad de la arcilla se rigen por una única relación entre el esfuerzo efectivo vertical σ'_v , la deformación unitaria vertical ε_v y la razón de cambio de la deformación unitaria vertical o velocidad de deformación $\dot{\varepsilon}_v$.

Para determinar los parámetros de compresibilidad que se involucran en el modelo, es decir, para caracterizarlo de acuerdo con el mismo, se realizan pruebas de consolidación con procesos de deformación controlada, cuyos resultados se comparan con los obtenidos en la realización de pruebas convencionales sobre el mismo tipo de suelo.

1.4. ANTECEDENTES

En la mecánica de suelos, uno de los temas que ha tenido mayor discusión ha sido el proceso de consolidación. Al respecto se han realizado un gran número de investigaciones, con las cuales se pueden definir diferentes teorías y modelos que han buscado describir este proceso de la manera más clara y real posible.

El proceso de consolidación se presenta cuando un suelo saturado se somete a un incremento de esfuerzos. Este incremento va a ser tomado inmediatamente por el agua intersticial generando un exceso en la presión de poros. Considerando que se permite el flujo de agua, a medida que pasa el tiempo, el esfuerzo es transmitido del agua hacia las partículas sólidas, las cuales experimentan una deformación y el volumen de la muestra va disminuyendo.

Terzaghi fue el primero en desarrollar una teoría al respecto, en la cual se define el comportamiento del suelo, como una relación entre el esfuerzo efectivo σ'_v y la relación de vacíos e . Su teoría de consolidación unidimensional se basó en las siguientes hipótesis, Terzaghi (1996):

- El suelo esta totalmente saturado.
- El agua y las partículas sólidas son incompresibles.
- Se cumple la Ley de Darcy para el flujo de agua.
- El estrato de suelo es homogéneo.
- El coeficiente de permeabilidad es constante.
- Se cumple el principio de esfuerzos efectivos.
- Las condiciones de frontera son constantes geométrica y potencialmente.

De la teoría de consolidación de Terzaghi, la ecuación diferencial del proceso de consolidación unidimensional con flujo vertical, se define como:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \tag{1.1}$$

La solución a la ecuación de consolidación definida por Terzaghi, considerando un estrato de suelo doblemente drenado, como se muestra en la figura 1.1 es:

$$u(z,t) = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2\Delta p}{M} \text{sen}\left(M \cdot \frac{z}{H}\right) e^{-M^2 T} \tag{1.2}$$

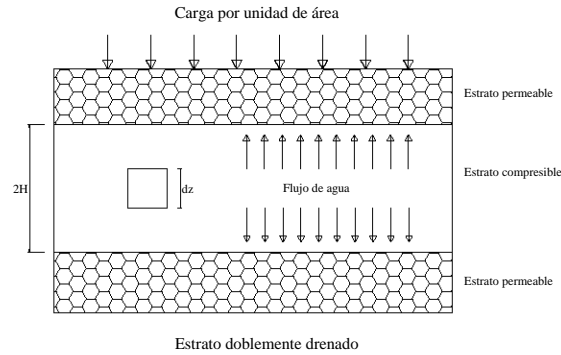


Figura 1.1 Flujo de agua en estrato de suelo doblemente drenado

El grado de consolidación corresponde a la relación entre la presión de poro disipada y el exceso en la presión de poro inicial, para este estrato se define mediante la expresión:

$$U(\%) = 100 \left[1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} * e^{-M^2 T} \right] \quad 1.3$$

Las diferencias que existen entre esta teoría y el comportamiento observado en el laboratorio de una muestra sometida a un proceso de consolidación, hicieron que posteriormente se desarrollaran algunos modelos, como el de Buisman desarrollado en 1936 y el de Taylor y Merchant en 1940, en los que se considera la influencia del tiempo en el proceso de consolidación y toman en cuenta variables como: la relación de vacíos, el esfuerzo efectivo y la variación de estos dos parámetros en el tiempo. Taylor en 1942, mejoró este modelo y definió el proceso de consolidación como una única relación entre el esfuerzo efectivo vertical σ'_v , la relación de vacíos e y la razón de cambio de la relación de vacíos con el tiempo \dot{e} , (Leroueil, 1985).

A partir de estos modelos, se definió que en el proceso de consolidación se presentan dos etapas; la primera, llamada consolidación primaria, en la que es evidente la disminución del volumen de la muestra debido a la disipación del exceso en la presión de poro; la segunda etapa, llamada consolidación secundaria en la que la disminución de volumen se debe principalmente al reacomodo de las partículas internas que forman la estructura del suelo y a

sus propiedades viscosas. Dependiendo del tiempo de ocurrencia de estos dos procesos, han surgido dos hipótesis que se definen a continuación:

La hipótesis A: basada en la teoría de Terzaghi, establece que la consolidación primaria sucede hasta un tiempo t_p en el que el exceso en la presión de poro se ha disipado y a partir de ese momento inicia la fase de consolidación secundaria.

La hipótesis B: establece que la consolidación primaria y la consolidación secundaria suceden al mismo tiempo, y el efecto de la etapa secundaria gobierna el comportamiento a partir de un tiempo t_p en el que el exceso en la presión de poro se ha disipado.

Las investigaciones realizadas por años, han tomado como base las teorías mencionadas anteriormente y por medio de la realización de diferentes ensayos de laboratorio, han simulado el comportamiento del suelo frente al proceso de consolidación. Autores como: Leonards (1977), Mesri *et al.* (1985) y Ladd *et al.* (1977) entre otros, han mostrado resultados para validar la Teoría A, mientras que otros como: Suklje (1957), Marsal (1959), Barden (1965), Bjerrum (1967), Zeevaert (1967) y Leroueil (1985) coinciden con la teoría B.

De todas estas investigaciones ha quedado claro que el comportamiento esfuerzo – deformación de las arcillas, depende del tiempo y de las propiedades mecánicas y viscosas del suelo. Además de estos factores, intervienen otros como: la temperatura, el proceso de muestreo, las condiciones de frontera y la velocidad de deformación.

El efecto del tiempo y la velocidad de deformación han sido estudiados por Taylor, Crawford y Bjerrum (1967). Además Leroueil (1985), basándose en el método de Suklje (1957), realizó un programa experimental, haciendo diferentes tipos de pruebas de consolidación sobre un gran número de suelos arcillosos en Canadá. A partir de los datos obtenidos desarrolló un modelo reológico, que define el comportamiento de estos suelos frente a un proceso de consolidación, por una única relación entre el esfuerzo efectivo vertical σ'_v , la deformación unitaria vertical ε_v y la velocidad de deformación $\dot{\varepsilon}_v$. Leroueil (1983) demostró que el valor

de la velocidad de deformación durante el proceso de consolidación puede variar desde 10^{-2} s^{-1} hasta 10^{-7} s^{-1} , afectando notablemente al valor de la presión de preconsolidación.

El efecto de la temperatura sobre el comportamiento esfuerzo - deformación fue evidenciado por Casagrande en 1950. Este efecto varía dependiendo del suelo que se tenga y afecta principalmente la consolidación secundaria. Hbibagahi en 1973 (Leroueil 1985), demostró el efecto que se presenta en ensayos convencionales, con incrementos de carga en los que usó diferentes temperaturas, mostrando curvas en las que a mayor temperatura, la curva de compresibilidad se desplaza hacia abajo en la zona virgen. Boudali *et al.* (1994), demostraron el mismo efecto en ensayos de velocidad de deformación constante, para un mismo valor en la velocidad de deformación, se tiene que a menor temperatura es mayor el esfuerzo efectivo para una deformación unitaria vertical dada.

En la práctica, es de gran importancia determinar los asentamientos y la velocidad con la que se presentan y para este fin se realizan pruebas de consolidación unidimensional, que permiten por medio de la teoría de Terzaghi, determinar los parámetros de compresibilidad. A pesar del gran uso que tiene esta práctica se han desarrollado diferentes procedimientos como variantes a la prueba convencional, que se usan con fines investigativos y que a la vez presentan grandes ventajas sobre los ensayos convencionales. Pruebas de velocidad de deformación controlada, pruebas de gradiente controlado y pruebas de carga continua, son algunos ejemplos de estos procedimientos que se han identificado como pruebas continuas de consolidación.

Uno de los procedimientos más aceptados ha sido la prueba de velocidad de deformación constante. Para escoger la velocidad de deformación adecuada se han propuesto varios métodos, dentro de los cuales existe el sugerido por la norma ASTM D-4186, en el que la velocidad de deformación depende del límite líquido. Existen otros autores como Armour y Drnevich, que relacionan la velocidad de deformación con el coeficiente de permeabilidad k y el índice de liquidez IL . Sin embargo hay otros autores como Wissa *et al.* (1971), que sostienen que este valor depende del cociente exceso de la presión poro/esfuerzo total (U_b/σ_v) que se permita durante la prueba. Smith y Wahls (1969), reportaron valores de la relación

U_b/σ_v de 4% y Janbú *et al.* (1981) reportaron valores mayores al 20%. Como se evidencia, esta relación tiene un rango de variación desde 4% hasta 20%, siendo actualmente más común adoptar un valor del 10%.

Los suelos del valle de México, se caracterizan por su alta compresibilidad y por los problemas de hundimiento regional a los que están sometidos, los cuales causan asentamientos significativos y en algunas ocasiones asentamientos diferenciales, que ponen en riesgo la estabilidad de las estructuras cimentadas sobre estos suelos. Por esta razón, han sido muchos los trabajos de investigación que se han realizado al respecto para definir el comportamiento de este suelo, durante un proceso de consolidación.

2. MODELO VISCOPLÁSTICO

2.1. ANTECEDENTES

El proceso de consolidación se ha tratado de explicar por medio de muchos modelos reológicos, de los cuales se pueden definir claramente cuatro:

$$\text{a) } R(\sigma'_v, e) = 0 \quad 2.1$$

En este modelo la relación esfuerzo efectivo – relación de vacíos es única y no toma en cuenta la influencia del tiempo. Este modelo representa la teoría clásica de Terzaghi.

$$\text{b) } R(\sigma'_v, e, t) = 0 \quad 2.2$$

En este modelo la relación de vacíos esta en función del esfuerzo efectivo y del tiempo. Este modelo fue propuesto por Koppejan.

$$\text{c) } R\left(\sigma'_v, e, \dot{\sigma}'_v, \dot{e}\right) = 0 \quad 2.3$$

En este modelo la variación de la relación de vacíos está en función del esfuerzo efectivo, la relación de vacíos y la variación del esfuerzo efectivo. Este modelo fue propuesto por Taylor y Merchant.

$$\text{d) } R\left(\sigma'_v, e, \dot{e}\right) = 0 \quad 2.4$$

Estos modelos muestran una única relación entre el esfuerzo efectivo, la relación de vacíos y la variación de la relación de vacíos. Este modelo fue propuesto por Suklje (1957).

El modelo visco-plástico no lineal, usado en este trabajo, para evaluar el comportamiento del suelo sometido a un proceso de consolidación, toma en cuenta una única relación entre el esfuerzo efectivo vertical σ'_v , la deformación unitaria vertical ε_v y la razón de cambio de la deformación unitaria vertical con el tiempo o velocidad de deformación $\dot{\varepsilon}_v$.

Este modelo se basa en el análisis realizado por Suklje (1957), en el que a partir de una solución analítica y gráfica, se puede predecir el comportamiento de los suelos durante un proceso de consolidación. El modelo se basa en los conceptos de resistencia plástica estructural y en la relación entre la velocidad de consolidación y la presión de poro.

Las hipótesis que adoptó Suklje, se nombran a continuación:

- La presión total es igual a la suma de la presión intergranular y la presión de poro.
- Se cumple la ley de Darcy para el comportamiento del flujo de agua a través del suelo.
- La variación de la presión de poro a través del tiempo y la profundidad, se representa por isocronas parabólicas y se deriva de la velocidad de consolidación y de la variación del coeficiente de permeabilidad.
- El proceso de consolidación es uniforme en todo el espesor del estrato

En el modelo propuesto, la velocidad de consolidación depende de los valores medios de la relación de vacíos y de la presión intergranular, los cuales se obtienen a partir de las curvas de consolidación que resultan al realizar ensayos de consolidación convencionales con incrementos de carga. El procedimiento consiste en determinar a partir de las curvas de consolidación obtenidas en el laboratorio los siguientes parámetros:

- Valor medio de la relación de vacíos:

$$\bar{e} = e_1 - (\Delta e_1 + \alpha_e \log t) \quad 2.5$$

- Velocidad de consolidación:

$$v = -\frac{0.434}{t} \frac{\alpha_e}{1 + \bar{e}} \quad 2.6$$

- Exceso en la presión de poro: este valor se determina teniendo en cuenta la variación del exceso en la presión de poro que se muestra en la figura 2.1.

$$u_0 = \frac{h_s^2 \gamma_w}{4.6052k} \frac{\alpha_e (1 + \bar{e})}{t} \quad 2.7$$

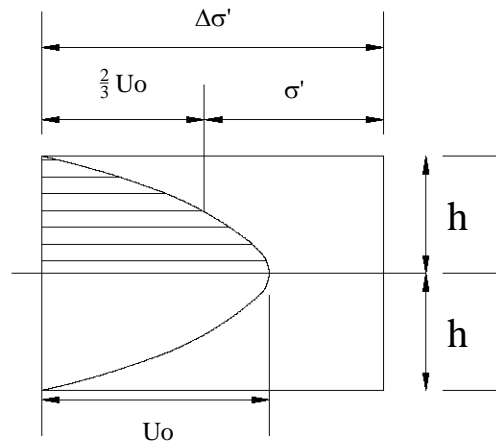


Figura 2.1 Distribución de la presión de poro

La variación de la presión de poro respecto al tiempo, se representa por isocronas parabólicas, debido a que el proceso de consolidación se concentra en las fronteras de la muestra durante la primera fase y a medida que pasa el tiempo y después de la compresión primaria el proceso se concentra en el interior de la muestra.

Una vez conocidos los valores de la velocidad de deformación y la presión de poro, éstos se grafican en función del tiempo en escala logarítmica, como se muestra en la figura 2.2 para los diferentes incrementos de carga.

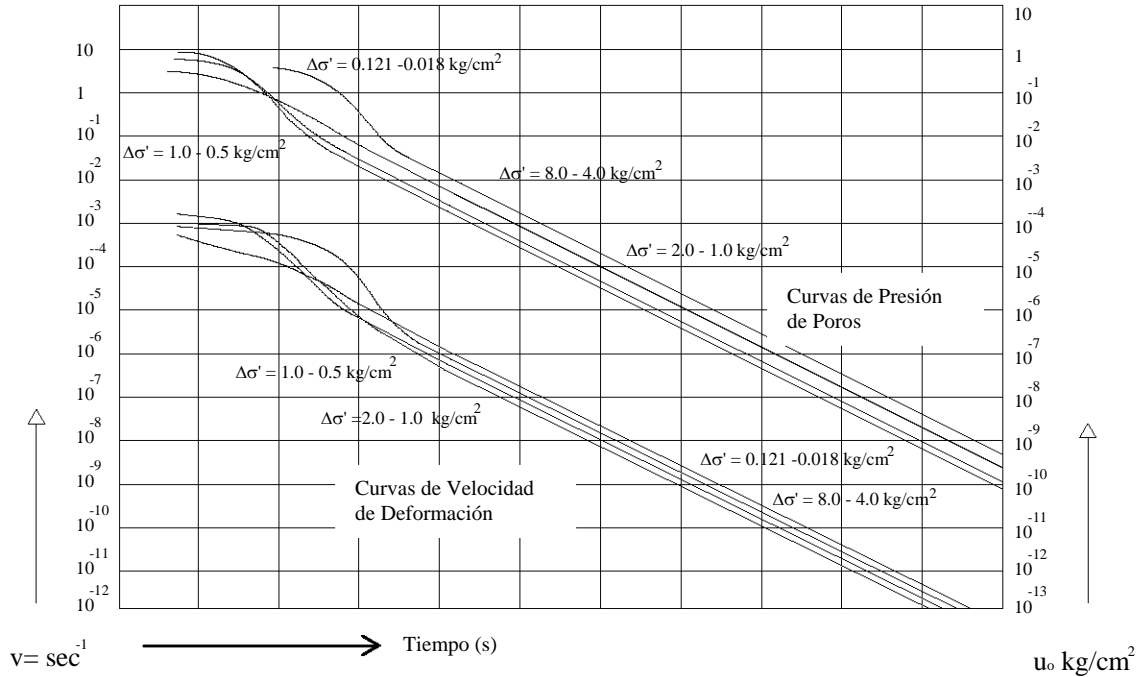


Figura 2.2 Curvas: velocidad de deformación y presión de poro vs. tiempo (Suklje 1957)

Para un valor determinado de la velocidad de deformación, se tiene un tiempo único para cada incremento de carga; a este tiempo le corresponde a su vez un valor de presión de poro, con lo cual es posible determinar la presión intergranular de la siguiente manera:

$$\bar{\sigma}' = \sigma - \frac{2}{3} u_o \tag{2.8}$$

Como se ve para efectos prácticos $\bar{\sigma}'$ es equivalente al esfuerzo efectivo medio. Con este procedimiento se puede dibujar una curva $\bar{\sigma}' - \bar{e}$, para un valor específico de la velocidad de deformación, al integrar las curvas $\bar{\sigma}' - \bar{e}$ para diferentes valores de velocidad de deformación, se obtiene la variación mostrada en la figura 2.3 (Isotaches).

A partir de estas curvas es posible determinar las curvas de consolidación para un estrato natural a través del tiempo.

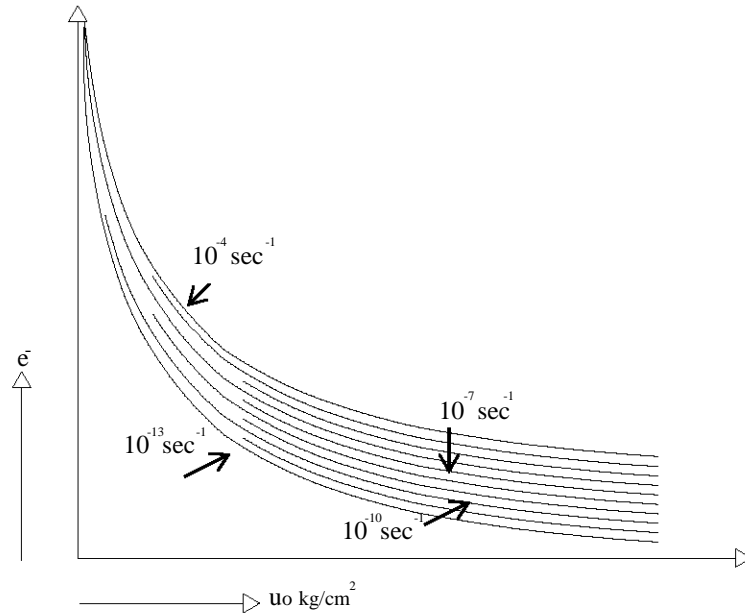


Figura 2.3 Curvas esfuerzo – relación de vacíos para diferentes velocidades de deformación (Isotaches, Suklje 1957)

Posteriormente Leroueil *et al.* (1985), basándose en este modelo, evaluaron el comportamiento reológico de arcillas naturales en Canadá, realizando ensayos de consolidación con diferentes procesos como: ensayos a velocidad de deformación controlada, ensayos de deformación diferida (creep), ensayos con gradiente controlado y ensayos convencionales con etapas de carga, con los cuales obtuvieron varios resultados para desarrollar el modelo del comportamiento reológico de las arcillas.

El modelo se refiere a deformaciones unitarias con el objetivo de eliminar las diferencias en la relación de vacíos inicial que se determina experimentalmente, y como se dijo anteriormente se define como una única relación entre $\sigma'_v - \varepsilon_v - \dot{\varepsilon}_v$, que equivale a una relación entre las variables: $\sigma'_v - e - \dot{e}$.

Para definir claramente las variables que influyen en el comportamiento reológico del suelo, y llegar a la conclusión de que este modelo se regía por la relación $R(\sigma'_v, e, \dot{e}) = 0$, se evaluó la influencia de la variación del esfuerzo efectivo con el tiempo $\dot{\sigma}'_v = \partial \sigma'_v / \partial t$. Para esto Leroueil *et al.* (1985), compararon los resultados de los ensayos con procesos de deformación controlada y los obtenidos al realizar ensayos de deformación diferida (creep). En los ensayos con procesos de deformación controlada la velocidad de deformación $\dot{\epsilon}_v = \partial \epsilon / \partial t$ es constante y el esfuerzo efectivo σ'_v aumenta continuamente. En los ensayos de deformación diferida (creep), se tiene que el esfuerzo efectivo es constante y por lo tanto $\dot{\sigma}'_v = \partial \sigma'_v / \partial t = 0$ después de que se ha disipado el exceso en la presión de poro.

Con los resultados obtenidos en los ensayos nombrados anteriormente y para analizar la influencia de la variación del esfuerzo efectivo $\dot{\sigma}'_v = \partial \sigma'_v / \partial t$, se graficaron los valores del esfuerzo efectivo contra la velocidad de deformación $\dot{\epsilon}_v = \partial \epsilon / \partial t$, para diferentes porcentajes de deformación, encontrando el comportamiento que se muestra en la figura 2.4.

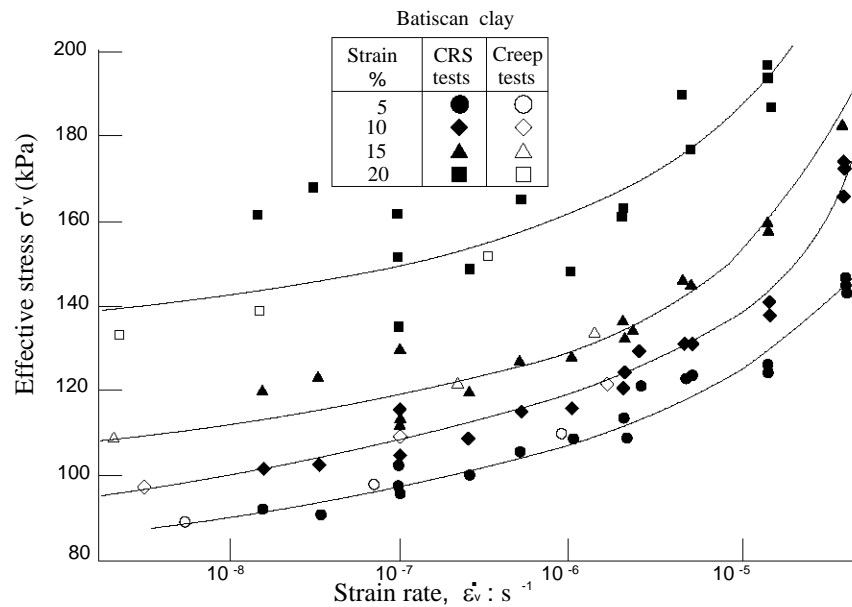


Figura 2.4 Curvas esfuerzo efectivo – velocidades de deformación para diferentes porcentajes de deformación (Leroueil, 1985)

Las curvas de la figura 2.4 corresponden a curvas $\sigma'_v - \dot{\epsilon}_v$ para porcentajes de deformación de 5%, 10% y 15%, para ensayos de velocidad de deformación constante y ensayos de deformación diferida (Creep). La similitud en el comportamiento independiente del tipo de ensayo realizado indica que la variación del esfuerzo efectivo $\dot{\sigma}'_v = \partial \sigma'_v / \partial t$ no tiene influencia en el comportamiento reológico de las arcillas y que la relación $\sigma'_v - \epsilon_v - \dot{\epsilon}_v$, es la que mejor representa el comportamiento de consolidación.

De la misma manera como se determinó la relación $\sigma'_v - \dot{\epsilon}_v$, se determinó una relación entre el esfuerzo de preconsolidación σ'_p y la velocidad de deformación $\dot{\epsilon}_v$. Para esto se usaron los resultados de los ensayos de deformación diferida y de velocidad de deformación constante nuevamente y se determinó el esfuerzo de preconsolidación para cada uno. Se graficó este esfuerzo σ'_p contra la velocidad de deformación $\dot{\epsilon}_v$, los resultados se muestran en la figura 2.5.

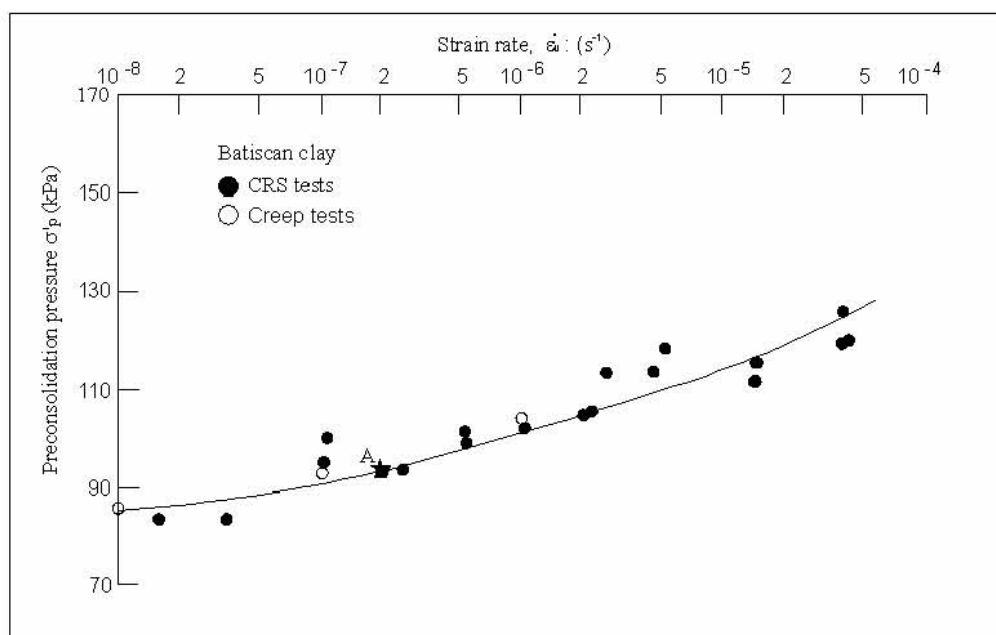


Figura 2.5 Esfuerzo de preconsolidación vs. velocidad de deformación (Leroueil, 1985)

Como se puede ver la figura 2.4 $\sigma'_v - \dot{\epsilon}_v$ y la figura 2.5 $\sigma'_p - \dot{\epsilon}_v$, tienen la misma tendencia, por esta razón el esfuerzo efectivo σ'_v se normalizó respecto al esfuerzo de preconsolidación σ'_p correspondiente para una velocidad de deformación $\dot{\epsilon}_v$. Este valor normalizado $\sigma'_v / \sigma'_p(\dot{\epsilon}_v)$, se graficó contra la deformación vertical ϵ_v para diferentes ensayos de velocidad de deformación controlada, encontrando que existe un rango limitado que define el comportamiento para un suelo específico, como se muestra en la figura 2.6.

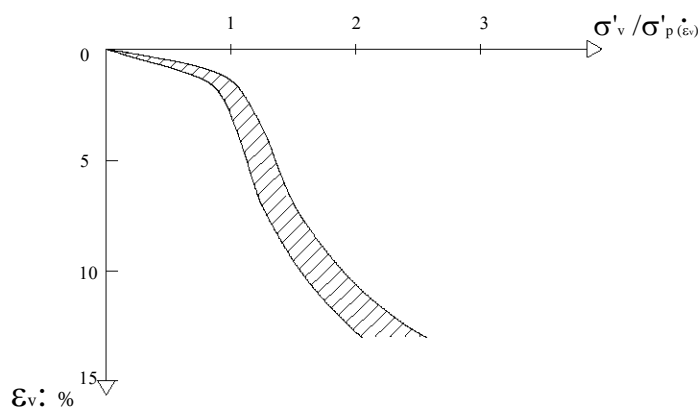


Figura 2.6 Rango de comportamiento relación $\sigma'_v / \sigma'_p(\dot{\epsilon}_v)$ vs. $\dot{\epsilon}_v$
(Leroueil, 2001)

De los resultados analizados por Leroueil *et al.* (1985) se puede concluir que la variación de la presión de preconsolidación con la velocidad de deformación es muy similar de una arcilla a otra, mientras que las curvas $\sigma'_v / \sigma'_p(\dot{\epsilon}_v) - \epsilon_v$ varían de una arcilla a otra, pero tienden a caer dentro de un mismo rango.

El modelo presentado indica que el comportamiento reológico de arcillas naturales se describe por dos funciones:

$$\sigma'_p = f(\dot{\epsilon}_v) \tag{2.9}$$

$$\frac{\dot{\sigma}'_v}{\dot{\sigma}'_p} = g(\varepsilon_v) \quad 2.10$$

La primera función representa la capacidad de la arcilla a la deformación diferida (creep) y la segunda representa la reacción de la estructura, su comportamiento mineralógico y su historia geológica. Una vez conocidas estas dos relaciones para un suelo dado, cualquier relación esfuerzo, deformación - velocidad de deformación, puede ser reconstruida fácilmente y al combinar las dos expresiones anteriores se llega a la siguiente expresión:

$$\dot{\varepsilon}_v = f^{-1} \left[\frac{\dot{\sigma}'_v}{g(\varepsilon_v)} \right] \quad 2.11$$

Esta ecuación se deriva de las ecuaciones 2.9 y 2.10, las cuales están en función de la presión de preconsolidación σ'_p . Esto se debe a que el esfuerzo de preconsolidación es la característica más importante de las arcillas, ya que después de superar este esfuerzo las deformaciones que ocurren en la estructura del suelo son significativas. De aquí la importancia de definir su valor con la mayor exactitud posible.

Sin embargo la determinación del esfuerzo de preconsolidación depende del tipo y las características del ensaye empleado en el laboratorio, por lo tanto es de gran importancia encontrar una técnica de laboratorio que represente de la mejor manera el comportamiento que presentan los suelos *in situ*, con el fin de determinar un valor más confiable del esfuerzo de preconsolidación con base en los resultados experimentales que arrojen la pruebas. Leroueil (1983) realizó ensayos de consolidación con diferentes procesos y para cada uno determinó el esfuerzo de preconsolidación σ'_p , mediante el método de Casagrande y lo graficó contra la velocidad de deformación $\dot{\varepsilon}_v$, encontrando que todos siguen la misma tendencia.

La variación entre el σ'_p obtenido con ensayos convencionales y el obtenido para ensayos con velocidad de deformación controlada según los resultados mostrados por Leroueil (1985), está dada por la siguiente expresión:

$$\sigma'_{p(3.5-5 \cdot 10^{-6} s^{-1})} = 1.28 \sigma'_{p(conv)} \quad 2.12$$

Se puede concluir de los resultados de estos ensayos, que existen muchos factores que influyen en el comportamiento reológico de las arcillas como la velocidad de deformación y el tipo de ensayo empleado.

El modelo elasto-viscoplástico que se analiza en este trabajo toma en cuenta algunos aspectos prácticos del comportamiento esfuerzo – deformación de los suelos, los cuales se analizan a continuación:

- En una prueba de odómetro convencional, donde la aplicación de cada incremento de carga es de 24 horas, se obtienen curvas de esfuerzo efectivo –deformación $\sigma'_v - \epsilon_v$, que no son continuas sino que describen etapas del comportamiento del suelo. Esto se explica fácilmente, ya que la velocidad de deformación que experimenta el suelo inmediatamente después de la aplicación de la carga es mayor y a medida que pasa el tiempo esta velocidad de deformación disminuye. Al aplicar el nuevo incremento de carga se vuelve a repetir este comportamiento, esto se puede ver en la figura 2.7.

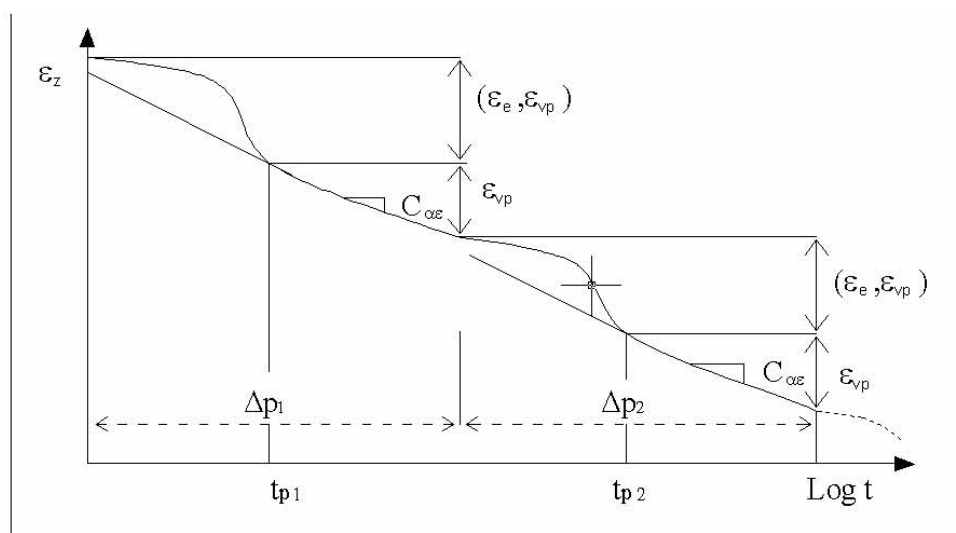


Figura 2.7 Deformación diferida

Al mismo tiempo que el suelo experimenta una velocidad de deformación alta, se generan como respuesta presiones de poro altas, las cuales a medida que va pasando el tiempo disminuyen de una manera casi desapercibida.

Analizando el comportamiento anterior para los sub-estratos de un depósito de suelo, las curvas esfuerzo efectivo – deformación ($\sigma'_v - \varepsilon_v$) para cada sub-estrato, varían según su historia de esfuerzos, Mesri *et al.* (1992). Este comportamiento se puede ver en la figura 2.8, el estrato que se ubica cerca de la superficie de drenaje presenta una velocidad de deformación y un esfuerzo efectivo mayores a los que experimentan los estratos sub-secuentes.

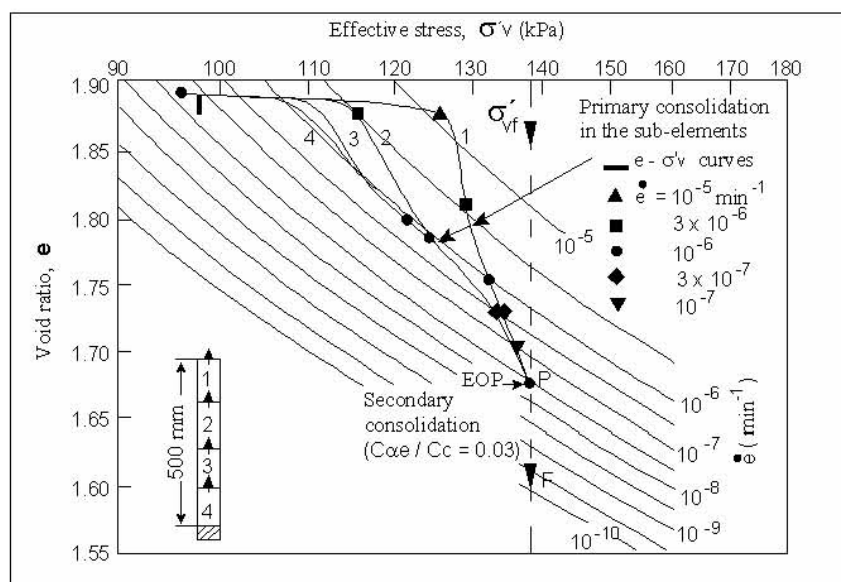


Figura 2.8 Consolidación de un estrato de arcilla. (Leroueil, 2001)

En ensayos donde se mantiene una deformación volumétrica constante se tiene que a mayor velocidad de deformación se presenta un mayor exceso en la presión de poro, lo que a la vez causa una disminución del esfuerzo efectivo, (Leroueil, 1985). Esto también fue reportado por Yushikuni (1994), cuyos valores de la presión de poro se muestran en la figura 2.9, en la que el Caso 1 corresponde a la mayor velocidad de deformación y es en la que se presentan mayores presiones de poro.

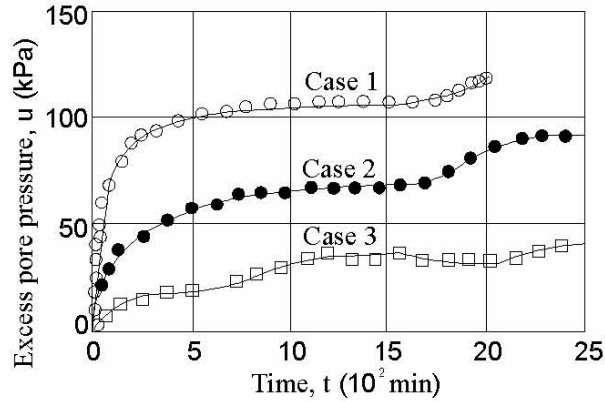


Figura 2.9 Variación presión de poro. (Leroueil, 2001)

De lo expuesto anteriormente se puede concluir que los ensayos de velocidad de deformación constante permiten una aplicación de carga continua y se obtiene una deformación volumétrica constante. Sin embargo es importante controlar el exceso en la presión de poro que se genera en la base de la muestra, evitando valores mayores al 30% con respecto al esfuerzo efectivo.

- Las curvas esfuerzo efectivo - deformación $\sigma'_v - \varepsilon_v$, obtenidas en los ensayos convencionales difieren de las obtenidas en los ensayos de velocidad de deformación constante. Esto debido a que la velocidad de deformación obtenida en los ensayos convencionales corresponde a valores de 10^{-7} s^{-1} o menos, mientras que en los ensayos de velocidad de deformación constante se tienen valores iguales o mayores a 10^{-6} s^{-1} . El principal efecto que se presenta con esta variación es que el valor de la presión de preconsolidación se incrementa un 25% ó más en los ensayos de velocidad de deformación constante.
- La velocidad de deformación obtenida *in situ* es más pequeña que la alcanzada en las pruebas de laboratorio, por lo que la curva $\sigma'_v - \varepsilon_v$ de un suelo *in situ* sometido a consolidación unidimensional se encuentra por debajo de la curva obtenida en el laboratorio.

- Las curvas $\sigma'_v - \varepsilon_v$ obtenidas para varias velocidades de deformación, tienden a ubicarse dentro de un rango de variación cuando se normaliza el esfuerzo efectivo con respecto al esfuerzo de preconsolidación.
- El efecto de la temperatura combinado con el efecto de la velocidad de deformación, influye directamente en las propiedades viscosas de los suelos arcillosos, por lo tanto la presión de preconsolidación puede describirse en función de la velocidad de deformación y la temperatura.

2.2. ECUACIONES CONSTITUTIVAS DEL MODELO

El modelo asume que para un proceso de consolidación unidimensional, la variación de deformación total respecto al tiempo $\dot{\varepsilon}_v$, es la suma de una componente elástica $\dot{\varepsilon}_v^e$, y una componente visco-plástica $\dot{\varepsilon}_v^{vp}$; de la siguiente manera:

$$\dot{\varepsilon}_v = \dot{\varepsilon}_v^e + \dot{\varepsilon}_v^{vp} \tag{2.13}$$

El modelo considera que las curvas $\sigma'_v - \varepsilon_v$ obtenidas en un proceso de consolidación en el que se varía la velocidad de deformación, son como las que se muestran en la figura 2.10. La curva esfuerzo deformación varía dependiendo del tipo de ensaye y de la evolución de la velocidad de deformación. En este caso las curvas que se muestran en la figura 2.10 son paralelas entre sí, en el tramo normalmente consolidado y con una separación constante. Cada curva corresponde a una velocidad de deformación particular.

La componente elástica se determina a partir de la figura 2.10, mediante la siguiente expresión:

$$\dot{\varepsilon}_v^e = \frac{K}{1+e_o} * \frac{\dot{\sigma}'_v}{\sigma'_v} \tag{2.14}$$

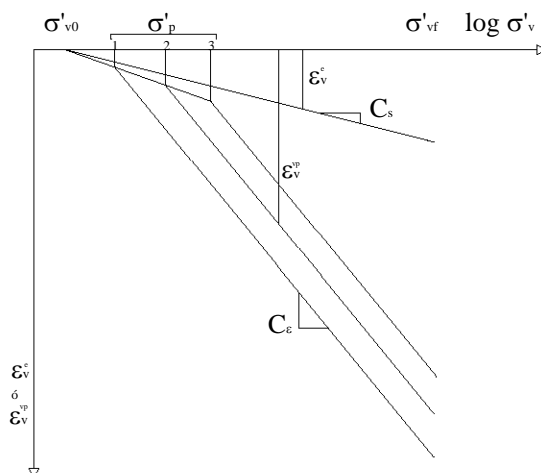


Figura 2.10 Relación σ'_v vs. ϵ_v (Leroueil, 2001)

Donde e_0 es la relación de vacíos inicial, K corresponde al índice de recomposición y está dado por la siguiente expresión:

$$K = \frac{C_s}{\ln 10} \quad 2.15$$

En la expresión 2.15, C_s es la pendiente del tramo de recomposición de la curva σ'_v - ϵ_v . El término $\dot{\sigma}'_v$ corresponde a la variación del esfuerzo efectivo con el tiempo. En función del esfuerzo efectivo inicial σ'_v , la presión de poro u y la sobrecarga L , se tiene que el esfuerzo efectivo se define como:

$$\sigma'_v = \sigma'_{v0} + L - u \quad 2.16$$

La componente visco-plástica se describe por dos funciones, la primera que relaciona la presión de preconsolidación σ'_p , como una función de la velocidad de deformación $\dot{\epsilon}_v$, como se muestra en la figura 2.11

$$\sigma'_p = f\left(\dot{\epsilon}_v^{vp}\right) \quad 2.17$$

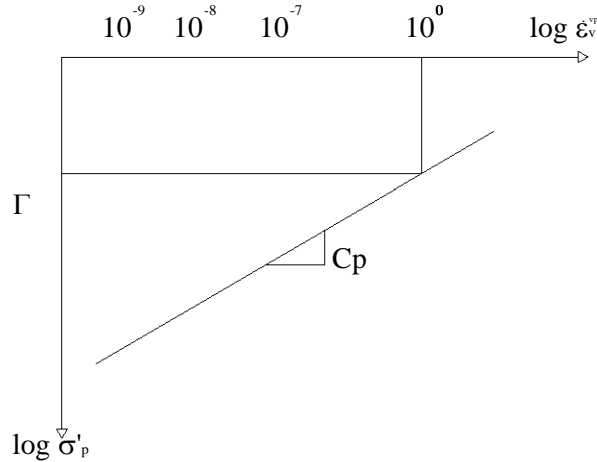


Figura 2.11 Relación σ'_p vs. $\dot{\varepsilon}_v^{vp}$ (Leroueil, 2001)

Los resultados experimentales mostrados por Leroueil (1985), siguen la tendencia que se muestra en la figura 2.11, donde el esfuerzo de preconsolidación se relaciona con la velocidad de deformación con la siguiente expresión:

$$\log \sigma'_p = \Gamma + C_p \log \dot{\varepsilon}_v^{vp} \quad 2.18$$

En la expresión 2.18 se tiene que:

Γ es el valor de $\log \sigma'_p$ cuando $\dot{\varepsilon}_v$ es igual a 1 (10^0)

C_p es el índice de preconsolidación, cuyos valores equivalen a la relación entre el coeficiente de consolidación secundaria y el índice de compresión $C_{\alpha\varepsilon}/C_c$, Leroueil y Marques (1996).

La segunda función relaciona el esfuerzo efectivo normalizado con respecto al esfuerzo de preconsolidación asociado a la velocidad de deformación $\frac{\sigma'_v}{\sigma'_p}(\dot{\varepsilon}_v^{vp})$, como una función de la deformación, ver figura 2.10.

$$\frac{\sigma'_v}{\sigma'_p}(\dot{\varepsilon}_v^{vp}) = g(\dot{\varepsilon}_v^{vp}) \quad 2.19$$

Para ciertos rangos de deformación y teniendo en cuenta la figura 2.10, la anterior expresión se puede escribir como:

$$\log\left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_p}\right) = \varepsilon_{oi} + c_\varepsilon \varepsilon_v^{vp} \quad 2.20$$

De la expresión 2.20 se tiene que:

c_ε es el índice de compresión

ε_{oi} es el valor en la ordenada para el esfuerzo de preconsolidación.

Teniendo en cuenta las dos funciones anteriores se puede expresar la componente viscoplástica como:

$$\dot{\varepsilon}_v^{vp} = f^{-1}\left[\frac{\sigma'_v}{g(\varepsilon_v^{vp})}\right] \quad 2.21$$

Como se puede ver en la expresión 2.21, la componente viscoplástica de la deformación ε_v^{vp} , es función de la variación de la deformación viscoplástica en el tiempo $\dot{\varepsilon}_v^{vp}$, y no de la variación del esfuerzo efectivo en el tiempo $\dot{\sigma}_v$.

Reemplazando las expresiones 2.18 y 2.20 en la ecuación 2.21, se puede obtener la componente viscoplástica de la variación de la deformación total en el tiempo. Eliminando el término que involucra el esfuerzo de preconsolidación de las expresiones 2.18 y 2.20, se tiene que:

$$\log \sigma'_v = \varepsilon_{oi} + C_\varepsilon * \varepsilon_v^{vp} + \Gamma + C_p \log(\dot{\varepsilon}_v^{vp}) \quad 2.22$$

Despejando la variación de la deformación viscoplástica de la expresión 2.22, se llega a la siguiente expresión:

$$\dot{\varepsilon}_v^{vp} = 10 \left[(\log \sigma'_v - \Gamma - \varepsilon_{oi} - C_\varepsilon \varepsilon_v^{vp}) / C_p \right] \quad 2.23$$

Reemplazando el valor de las componentes elástica y visco plástica, se tiene que la variación de la deformación total en el tiempo se define como:

$$\dot{\varepsilon}_v = \frac{K}{1 + e_0} \frac{\dot{\sigma}'_v}{\sigma'_v} + 10 \left[(\log \sigma'_v - \Gamma - \varepsilon_{oi} - C_\varepsilon \varepsilon_v^{vp}) / C_p \right] \quad 2.24$$

De la expresión 2.24 la componente total de la deformación se determina como:

$$\varepsilon_v = \int \dot{\varepsilon}_v \quad 2.25$$

3. TÉCNICAS EXPERIMENTALES

3.1. INTRODUCCIÓN

Los parámetros de compresibilidad se determinan mediante la realización de pruebas de laboratorio. El ensaye más común es la prueba de consolidación convencional, en la que se aplican de 6 a 8 incrementos de carga, durante cada uno de los cuales el esfuerzo se mantiene constante por un tiempo de 24 horas. El ensaye se realiza en un consolidómetro de anillo fijo o flotante y las variables que se miden son los desplazamientos verticales en tiempos determinados. El registro de los datos se hace de manera manual y la ejecución de la prueba tarda de dos a tres semanas.

Con el fin de reducir el tiempo de ejecución de las pruebas de consolidación, se han desarrollado algunas variantes a la prueba convencional, como las pruebas de velocidad de deformación constante, gradiente controlado y carga continua, las cuales se han denominado pruebas continuas de consolidación.

La prueba de velocidad de deformación constante (Constant Strain Rate, *CRS*), ha sido la más utilizada desde hace varias décadas, principalmente para fines investigativos. El procedimiento para realizar la prueba se describe en la norma ASTM D4186-82.

Hamilton y Crawford, introdujeron la prueba de velocidad de deformación constante y posteriormente otros investigadores como Smith y Wahls (1969) y Wissa *et al.* (1971) desarrollaron teorías para interpretar los resultados.

Dentro de las ventajas que ofrece el procedimiento de velocidad de deformación constante, se encuentra la reducción del tiempo en la ejecución de la prueba, las variables que se pueden medir, la continuidad de la curva esfuerzo deformación y la instrumentación con la que se cuenta actualmente para la adquisición de datos.

3.2. ENSAYE DE VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN CONSTANTE

El principio de los ensayos de velocidad de deformación constante es permitir que la muestra se deforme verticalmente con una razón de cambio constante entre la variación de la altura y el tiempo, como se expresa en la ecuación 3.1

$$\partial(\Delta H / H) / \partial t = \text{Constante} \quad 3.1$$

En las pruebas de velocidad de deformación constante la variable que se controla es el desplazamiento vertical del disco de carga, por lo que este procedimiento corresponde realmente a pruebas de velocidad de desplazamiento constante. El desplazamiento vertical del disco de carga representa la disminución de la altura de la muestra, la cual se puede expresar en términos de deformación unitaria vertical. En este trabajo, los resultados experimentales se muestran en términos de deformación unitaria, por lo tanto en lo que sigue estas pruebas se seguirán llamando pruebas de velocidad de deformación constante.

El ensaye puede realizarse en muestras inalteradas o muestras remoldeadas, y requiere la aplicación de una contrapresión para saturar la muestra, la cual debe mantenerse durante todo el ensaye. La aplicación de la carga es gradual con el fin de mantener una deformación unitaria de la muestra constante durante el ensaye. La aplicación gradual de carga genera un esfuerzo vertical y una presión de poro en la base de la muestra, cuyos valores se registran durante el ensaye.

La prueba se realiza en dos etapas. La primera, es la saturación de la muestra por medio de la aplicación de una contrapresión. La segunda etapa es la consolidación mediante la aplicación gradual de carga por medio de un disco de carga. Para determinar la velocidad de deformación de las pruebas se han establecido varios criterios. Uno de éstos, se describe en la norma ASTM D4186-82 y se basa en el valor del Límite Líquido de la muestra, su relación se muestra en la Tabla 3.1. La velocidad de deformación de la muestra durante el ensaye se puede escoger usando diferentes criterios, pero controlando que el exceso en la presión de poro generado en la base de la muestra, sea entre el 3% y el 20% de la carga total aplicada.

Tabla 3.1 Relación Ll – velocidad de deformación (ASTM D-4186)

Límite líquido (%)	Velocidad de deformación (% / min)
0 - 40	0.04
40 - 60	0.01
60 - 80	0.004
80 - 100	0.01
100 - 120	0.0004
120 - 140	0.0001

Las primeras investigaciones realizadas sobre la influencia de la velocidad de deformación en los suelos, fueron realizadas por Hamilton y Crawford (1959), quienes comprobaron, que la estructura del suelo presenta alta resistencia a la compresión, que es dependiente del tiempo, ya que a mayor velocidad de deformación el suelo tiene una menor compresibilidad o una mayor resistencia plástica. Sin embargo fueron Smith y Wahls (1969), quienes desarrollaron una teoría con el fin de interpretar los resultados de los ensayos, la cual se basó en las siguientes hipótesis:

- El suelo es homogéneo y se encuentra totalmente saturado.
- El agua y los sólidos son incompresibles, en relación al esqueleto del suelo
- Se cumple la ley de Darcy para el flujo de agua a través del suelo
- El suelo está lateralmente confinado y el drenaje ocurre solamente en dirección vertical.
- El desplazamiento vertical del borde superior de la muestra es constante. Debido al confinamiento lateral, el área transversal de la muestra permanece constante y por lo tanto la variación volumétrica es constante.
- Existe una relación lineal entre la relación de vacíos y la profundidad.

Según la teoría de consolidación de Terzaghi, la distribución de esfuerzos dentro de una masa de suelo, depende de las condiciones de drenaje y carga. Para el caso de una muestra de suelo sometida a un ensaye de velocidad de deformación constante, donde se permite el drenaje sólo por la cara superior, la distribución de esfuerzos es como se muestra a continuación:

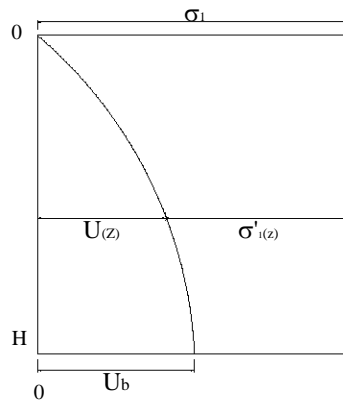


Figura 3.1 Distribución de esfuerzos (Smith y Wahls, 1969)

Como se ve en la figura 3.1, en la frontera superior para $H=0$, la presión de poro es nula $u_b=0$, debido a que es por esa cara por la que se permite el drenaje. Para la frontera inferior corresponde el valor máximo u_b . Si la presión de poro en la base es alta con relación al esfuerzo total aplicado, se producen esfuerzos efectivos más altos en la parte superior, lo que a la vez genera relaciones de vacíos menores en la parte superior. Lo anterior sirve para determinar la influencia que tiene la relación u_b/σ , sobre la relación de vacíos para una profundidad y tiempo dados.

El comportamiento y la confiabilidad de la curva esfuerzo - deformación, dependen del exceso en la presión de poro que se genere en la base de la muestra, más exactamente, de la relación u_b/σ , ya que entre más alta sea esta relación, mayor será la variación de la relación de vacíos con la profundidad.

En general se acepta que los valores de la relación u_b/σ varíen entre 4% y 30%, sin embargo autores como Sällfors (1975), recomiendan un valor máximo del 15%.

Considerando que la muestra se encuentra confinada lateralmente y que la velocidad de deformación de la muestra se mantiene constante, el área transversal A también se mantiene constante, esto implica que la variación del volumen de la muestra respecto al tiempo se comporte de la misma manera. Expresando lo anterior matemáticamente se tiene que:

$$\begin{aligned} \frac{dV}{dt} &= -RA \\ \frac{dV}{dt * A} &= \frac{dH}{dt} = -R \end{aligned} \tag{3.2}$$

En la expresión 3.2, R se define como la variación del desplazamiento del borde superior de la muestra respecto al tiempo, esto a su vez representa la velocidad de desplazamiento del límite superior de la muestra y el signo negativo indica la disminución de la altura que se presenta en la muestra. La variación del volumen de la muestra expresada en función de la relación de vacíos media \bar{e} es:

$$\frac{d\bar{e}}{dt} = \frac{-RA}{Vs} = -r = \text{Constante.} \tag{3.3}$$

En la expresión 3.3, r se define como la variación de la relación de vacíos media respecto al tiempo. Para un espesor H de la muestra de suelo, la relación de vacíos media se expresa como (Smith y Walhs,1969):

$$\bar{e} = \frac{1}{H} \int_0^H e dz \tag{3.4}$$

La relación de vacíos en cualquier punto z y tiempo t , se expresa como una función lineal de la forma:

$$e(z,t) = g(z)t + e_0 \tag{3.5}$$

En la expresión 3.5 la función $g(z)$ es una función que depende de la profundidad. Para determinar la nueva relación de vacíos transcurrido un tiempo t , y suponiendo que la función $g(z)$ es lineal, se tiene:

$$e = e_0 - rt \left[1 - \frac{b}{r} \left(\frac{z - 0.5H}{H} \right) \right] \quad 3.6$$

En la expresión (3.6), e_0 es la relación de vacíos inicial y H es el espesor de la muestra. Si la expresión anterior representa la relación de vacíos para cualquier profundidad y tiempo, el parámetro b , se define como una constante del suelo que depende de la variación de la relación de vacíos con la profundidad y el tiempo.

Si se relaciona el parámetro b con el parámetro r , el término b/r que aparece en la ecuación 3.6, indica la variación de la relación de vacíos con la profundidad y es un parámetro adimensional.

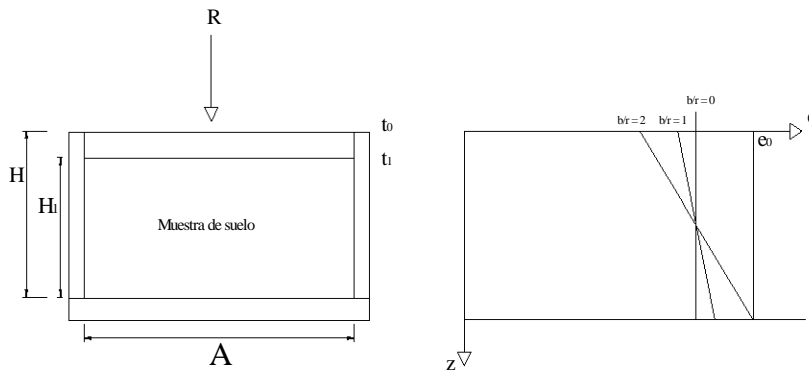


Figura 3.2 Variación del parámetro b/r

La figura 3.2 se construye a partir de la ecuación 3.6. Si se mantiene constante el valor de r y se varía el valor de la constante b , la relación b/r representa la pendiente de las rectas, lo que indica que esta relación influye directamente en la variación de la relación de vacíos con la profundidad.

Cuando $b/r = 0$, se tiene una relación de vacíos que varía uniformemente con la profundidad, para valores de $b/r = 2$, se obtiene una relación de vacíos constante en la base de la muestra. La relación b/r , tiene gran influencia en el valor de la presión de poro que se obtenga, de la siguiente manera:

- $b/r = 0$

$$u = \frac{\gamma_w r}{k(1+e)} \left(Hz - \frac{z^2}{2} \right) \quad 3.7$$

- $b/r \neq 0$

$$u = \frac{\gamma_w r}{k(1+e)} \left(Hz - \frac{z^2}{2} \right) - \frac{b}{r} \left(\frac{z^2}{4} - \frac{z^3}{6H} \right) \quad 3.8$$

Para obtener la presión de poro en la base de la muestra $z = H$, la ecuación 3.8 se puede expresar como:

$$u_b = \frac{\gamma_w r H^2}{k(1+e)} \left(\frac{1}{2} - \frac{b}{r} \left(\frac{1}{12} \right) \right) \quad 3.9$$

El esfuerzo efectivo medio vertical se determina como:

$$\bar{\sigma}'_1 = \sigma_1 - \alpha u_b \quad 3.10$$

En la expresión 3.10, α representa la variación de la presión de poro media de la muestra respecto a su valor medido en la base:

$$\alpha = \frac{\bar{u}}{u_b} \quad 3.11$$

Smith y Wahls (1969), mostraron la variación de α con la variación de la relación b/r , la cual se muestra a continuación:

Tabla No. 3.2 Relación b/r con el parámetro α

b/r	0	0.5	1	1.5	2.0
α	0.667	0.682	0.7	0.722	0.75

La determinación del coeficiente de consolidación c_v , a partir de la presión de poro medida en la base de la muestra se puede obtener mediante la siguiente expresión:

$$c_v = \frac{H^2}{a_v} \frac{r}{u_b} \left[\frac{1}{2} - \frac{b}{r} \left(\frac{1}{12} \right) \right] \quad 3.12$$

El primer término de la expresión 3.12 corresponde al aporte de Terzaghi en la teoría de consolidación en el que $a_v = \partial e / \partial p$, representa el módulo de compresibilidad, definido como la variación de la relación de vacíos respecto a la variación de presión.

Posteriormente, Wissa *et al.* (1971) desarrollaron una teoría, basada en ensayos realizados en suelos remoldeados. Observaron que durante la realización de la prueba ocurre un estado transitorio, que se presenta en el suelo inmediatamente después de que se inicia la aplicación de la carga, y posteriormente cuando se han estabilizado las condiciones, se considera un estado estable. La teoría fue desarrollada para condiciones estables y asumieron que las deformaciones que se presentan en la muestra de suelo son infinitesimales y que el coeficiente de consolidación es independiente de la profundidad para cualquier tiempo.

Wissa *et al.* (1971), concluyeron además que para pequeñas velocidades de deformación se generan pequeños incrementos en la presión de poro, con lo cual es casi imposible determinar el coeficiente de consolidación. Esta teoría propone que la velocidad de deformación recomendable debe ser aquella en la que se genera una relación u_b/σ entre el 5% y el 2%.

3.3. DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO UTILIZADO

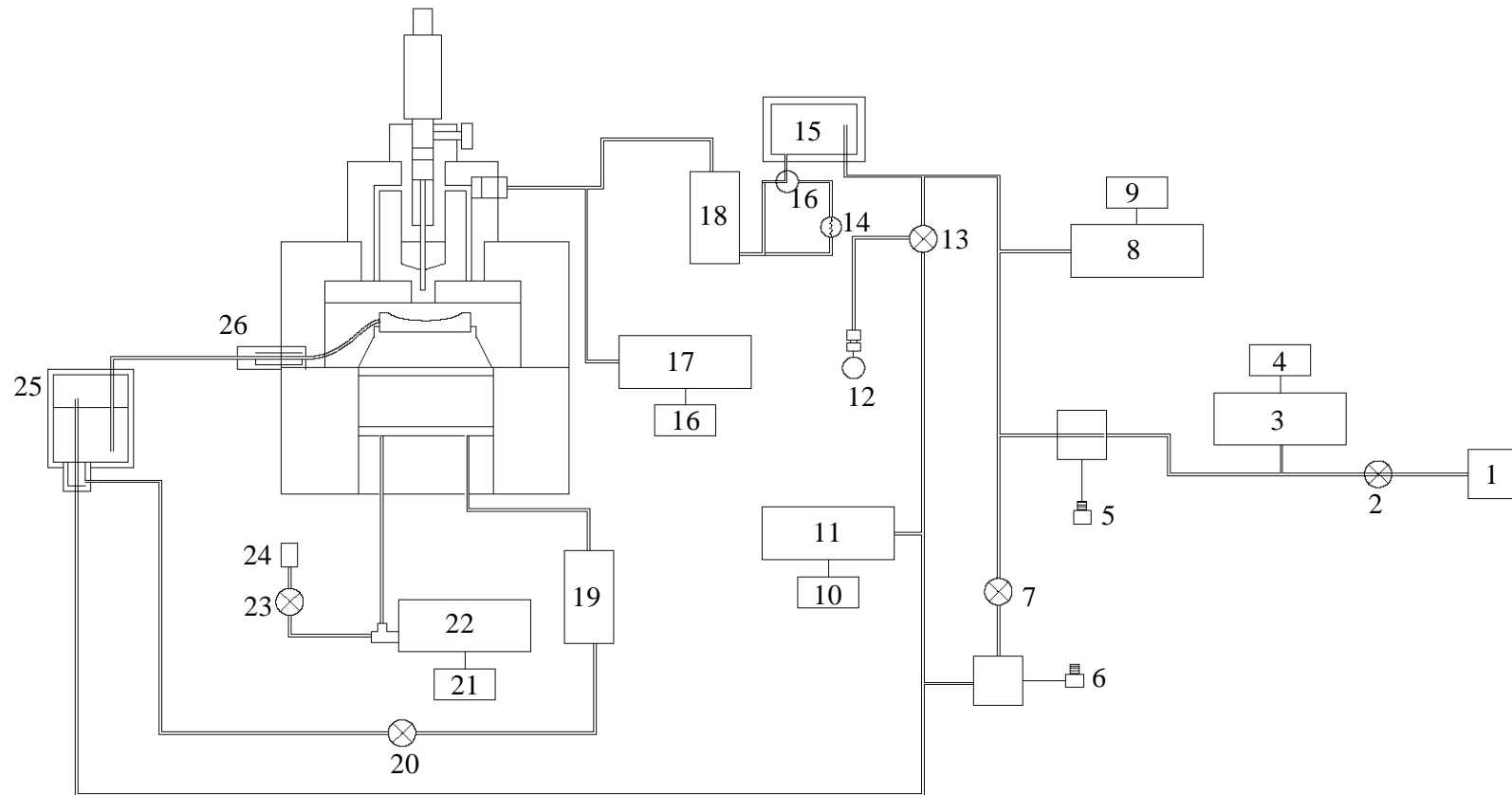
El equipo utilizado en este trabajo es un consolidómetro neumático que se puede controlar ya sea manualmente o por computadora. El consolidómetro cuenta con los programas necesarios para realizar diferentes tipos de pruebas de consolidación como son: carga incremental, velocidad de deformación constante y gradiente controlado.

El equipo cuenta con transductores tipo WT, cuyo rango de presión es de -1 kg/cm^2 hasta 35 kg/cm^2 y una precisión de ± 0.2 . Estos transductores miden la variación de la presión de poros en la base, la carga axial y la contrapresión. El desplazamiento vertical se mide por medio de un transductor de desplazamiento lineal (LDT) con una precisión de $\pm 0.0001 \text{ mm}$.

La señal de los transductores se adquiere de forma automática por medio de una tarjeta de datos que almacena la información en la computadora y posteriormente la despliega en la pantalla. El consolidómetro es de anillo fijo, con un diámetro exterior de 136 mm , un diámetro interior de 63.5 mm y una altura de 21.7 mm . El material del anillo es aluminio, cubierto por una capa de teflón que ayuda a disminuir los efectos de fricción. Las componentes del equipo se pueden apreciar en las figuras 3.3 y 3.4



Figura 3.3 Equipo de consolidación neumático



- | | | |
|---|--|---|
| 1. Conexión | 10. Panel medidor contrapresión | 19. Válvula solenoide de presión de poros |
| 2. Válvula principal de suministro de presión | 11. Transductor contrapresión | 20. Válvula de equilibrio |
| 3. Transductor de suministro de presión | 12. Manómetro (Test Gauge) | 21. Panel medidor presión de poros |
| 4. Panel medidor | 13. Válvula de paso (Carga o contrapresión) | 22. Transductor presión de poros |
| 5. Control de presión de carga | 14. Válvula solenoide | 23. Válvula de purga |
| 6. Control de contrapresión | 15. Reservorio presión de carga (interfase aire -aceite) | 24. Tanque para válvula de purga |
| 7. Válvula de paso | 16. Panel medidor presión de carga | 25. Reservorio de agua de saturación (Interfase aire- agua) |
| 8. Transductor de presión de carga | 17. Transductor presión de carga aplicada | 26. Conector de agua de saturación. |
| 9. Panel medidor presión de carga | 18. Válvula solenoide de carga | |

Figura No. 3.4 Equipo neumático de consolidación

3.4. LABRADO Y MONTAJE DE LA MUESTRA

Con el fin de realizar varios ensayos en un mismo tipo de suelo, se eligen aquellas muestras que se encuentren dentro de un tubo shellby que tenga una altura de 20cm. Se extrae el suelo del tubo muestreador y se corta una porción de 5cm de altura. La muestra restante se encera y se guarda en el cuarto húmedo.

Para labrar la muestra se cuenta con un anillo cortador de acero inoxidable, antes de usarlo debe cubrirse con una capa de aceite. Este anillo se usa como guía y la muestra de suelo debe quedar dentro de este anillo, como se muestra en la figura 3.5. Con el material restante se determinan las propiedades del material como contenido de agua, límites de consistencia y densidad de sólidos.



Figura 3.5 Labrado de la probeta

Antes de iniciar el montaje de la muestra en el equipo, el anillo de consolidación y los discos de carga deben engrasarse, después se ubican las piedras porosas y el papel filtro. Posteriormente se coloca el anillo cortador con la muestra de suelo en su interior, sobre las guías del anillo de consolidación (Ver figura 3.6) y sobre éste se ubican los discos de carga, a los cuales se les aplica una suave presión con los dedos para deslizar la muestra e introducirla dentro del anillo de consolidación.

Una vez montada la muestra dentro del anillo de consolidación se colocan sobre ella el domo y el micrómetro digital. Con el fin de garantizar el buen funcionamiento del equipo se debe verificar la posición del disco de carga, suministrar al reservorio de presión el agua necesaria para saturar el sistema y purgar el sistema para dar salida a las burbujas de aire.



Figura No. 3.6 Ubicación de la probeta en el consolidómetro

Antes de la realización de cada ensayo es necesario calibrar el consolidómetro, cuyos datos son almacenados en un archivo de datos.

3.5. PROCEDIMIENTO DE LA PRUEBA

La prueba se realiza en dos etapas, saturación y consolidación. La etapa de saturación, consiste en aplicar una contrapresión, que en este caso fue de 148 kPa. La etapa de saturación se realiza en cuatro etapas, con incrementos de 37 kPa, hasta alcanzar el valor deseado.

La etapa de consolidación se programa en el computador para lo cual se determina el valor del esfuerzo efectivo máximo que se quiere alcanzar. También se define si se realiza ciclo de descarga y recarga. El desplazamiento del disco de carga se controla a través del transductor LDT y por medio de la apertura de una llave de control. Durante la realización del ensayo se registran los valores de presión aplicada y presión de poro en la base de la muestra.

El tiempo de ejecución de la prueba va a depender de la velocidad de desplazamiento del disco. En este caso para una velocidad lenta, se tiene un tiempo de ejecución de 5 a 8 días y para una velocidad rápida el tiempo de ejecución llega a estar entre uno y dos días.

A medida que se realiza el ensaye, la señal de los transductores es enviada a la computadora por medio de la tarjeta de adquisición de datos y la información se despliega en la pantalla a través de la curva esfuerzo – deformación de manera continua. Los datos son almacenados por la computadora en el archivo que se crea antes de iniciar la prueba.

3.6. CALIBRACIÓN DEL EQUIPO

La calibración del equipo se puede realizar manualmente o usando el software del equipo. El procedimiento manual se realiza aplicando incrementos de presión al equipo, por medio de la apertura de una llave de control. La señal de la presión aplicada llega a los transductores y su valor se puede observar en los paneles de lectura. El valor de la presión aplicada se controla con la lectura que se registra el manómetro. Para construir la curva de calibración se toman las lecturas de los paneles de lectura contra los registrados por el manómetro. Los resultados se muestran a continuación.

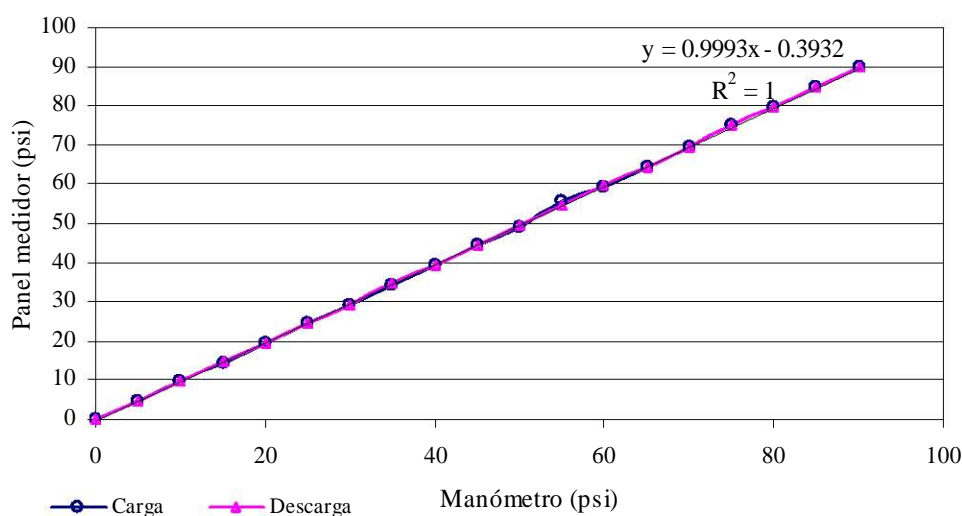


Figura 3.7 Curva de calibración transductor de carga aplicada

En la figura 3.7 se muestra la curva de calibración para el transductor de carga aplicada. Este procedimiento también se realiza para el transductor de la presión de poro medida en la base de la muestra y para el transductor de contrapresión. Los resultados se muestran en las figuras 3.8 y 3.9.

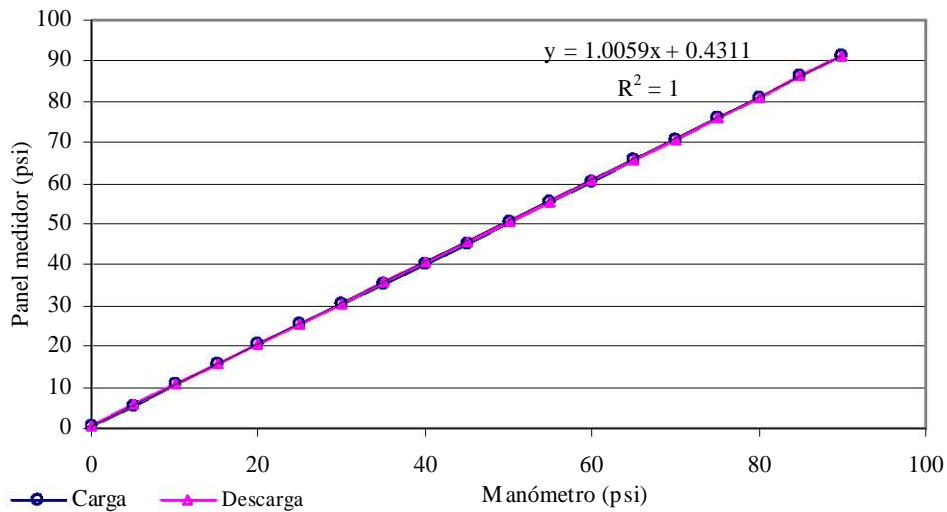


Figura 3.8 Curva de calibración transductor de presión de poro

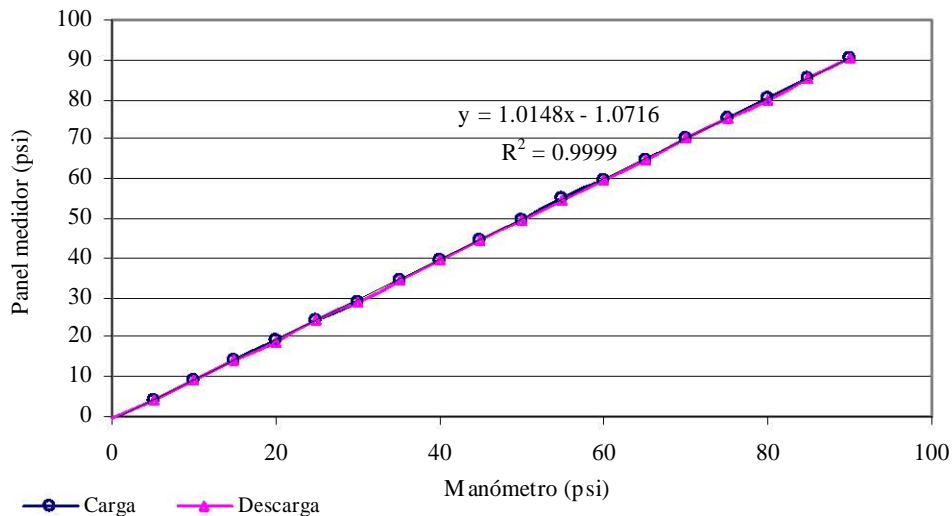


Figura 3.9 Curva de calibración transductor de contrapresión

El procedimiento de calibración usando el software del equipo se realiza para el micrómetro digital y los transductores de presión axial, presión de poro, contrapresión, reservorio de presión, suministro de presión, control de carga y control de contrapresión.

Para iniciar el procedimiento se ingresa al programa en el menú Calibración. En la ventana que se despliega se escoge el transductor que se quiere calibrar y se aplica una presión por medio del teclado del computador, la cual se controla a través de la lectura registrada en el manómetro. Una vez se terminen de ingresar los valores de los incrementos de presión el programa inicia automáticamente la calibración de los transductores. Las curvas que se obtienen se muestran a continuación:

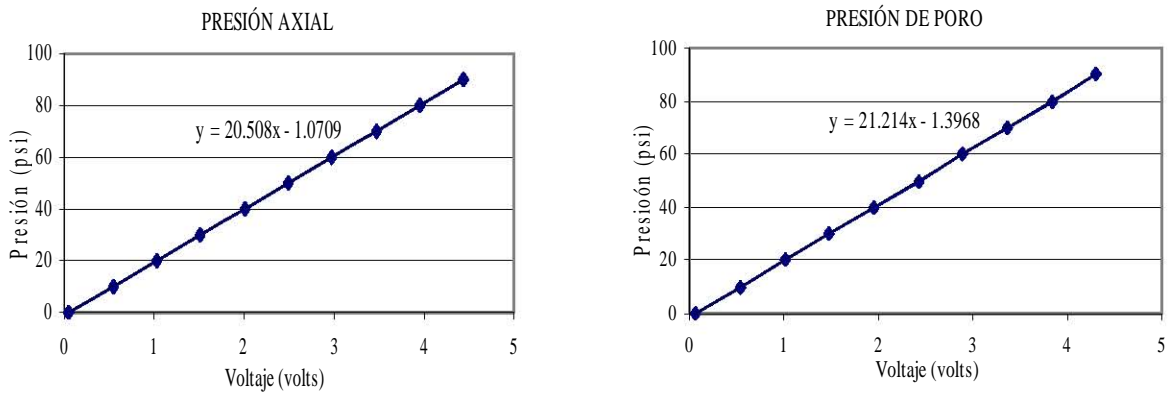


Figura 3.10 Curva de calibración transductores de presión axial y presión de poro

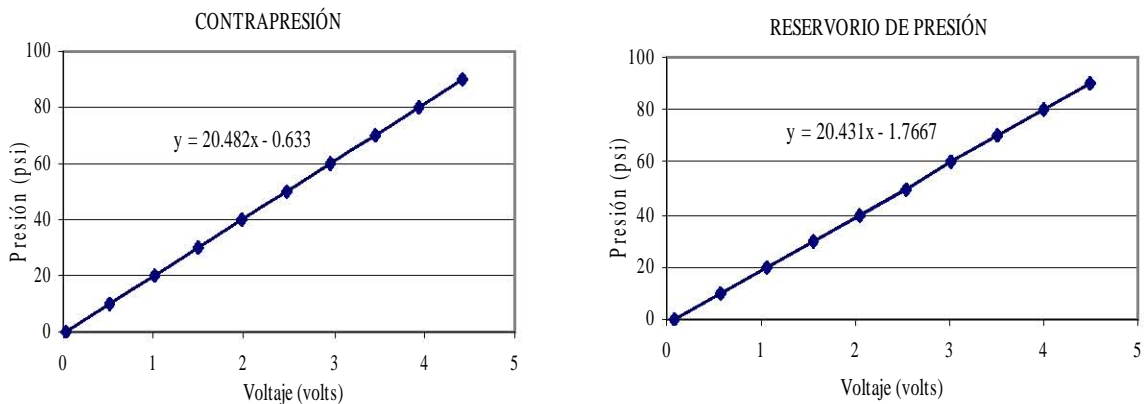


Figura 3.11 Curva de calibración transductores de contrapresión y reservorio de presión

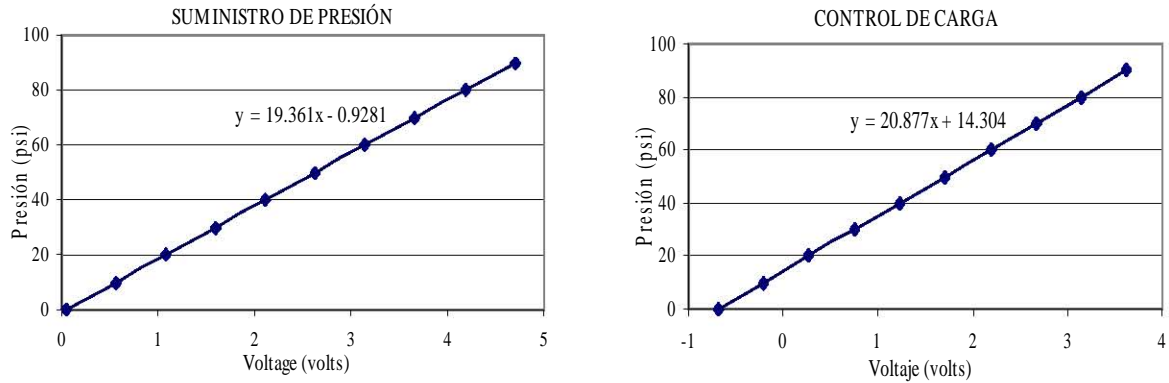


Figura 3.12 Curva de calibración transductores de suministro de presión y control de carga

Este procedimiento de calibración se aplica internamente al equipo por medio de la tarjeta de adquisición de datos, la cual recibe la señal del transductor en voltios y al aplicar la fórmula obtenida para cada caso, transforma la lectura en valores de presión los cuales son adquiridos por el computador y almacenados en el archivo de salida.

3.7. RELACIÓN ENTRE EL GRADO DE APERTURA DE LA LLAVE DE CONTROL DEL EQUIPO Y LA VELOCIDAD DE DESPLAZAMIENTO DEL DISCO DE CARGA

Como se explicó anteriormente la carga se aplica gradualmente por medio de un disco de carga. El desplazamiento del disco de carga se controla por medio de la apertura de una llave de control. A continuación se establece una relación entre el grado de apertura de la llave de control (Representado por el número de vueltas) y la velocidad de desplazamiento del disco.

Durante el ensaye la lectura que registra el micrómetro corresponde al desplazamiento del disco de carga, por lo tanto la velocidad de desplazamiento del disco se puede expresar como:

$$\frac{dH}{dt} = -R \tag{3.13}$$

En la expresión 3.13 el valor de dH corresponde a la lectura registrada por el micrómetro y dt es la variación del tiempo. En la siguiente tabla se resumen los valores de la velocidad de desplazamiento del disco de carga, obtenidos para cada ensaye:

Tabla 3.3 Velocidad de desplazamiento

Ensaye	Velocidad de desplazamiento (cm/s)
E1	$7 \cdot 10^{-7}$
E2	$9 \cdot 10^{-7}$
E3	$1 \cdot 10^{-5}$
E4	$7 \cdot 10^{-5}$
E5	$2 \cdot 10^{-6}$
E6	$1 \cdot 10^{-5}$
E7	$1 \cdot 10^{-5}$

Con los valores obtenidos en la tabla 3.3 y con el número de vueltas que se programan en el equipo al realizar la prueba, se puede establecer la siguiente relación, que permite estimar el valor de la velocidad de deformación de la muestra con la que se desee realizar un ensaye a partir del grado de apertura de la llave de control.

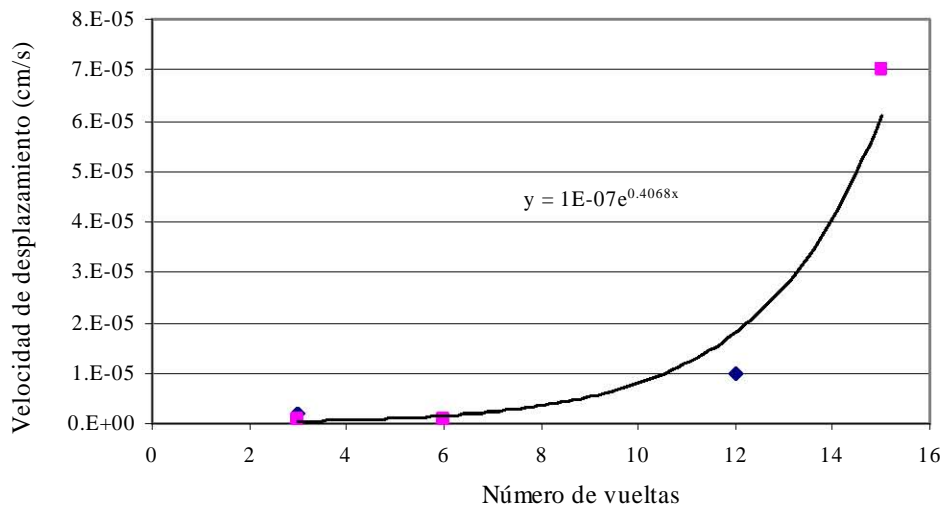


Figura 3.13 Correlación número de vueltas- velocidad de deformación

3.8. DETERMINACIÓN DE LAS VARIABLES EVALUADAS EN CADA ENSAYE

Las variables obtenidas en cada ensaye a partir de los resultados de laboratorio son la velocidad de deformación de la muestra y el esfuerzo efectivo σ' .

3.8.1. Velocidad de Deformación:

La velocidad de deformación se define como la variación de la deformación unitaria de la muestra respecto al tiempo. Con el fin de evitar grandes variaciones cuando se presentan porcentajes de deformación muy altos, la deformación unitaria se determina a partir de la deformación natural definida por Hencky (Juárez, 2003) como:

$$\varepsilon = \int_{H_0}^H \frac{\Delta H}{H} = [\ln \Delta H]_{H_0}^H = \ln \frac{H}{H_0} \quad 3.14$$

En la anterior expresión ΔH representa la disminución de la altura de la muestra para cada tiempo y H es la altura de la muestra para cada tiempo (Ver figura 3.13). La disminución de la altura de la muestra se define como:

$$\Delta H = H_0 - H \quad 3.15$$

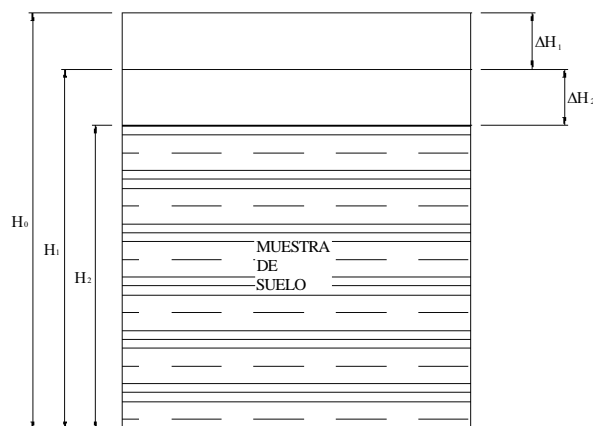


Figura 3.14 Deformación de la muestra en un ensayo de consolidación

De la anterior expresión la altura de la muestra para cada momento se define como:

$$H = H_0 - \Delta H \quad 3.16$$

Reemplazando el valor de H en la expresión 3.14, la deformación natural de la muestra se define como:

$$\varepsilon = \ln\left(\frac{H_0 - \Delta H}{H_0}\right) = \ln\left(1 - \frac{\Delta H}{H_0}\right) \quad 3.17$$

Una vez definida la deformación unitaria, la velocidad de deformación se determina como:

$$\dot{\varepsilon} = \frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}{t_2 - t_1} \quad 3.18$$

3.8.2. Esfuerzo efectivo σ'

El esfuerzo efectivo medio de la muestra se determina a partir de los resultados obtenidos en el laboratorio, mediante la siguiente expresión:

$$\sigma' = \sigma - \alpha u_b \quad 3.19$$

En la anterior expresión σ es el esfuerzo total, u_b el exceso en la presión de poro y α representa la variación de la presión de poro media de la muestra respecto a su valor medido en la base, en este trabajo el valor de α es igual a $2/3$ lo que indica que el parámetro b/r es igual a cero, lo cual representa que la variación de la relación de vacíos con la profundidad es uniforme (Ver figura 3.2). En la expresión 3.19, u_b corresponde al valor del exceso de presión de poro medida en la base la cual se define en este caso como:

$$u_b = PP - CP \quad 3.20$$

Donde PP es la presión de poro medida en la base de la muestra y CP el valor de la contrapresión. El esfuerzo total se evalúa como:

$$\sigma = (PA - CP) * 5.24 \qquad \qquad \qquad 3.21$$

Donde PA es la presión axial aplicada, CP es el valor de la contrapresión y 5.24 es un valor que representa la razón de cambio de área entre el área del disco de carga y el área de la muestra. En el Anexo 1 se muestran los resultados de una prueba de consolidación con procesos de velocidad deformación constante.

4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS Y GEOTÉCNICAS

Los resultados experimentales que se presentan a continuación, se refieren a ensayos realizados en muestras típicas de la arcilla de la ciudad de México. Los suelos analizados se localizan en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes y la Nueva Biblioteca de México, sectores que se localizan dentro de la zona lacustre del Valle de México, según la Zonificación geotécnica del Distrito Federal, mostrada en la figura 4.1.

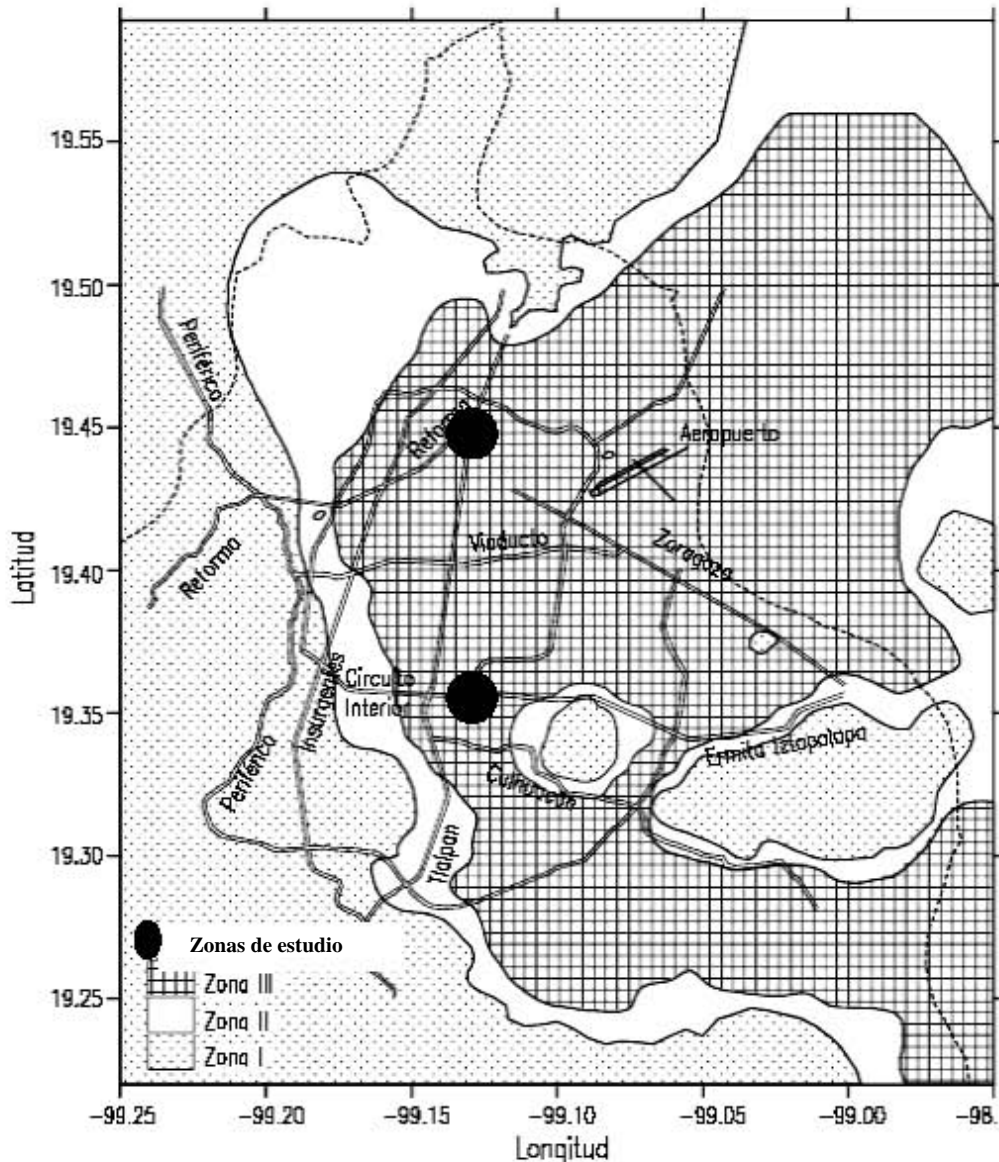


Figura 4.1 Zonificación geotécnica México, D.F. (NTC-Cimentaciones, 2004)

Los suelos típicos de la zona del lago, son suelos arcillosos blandos que se han formado mediante procesos de depositación y de alteración fisicoquímica de materiales aluviales y cenizas volcánicas, los cuales se intercalan con costras endurecidas, que se formaron principalmente por deshidratación y en algunos casos por la alta actividad volcánica. El perfil estratigráfico típico de la zona, se muestra en la figura 4.2

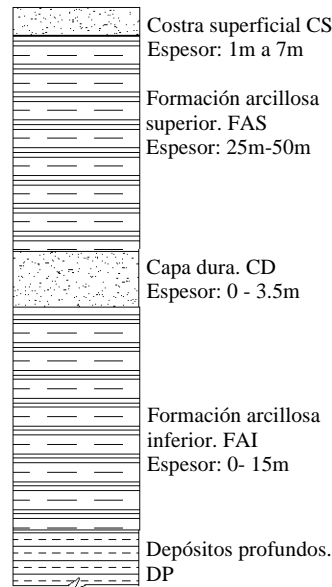


Figura 4.2 Perfil estratigráfico zona lacustre (Santoyo et al., 2005)

Los estratos mostrados en la figura 4.2, se describen a continuación:

Costra Superficial (CS): está constituida por arcillas consolidadas, arenas limosas y limos arcillosos. Dentro de este estrato se pueden ver las siguientes divisiones:

- **Relleno Artificial (RA):** está constituido por restos de construcción y rellenos arqueológicos, su espesor varía desde 1m hasta 7 m.
- **Suelo blando (SB):** depósito aluvial blando de un espesor muy pequeño, se encuentra intercalado con lentes de material eólico.
- **Costra seca (CS):** formada como consecuencia de un descenso del nivel de lago.

Formación Arcillosa Superior (FAS): está formada por arcillas de origen volcánico – lacustre altamente compresibles, intercalada por lentes duros arenosos y limo - arenosos, su espesor varía de 25 a 50m, es muy uniforme y se pueden identificar las siguientes subdivisiones:

- Arcilla preconsolidada superficial (APS)
- Arcillas normalmente consolidada (ANC)
- Arcilla consolidada profunda
- Lentes duros (LD): su espesor varía desde unos centímetros hasta 2m.

Capa Dura (CD): conformada por suelos limo - arenosos con algo de arcilla y algunas gravas, se encuentra intercalada con lentes de arcillas y su espesor es de 3.5 m y en algunas zonas llega a desaparecer.

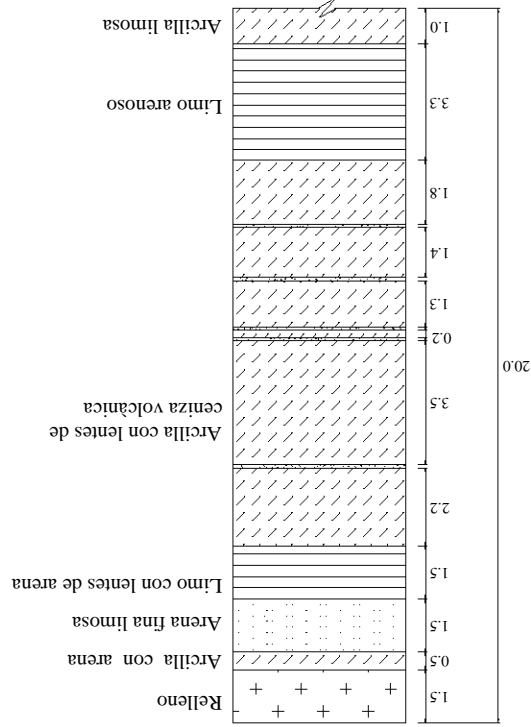
Formación Arcillosa Inferior (FAI): se encuentra formada por estratos arcillosos separados por lentes duros. Tiene un espesor de 15m en el centro del lago y desaparece en las orillas.

Depósitos Profundos (DP): serie de gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras y carbonatos de calcio

Los suelos ubicados en la zona del lago se encuentran en constante evolución debido a diferentes actividades como el bombeo profundo para el abastecimiento de agua potable, los efectos de sobrecargas de antiguos rellenos superficiales, el peso de las estructuras actuales y el abatimiento del nivel freático por bombeo superficial para la construcción de cimentaciones y mantenimiento de sótanos.

Teniendo en cuenta la zonificación geotécnica de la ciudad de México (Figura 4.1), las muestras analizadas en este trabajo, se ubican dentro de la Zona del Lago, la cual a su vez se ha subdividido en tres zonas: Lago Virgen, Lago Centro I y Lago Centro II. En este caso las muestras se encuentran dentro de la zona denominada Lago Centro I, la cual ha estado sujeta a sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas. Algunas de las propiedades mecánicas de los suelos ubicados en esta zona, se muestran en la siguiente tabla:

Figura 4.3 Perfil estratigráfico Nueva Biblioteca de México



Se encuentra ubicada entre las calles de Aldama y Mosqueta de la ciudad de México. El perfil estratigráfico obtenido a partir de la exploración geotécnica, se muestra a continuación.

4.2.1. Nueva Biblioteca de México

4.2. EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO VISCOPLÁSTICO

Estado	Espesor (m)	Peso específico γ (ton/m ³)	Cohesión c (ton/m ²)	Angulo de fricción ϕ (°)
Costa Superficial	4 - 6	1.6	4	25
Serie Arcillosa Superior	20 - 30	1.2	1 - 2	-
Capa dura	3 - 5	1.5 - 1.6	0 - 10	25 - 36
Serie Arcillosa inferior	8 - 10	1.3 - 1.35	5 - 8	-

Tabla 4.1 Propiedades mecánicas zona Lago Centro I (Covtur, 1987)

Las muestras de suelo seleccionadas para realizar los ensayos de consolidación corresponden a una profundidad de 13.7 a 13.9m. Con estas muestras se realizaron tres ensayos de consolidación con procesos de velocidad de deformación constante (CRS) y un ensaye convencional con incrementos de carga cada 24 horas (ECI). Las principales propiedades índice del material determinadas en el laboratorio se muestran en la tabla 4.2:

Tabla 4.2 Propiedades índice

Profundidad (m)	Ensaye	w (%)	Ss	e ₀	Gs	LL (%)	LP (%)	IP
13.7 - 13.9	E1	367	2.5	10.89	83.48	365.608	155.647	209.961
	E2	350		10.38	83.61			
	E3	357		10.57	83.55			
	E4	326		9.70	83.30			
	ECI	323		8.16	98.14			

Velocidad de deformación de la muestra:

A partir de la curva tiempo - deformación unitaria vertical t vs. ε_v , se puede apreciar el efecto de la velocidad de deformación. En la figura 4.4 se muestra la curva t vs. ε_v , para todos los ensayos de consolidación. Para construir la curva, la deformación unitaria vertical se determinó según la expresión 3.17 definida anteriormente. En la figura 4.4 se identifica el momento en el que se alcanza el esfuerzo de preconsolidación, el cual se determina según el procedimiento gráfico de Casagrande. Una vez conocido el valor del esfuerzo de preconsolidación se identifica el porcentaje de deformación correspondiente y ese es el punto que se muestra en la curva t vs. ε_v . La variación en la deformación unitaria vertical respecto al tiempo se define como la velocidad de deformación de la muestra.

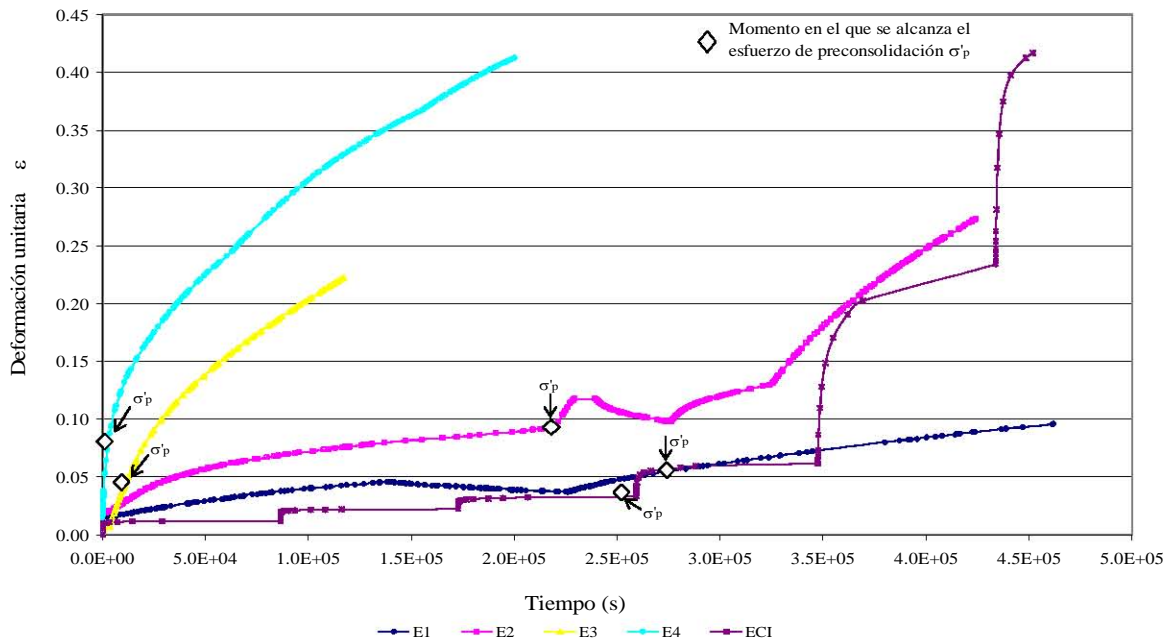


Figura 4.4 Curvas tiempo vs. deformación unitaria vertical

En la figura 4.4 se puede ver que antes de llegar al esfuerzo de preconsolidación, el ensaye ECI presenta una variación de la deformación unitaria con respecto al tiempo mucho menor que la presentada en los ensayos CRS. Por lo que se concluye a partir de la curva t vs. ε_v , que la velocidad de deformación que se desarrolla en los ensayos ECI es menor que la velocidad de deformación desarrollada en los ensayos CRS, en el rango sobreconsolidado.

En la figura 4.4 también se define para cada ensaye el momento en el que se alcanza el esfuerzo de preconsolidación. Se observa en todos los ensayos, que después de alcanzar este valor la velocidad de deformación aumenta. También se puede ver que en cada ensaye la velocidad de deformación varía durante la realización de la prueba, según el esfuerzo aplicado.

En la figura 4.5, se muestra la curva t vs. ε_v para el ensaye E2, el cual se programó con una velocidad de desplazamiento del disco de carga lenta. En este caso la variación de la deformación unitaria de la muestra con el tiempo, es decir la velocidad de deformación varía

según el esfuerzo aplicado a la muestra. En el momento de sobrepasar el esfuerzo de preconsolidación, la velocidad de deformación aumenta. Este ensaye se realizó con dos ciclos de carga y como se observa en la figura 4.5, para los dos ciclos de carga, la curva t vs. ε_v , presenta este comportamiento.

En el primer ciclo de carga se observa que la velocidad de deformación es de $3 \cdot 10^{-7} \text{ s}^{-1}$, una vez que sobrepasa el esfuerzo de preconsolidación, este valor aumenta a $3 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$. En el segundo ciclo de carga, las velocidades de deformación antes y después de alcanzar el esfuerzo de preconsolidación son del mismo orden que en el primer ciclo de carga y presentan una variación de $6 \cdot 10^{-7} \text{ s}^{-1}$ a $1 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$.

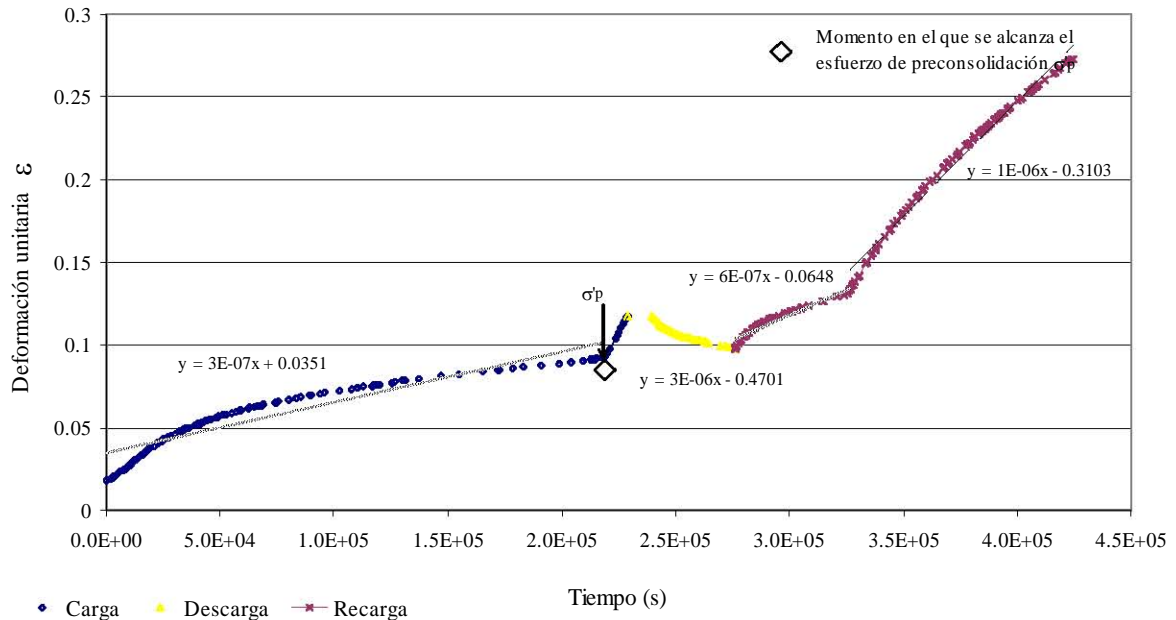


Figura 4.5 Curva Deformación Unitaria vs. Tiempo para ensaye E2

A continuación se presenta la curva t vs. ε_v para el ensaye E3, el cual se realizó con una velocidad de desplazamiento del disco mayor que la empleada en el ensaye E2. La curva t vs. ε_v , que se muestra en la figura 4.6, presenta un comportamiento uniforme durante todo el ensaye, y al alcanzar el esfuerzo de preconsolidación la variación en la pendiente no es tan alta como en el caso del ensaye E2.

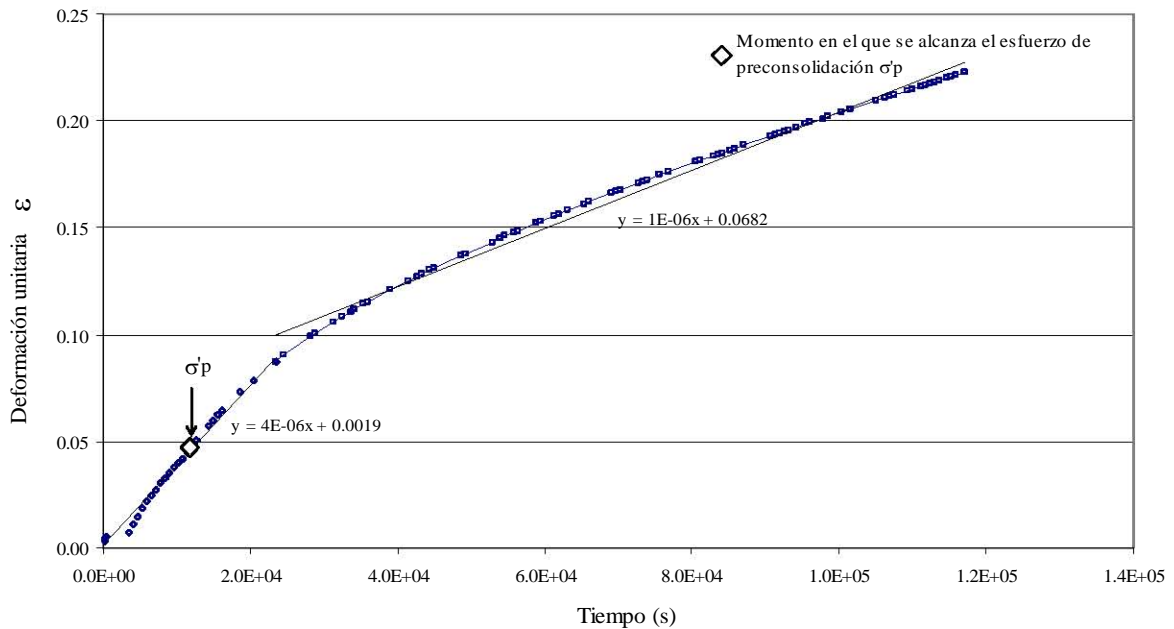


Figura 4.6 Curva deformación unitaria vs. tiempo para ensayo E3

De las figuras 4.5 y 4.6 se puede concluir que la variación de la deformación unitaria con el tiempo antes de alcanzar σ'_p es mayor cuando la velocidad de desplazamiento del disco de carga es alta, mientras que para velocidades bajas la variación es menor.

La velocidad de deformación es menor en el rango elástico y una vez se supera el esfuerzo de preconsolidación y llegar al rango plástico, la velocidad de deformación aumenta. Ese cambio es perceptible cuando se desarrollan velocidades de deformación bajas y es imperceptible cuando se desarrollan velocidades de deformación altas. Se puede concluir que el equipo de consolidación no controla totalmente la velocidad de desplazamiento del disco de carga y que responde a las propiedades del suelo.

Para determinar la velocidad de deformación que se desarrolló en la prueba incremental ECI, se utilizaron los valores acumulados de deformación unitaria y el tiempo, obteniendo la curva t vs. ϵ_v , que se muestra en la figura 4.7.

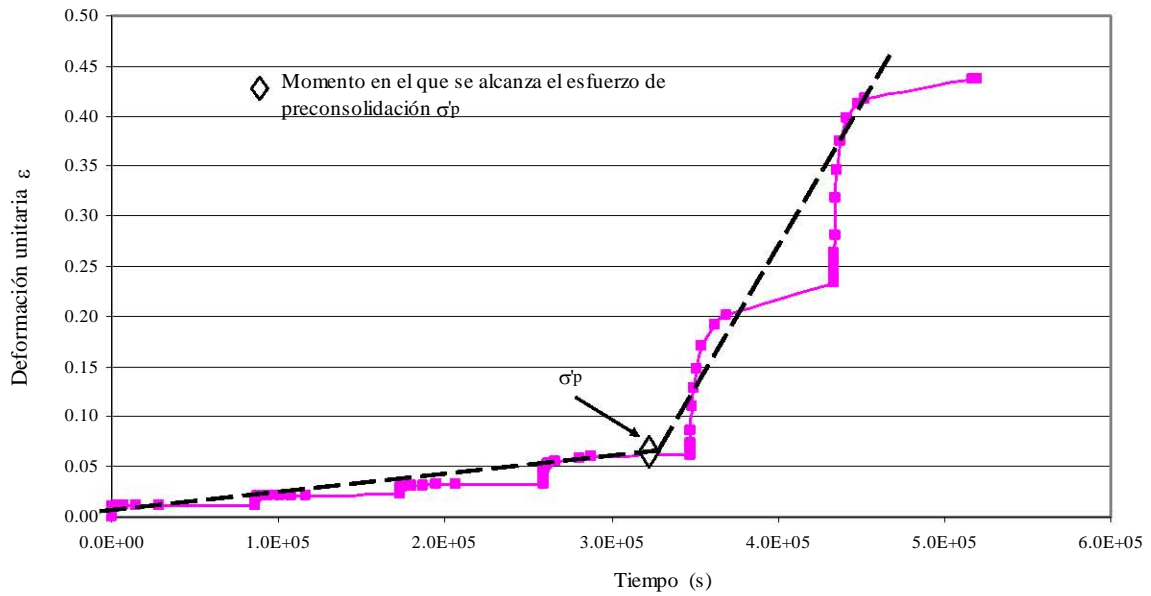


Figura 4.7 Curva deformación unitaria vs. tiempo ensaye ECI - Cuarto incremento

En la figura 4.7 se observa un aumento significativo en la deformación unitaria, después del cuarto incremento de carga, el cual corresponde al momento en el que se alcanza el esfuerzo de preconsolidación. La velocidad de deformación en el ensaye ECI, se determinó en el cuarto ciclo de carga alcanzando un valor de $7 \cdot 10^{-8} \text{ s}^{-1}$, ver figura 4.8.

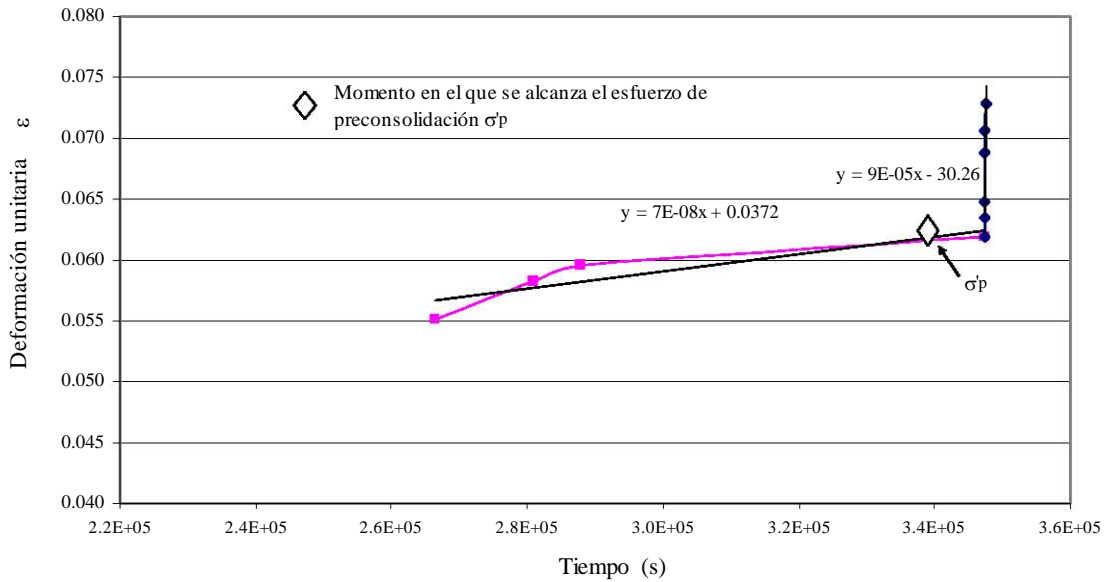


Figura 4.8 Velocidad de deformación para ensaye ECI

En la tabla 4.3 se presentan las velocidades de deformación que se determinaron a partir de la curva deformación unitaria – tiempo, para cada ensaye en la etapa de carga y recarga.

Tabla 4.3 Velocidad de deformación

Ensaye	Velocidad de deformación (s ⁻¹)	
	Etapa	
	Recarga ^{*1}	Carga ^{*2}
E1	3*10 ⁻⁷	2*10 ⁻⁷
E2	3*10 ⁻⁷	3*10 ⁻⁶
E3	4*10 ⁻⁶	1*10 ⁻⁶
E4	2*10 ⁻⁵	1*10 ⁻⁶
ECl	7*10 ⁻⁸	9*10 ⁻⁵

*1 Antes de σ'_p .

*2 Después de σ'_p .

Como se puede observar la velocidad de deformación varía durante toda la prueba lo cual se debe a las propiedades de la muestra y especialmente a la respuesta del equipo de consolidación. Considerando la importancia que tiene el esfuerzo de preconsolidación y la variación de la velocidad de deformación, antes y después de alcanzar este valor, se determinará la velocidad de deformación en el momento de alcanzar σ'_p lo cual es necesario para fines de determinar algunos de los parámetros que caracterizan al suelo según la teoría de Leroueil (2001).

La velocidad de deformación de la muestra en el momento de alcanzar el esfuerzo de preconsolidación se determina a partir de la ecuación 4.1:

$$\dot{\varepsilon} = \frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}{t_2 - t_1} \tag{4.1}$$

En la anterior expresión la deformación unitaria para cada momento se determina a partir de la deformación natural definida por Hencky, según la expresión 3.17 definida anteriormente.

En la siguiente tabla se muestra el valor de la velocidad de deformación en el momento de alcanzar σ'_p , para cada ensaye

Tabla 4.4 Velocidad de deformación en el momento de alcanzar σ'_p

Ensaye	$\dot{\varepsilon}_v^{vp} (s^{-1})$
ECI _{NBM}	4E-08
E1	3E-07
E2	3E-07
E3	5E-06
E4	2E-05

Curva esfuerzo deformación:

El efecto de la velocidad de deformación en la compresibilidad de la arcilla se observa en la curva esfuerzo - deformación unitaria vertical $\sigma' - \varepsilon_v$. En la figura 4.9 que se muestra a continuación se presenta la curva $\sigma' - \varepsilon_v$, para cada ensaye incluyendo el ensaye convencional ECI:

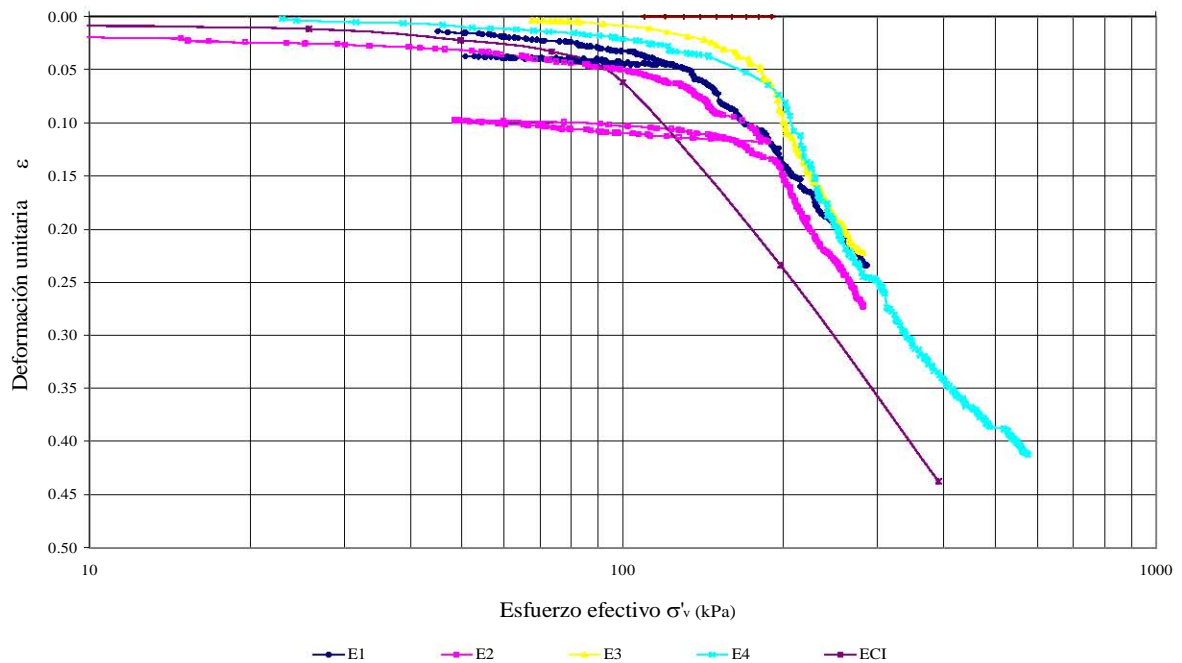


Figura 4.9 Curvas esfuerzo efectivo vs. deformación unitaria

El esfuerzo de preconsolidación σ_p' para cada ensaye se determina a partir de las curvas $\sigma' - \varepsilon_v$ y se usa el método de A. Casagrande. Los resultados se muestran en la tabla 4.5:

Tabla 4.5 Esfuerzos de preconsolidación para cada ensaye

Ensaye	σ_p' (kPa)
ECI _{AYM}	93
E1	136
E2	142
E3	168
E4	185

Se observa en la figura 4.9, que el esfuerzo de preconsolidación disminuye cuando disminuye la velocidad de deformación y la curva $\sigma' - \varepsilon_v$ se mueve hacia la izquierda. De lo anterior se puede concluir que la magnitud del esfuerzo de preconsolidación depende de la velocidad de deformación, lo cual ya se ha señalado anteriormente por otros autores como Smith y Walls (1969) y Leroueil (1983).

En la figura 4.9 se observa que la curva $\sigma' - \varepsilon_v$ para el ensaye incremental ECI, se encuentra por debajo de las obtenidas con procesos de velocidad deformación constante CRS, lo que indica que la velocidad de deformación que se desarrolla en las pruebas incrementales es menor que la velocidad de deformación desarrollada en los ensayes CRS y por lo tanto el esfuerzo de preconsolidación es menor.

Observando los valores de la velocidad de deformación en la tabla 4.4 y los valores del esfuerzo de preconsolidación en la tabla 4.5, se puede concluir que para un incremento en la velocidad de deformación de $2.63 \cdot 10^{-7} \text{ s}^{-1}$ a $4.70 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ se tiene un incremento en el esfuerzo de preconsolidación de 18%, para un incremento de $4.7 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ a $2.38 \cdot 10^{-5}$ el incremento es de 10% en el esfuerzo de preconsolidación.

Las propiedades de compresibilidad se determinan más adelante, cuando se definan los parámetros del modelo elasto – visco plástico.

Relación entre el exceso de presión de poro y esfuerzo efectivo (u_b/σ'_v)

Las relaciones exceso de presión de poro/esfuerzo efectivo (u_b/σ'_v) presentadas durante los ensayos CRS no superaron el 30%. Su variación se muestra a continuación:

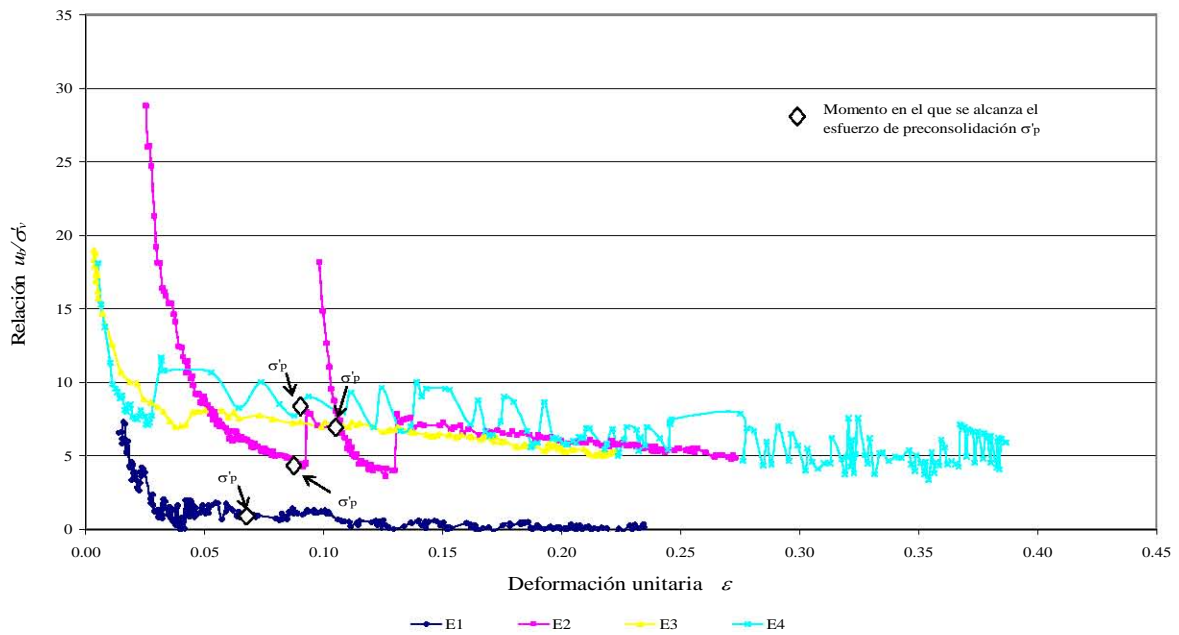


Figura 4.10 Variación presión de poro

El ensaye E1 se realizó a una velocidad de deformación mucho menor que el ensaye E4. Al ver la variación de la relación u_b/σ'_v en la figura 4.10, se observa que para el ensaye E1 se alcanzaron relaciones máximas del 7%, mientras que para el ensaye E4 la relación máxima fue de 15%. Se puede concluir que a medida que aumenta la velocidad de deformación se obtienen valores mas grandes de la relación u_b/σ'_v .

Se puede ver en la figura 4.10 que la relación u_b/σ'_v va disminuyendo a medida que se aumenta el porcentaje de deformación unitaria vertical de la muestra. La relación u_b/σ'_v permanece casi constante después de pasar el 10% de la deformación unitaria.

Observando la figura 4.10, se puede ver que el esfuerzo de preconsolidación se alcanza antes de tener una deformación vertical del 10%, esta deformación corresponde también al

momento en el que la variación u_b/σ'_v se vuelve constante, lo que indica que el exceso de presión de poro generado en el interior de la muestra después de superar el esfuerzo de preconsolidación es mínimo.

Parámetros modelo elasto visco-plástico:

Como se explicó anteriormente, el modelo visco-plástico utilizado en este trabajo establece que la compresibilidad del suelo se define por una única relación entre el esfuerzo efectivo vertical σ'_v , la deformación unitaria vertical ε_v y la variación de la deformación unitaria vertical con el tiempo o velocidad de deformación $\dot{\varepsilon}_v$.

La variación de la deformación vertical total con respecto al tiempo, es la suma de una componente elástica $\dot{\varepsilon}_v^e$; y una componente visco-plástica $\dot{\varepsilon}_v^{vp}$; de la siguiente manera:

$$\dot{\varepsilon}_v = \dot{\varepsilon}_v^e + \dot{\varepsilon}_v^{vp} \tag{4.2}$$

La componente elástica se define como:

$$\dot{\varepsilon}_v^e = \frac{K}{1+e_o} * \frac{\dot{\sigma}'_v}{\sigma'_v} \tag{4.3}$$

Donde e_o es la relación de vacíos inicial, K corresponde al índice de recompresión y está dado por la siguiente expresión:

$$K = \frac{C_s}{\ln 10} \tag{4.4}$$

En la anterior expresión C_s , es la pendiente del tramo de recompresión de la curva esfuerzo-deformación, normalizada con respecto a σ'_p , para el suelo de la Nueva Biblioteca de México la curva se muestra en la figura 4.11.

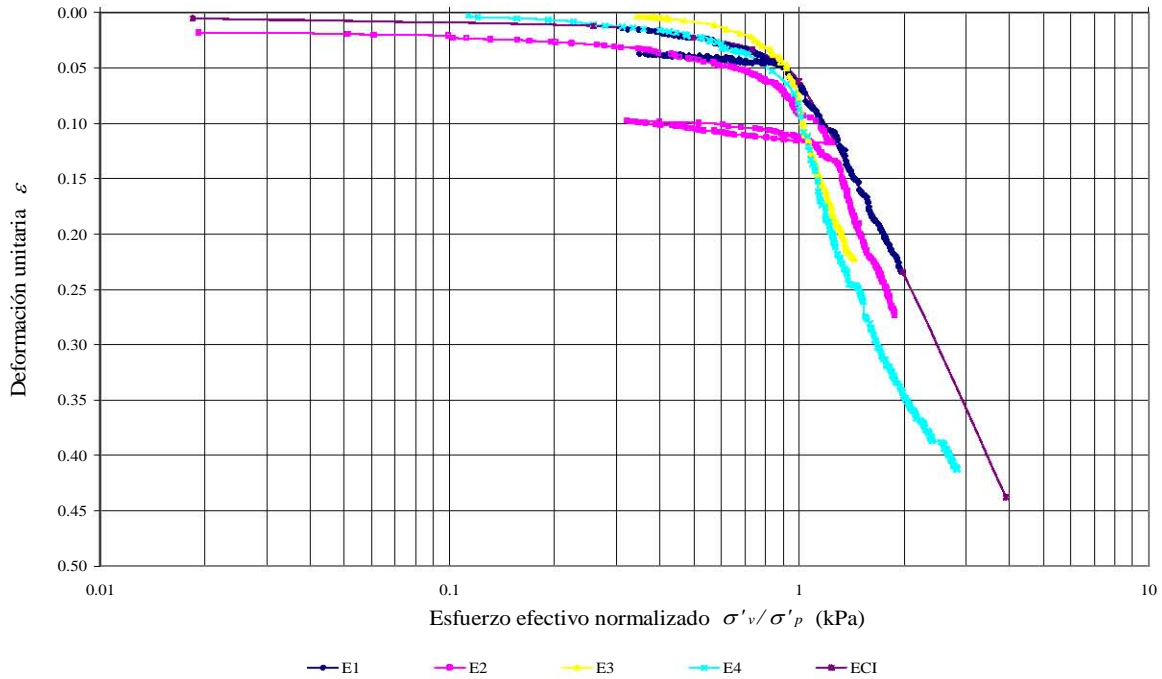


Figura 4.11 Curva esfuerzo efectivo normalizado con respecto al esfuerzo de preconsolidación vs. deformación unitaria

La componente visco-plástica se determina a partir de dos funciones. La primera se define con la expresión 4.10 y se muestra en la curva de la figura 4.12 para los suelos de la Nueva Biblioteca de México (NBM)

$$\log \sigma'_p = \Gamma + C_p \log \dot{\varepsilon}_v^{vp} \quad 4.5$$

Los valores de la pendiente y la ordenada de la expresión 4.10 son los siguientes:

Sitio	C_p (kPa/s ⁻¹)	Γ (kPa)
NBM	0.091	2.7076

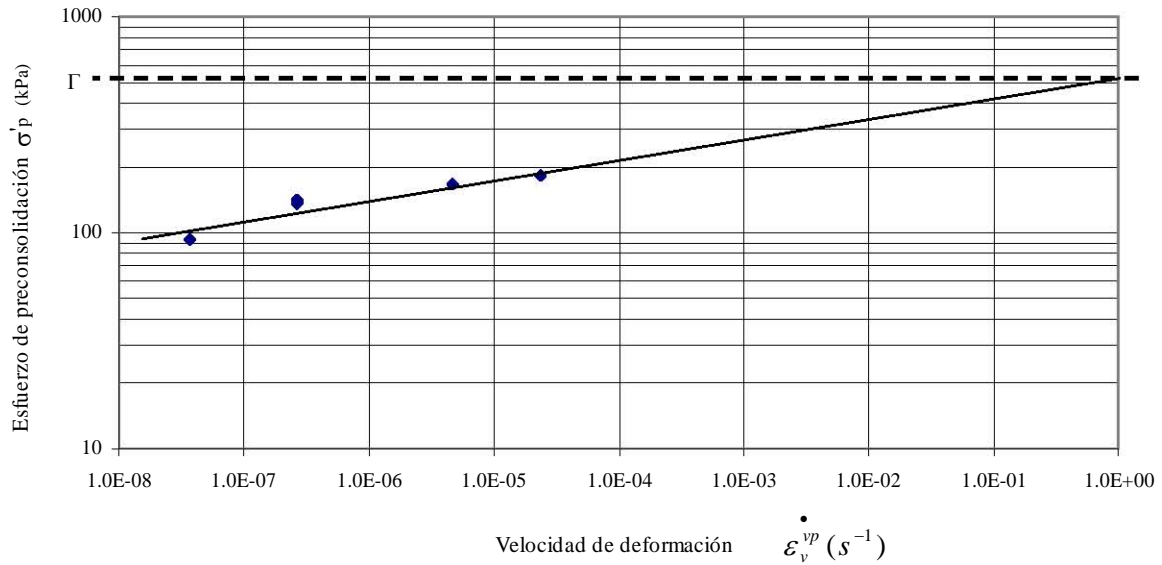


Figura 4.12 Curva velocidad de deformación vs. esfuerzo de preconsolidación

La segunda función, relaciona el esfuerzo efectivo (normalizado con respecto al esfuerzo de preconsolidación) $\frac{\sigma'_v}{\sigma'_p}$, como una función de la deformación visco-plástica, para el caso de estudio la curva se muestra en la figura 4.11 y la expresión que define la función es:

$$\log\left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_p}\right) = \epsilon_{oi} + c_\epsilon \epsilon_v^{vp} \tag{4.6}$$

De la anterior expresión los términos ϵ_{oi} y C_ϵ , se obtienen gráficamente para cada ensaye. Los valores de los parámetros de las componentes elásticas y visco-plásticas se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 4.6 Parámetros viscoplásticos

Ensaye	C_ϵ	ϵ_{oi}
ECI _{NBM}	1.966	0.88
E1	2.083	0.88
E2	1.386	0.9
E3	1.335	0.86
E4	1.038	0.86

4.2.2. Secretaría de Comunicaciones y Transporte SCT:

Éste es el segundo sitio estudiado y se encuentra ubicado en las calles Xola y Eje Central, el perfil estratigráfico típico se muestra en la figura 4.13.

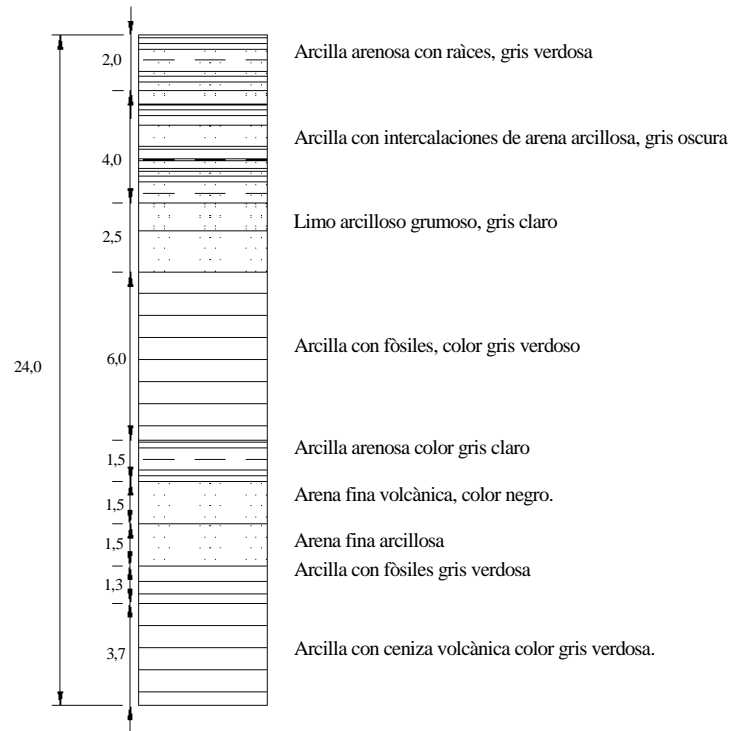


Figura 4.13 Perfil estratigráfico SCT (Martínez Fernández, 2001)

Las pruebas se realizaron con muestras de suelo a una profundidad de 13.8 m a 14 m, las propiedades índice se determinaron en el laboratorio y se muestran en la tabla 4.7.

Tabla 4.7 Propiedades índice

Profundidad (m)	Ensaye	w (%)	Ss	e ₀	Gs	LL (%)	LP (%)	IP
13.8 - 14.0	E5	238	2,34	6,68	83,23	264,86	111,84	153,02
	E6	212		6,18	80,16			
	E7	220		6,35	82,15			
	ECI	200		4,00	96,22			

Velocidad de deformación de la muestra:

La velocidad de deformación se analiza como en el caso anterior, a partir de la curva tiempo - deformación unitaria t vs. ε_v , en la figura 4.14 se presentan las curvas t vs. ε_v para cada uno de los ensayos realizados.

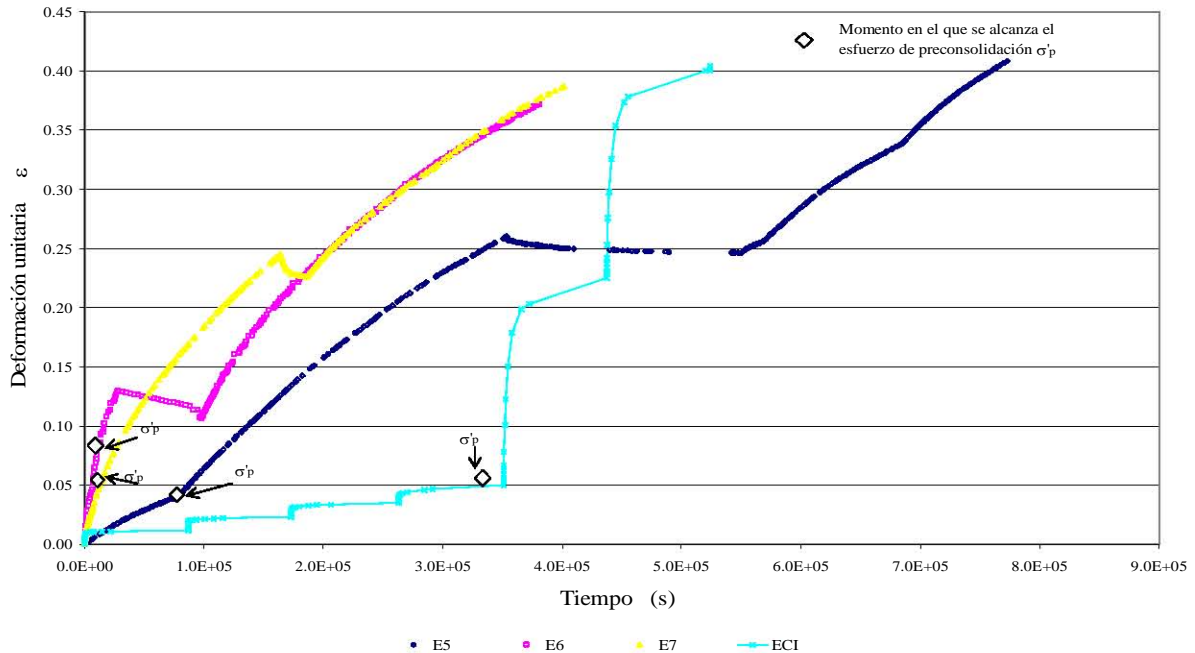


Figura 4.14 Curva tiempo vs. deformación unitaria

Los ensayos de velocidad de deformación constante CRS se programaron con diferentes velocidades de desplazamiento del disco de carga, según el grado de apertura de la llave de control. El ensayo E5, se programó con una velocidad lenta, el ensayo E7 con una velocidad rápida y el ensayo E6 con una velocidad intermedia. A continuación se analiza el efecto de la velocidad de deformación para cada ensayo a partir de la curva t vs. ε_v . En la figura 4.15, se muestra la curva t vs. ε_v , obtenida para el ensayo E5, el cual se realizó con dos ciclos de carga. Se puede ver que al pasar el esfuerzo de preconsolidación se presenta una variación en el comportamiento de la curva, y la velocidad de deformación cambia de $5 \cdot 10^{-7} \text{ s}^{-1}$ a $8 \cdot 10^{-7} \text{ s}^{-1}$.

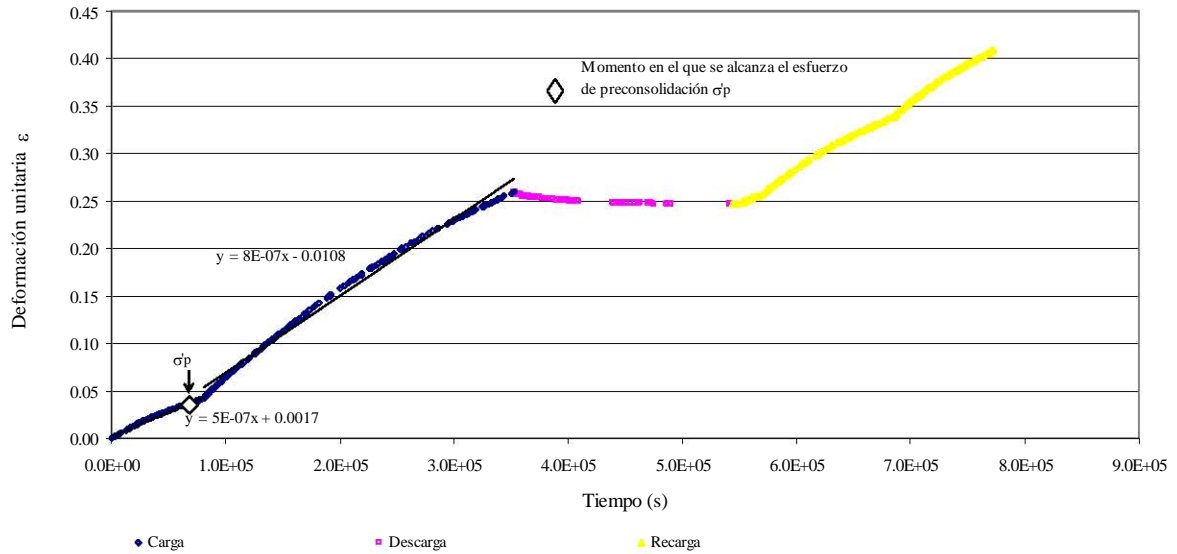


Figura 4.15 Curva tiempo vs. deformación unitaria ensayo E5

En la figura 4.16, se muestra la curva t vs. ϵ_v , para el ensayo E7. Este ensayo se realizó con una velocidad de deformación mayor que en los casos anteriores, En este caso se puede observar que la velocidad de deformación varía de $4 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ a $1 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ al pasar el esfuerzo de preconsolidación.

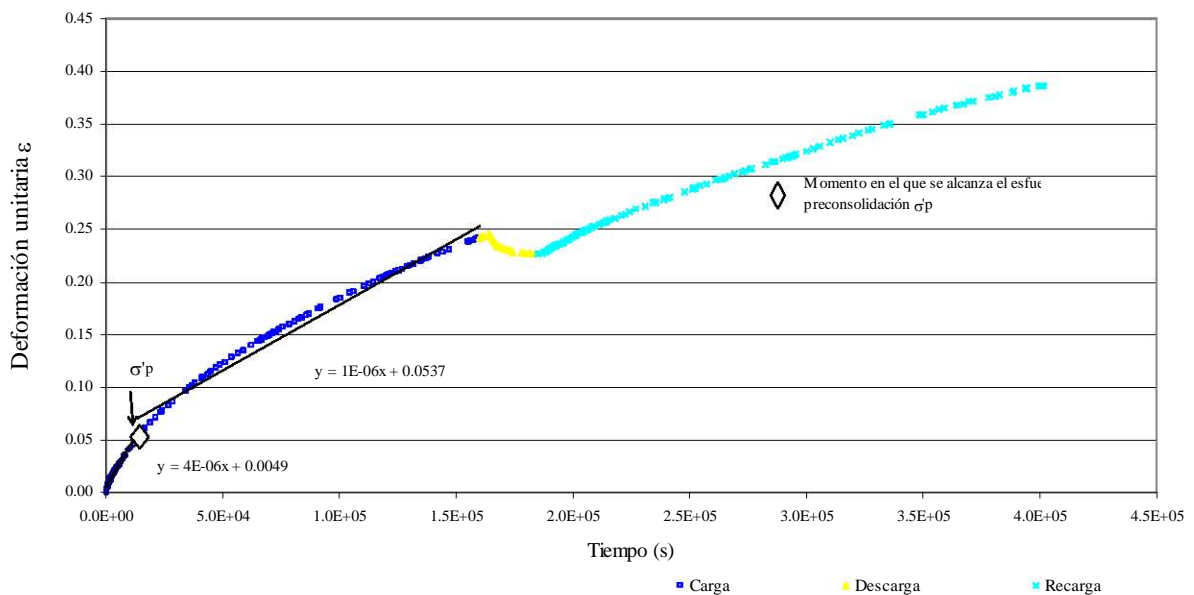


Figura 4.16 Curva tiempo vs. deformación unitaria para ensayo E7

La velocidad de deformación para el ensaye ECI, se determinó igual que en el caso anterior, a partir de los valores de deformación unitaria y tiempo acumulados, obteniendo la curva que se muestra en la figura 4.17.

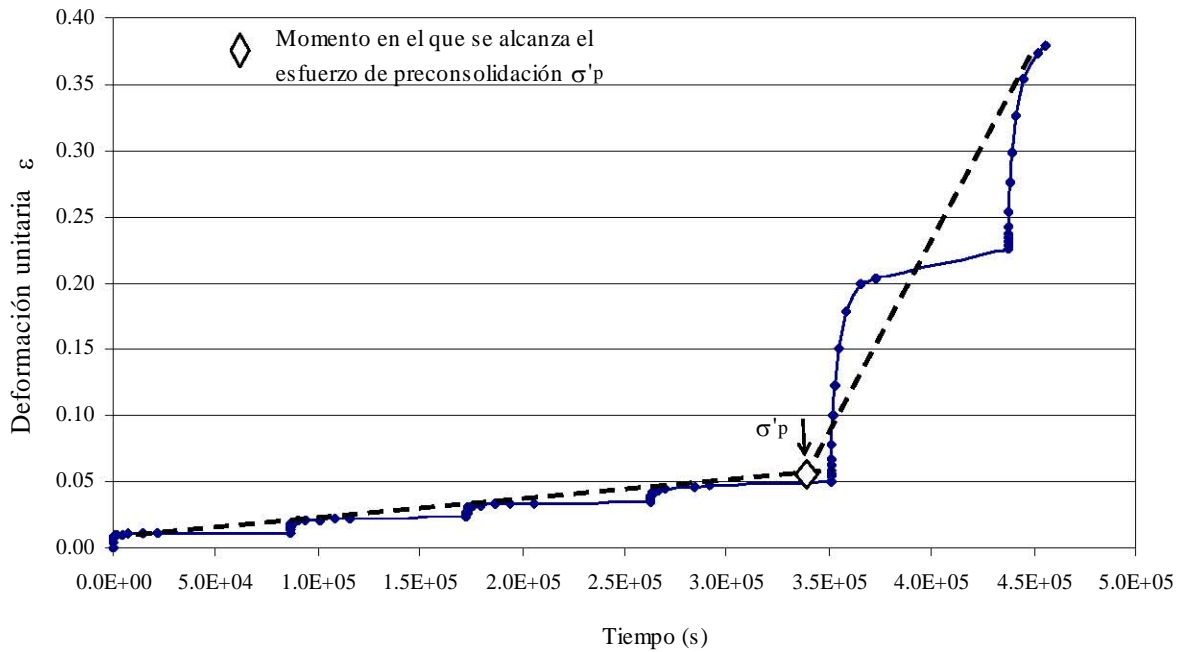


Figura 4.17 Curva tiempo vs. deformación unitaria ensaye ECI_{SCR}

Se observa en la figura 4.17 que la curva t vs. ϵ_v , no es continua debido a que la aplicación de la carga es cada 24 horas. En la figura 4.17 se observa un aumento en la deformación después del cuarto incremento de carga, el cual corresponde al momento en el que se alcanza el esfuerzo de preconsolidación. La velocidad de deformación en el ensaye ECI, se determinó en el cuarto ciclo de carga obteniendo un valor de $7 \cdot 10^{-8} \text{ s}^{-1}$, ver figura 4.18.

En la tabla 4.8 se resumen los datos de la velocidad de deformación obtenidos para cada ensaye, antes y después de alcanzar el esfuerzo de preconsolidación.

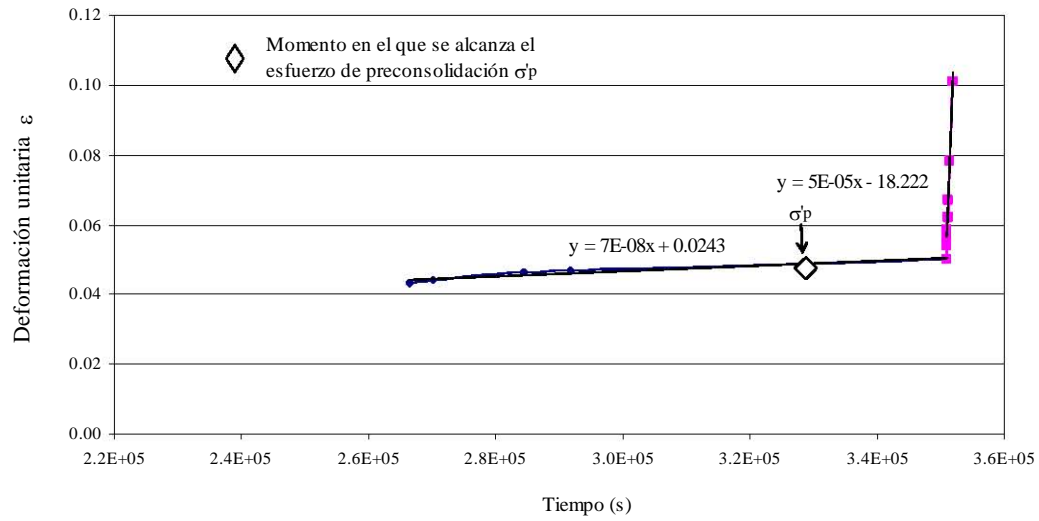


Figura 4.18 Velocidad de deformación ECI- cuarto incremento

Tabla 4.8 Velocidades de deformación

Ensaye	Velocidad de deformación (s ⁻¹)	
	Recarga	Carga
E5	5*10 ⁻⁷	8*10 ⁻⁷
E6	7*10 ⁻⁶	3*10 ⁻⁶
E7	4*10 ⁻⁶	1*10 ⁻⁶
ECI	7*10 ⁻⁸	5*10 ⁻⁵

La velocidad de deformación en el momento de alcanzar el esfuerzo de preconsolidación muestra a continuación:

Tabla 4.9 Velocidades de deformación en el momento de alcanzar σ'_p

Ensaye	$\dot{\epsilon}_v^{vp}$ (s ⁻¹)
ECI _{SCT}	5E-08
E5	1E-06
E6	2E-06
E7	3E-06

Curva Esfuerzo – Deformación

Con el objetivo de determinar la influencia de la velocidad de deformación en la compresibilidad de la muestra, se obtienen las curvas esfuerzo- deformación para cada caso, las cuales se muestran en la figura 4.19.

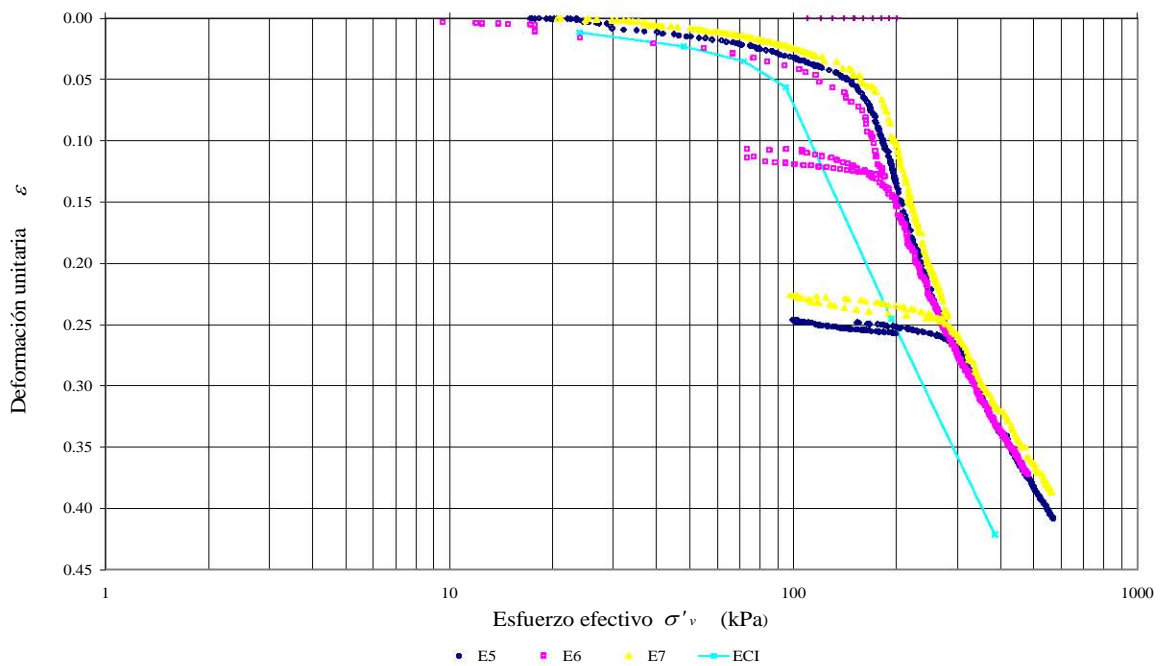


Figura 4.19 Curva tiempo vs. deformación unitaria

Para cada ensaye se determinó el esfuerzo de preconsolidación utilizando el Método de Casagrande y los resultados se muestran en la tabla 4.10:

Tabla 4.10 Esfuerzos de preconsolidación para cada ensaye

Ensaye	σ'_p (kPa)
ECI _{scT}	95
E5	145
E6	138
E7	160

Se observa en la figura 4.19, que el esfuerzo de preconsolidación disminuye cuando se disminuye la velocidad de deformación y la curva $\sigma' - \varepsilon_v$ se va desplazando hacia la izquierda. La curva $\sigma' - \varepsilon_v$ para el ensaye incremental ECI se encuentra por debajo de las obtenidas para los ensayes CRS, lo que indica que la velocidad de deformación que se desarrolla en las pruebas incrementales es menor que la velocidad desarrollada en los ensayes con procesos de deformación constante

Relacionando los valores de la velocidad de deformación en la tabla 4.9 y los valores del esfuerzo de preconsolidación en la tabla 4.10, se observa que el esfuerzo de preconsolidación tiene un aumento del 10%, cuando se incrementa la velocidad de deformación de $1.08 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ a $2.69 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$.

Relación exceso de presión de poro y esfuerzo efectivo (u_b/σ'_v)

Observando la figura 4.20, se puede ver que la relación u_b/σ'_v es diferente para cada ensaye. El ensaye E5 se realizó a una velocidad de desplazamiento del disco de carga mucho menor que el ensaye E7. Al ver la variación de la relación u_b/σ'_v , se ve que para el ensaye E5 se alcanzaron relaciones máximas del 10%, mientras que para el ensaye E7 la relación máxima fue casi de 30%. Se puede concluir que a medida que aumenta la velocidad de deformación se obtienen valores más grandes de la relación u_b/σ'_v .

Se puede ver en la figura 4.20 que la relación u_b/σ'_v va disminuyendo a medida que se aumenta el porcentaje de deformación unitaria vertical de la muestra. La relación u_b/σ'_v permanece casi constante después de pasar el 10% de deformación.

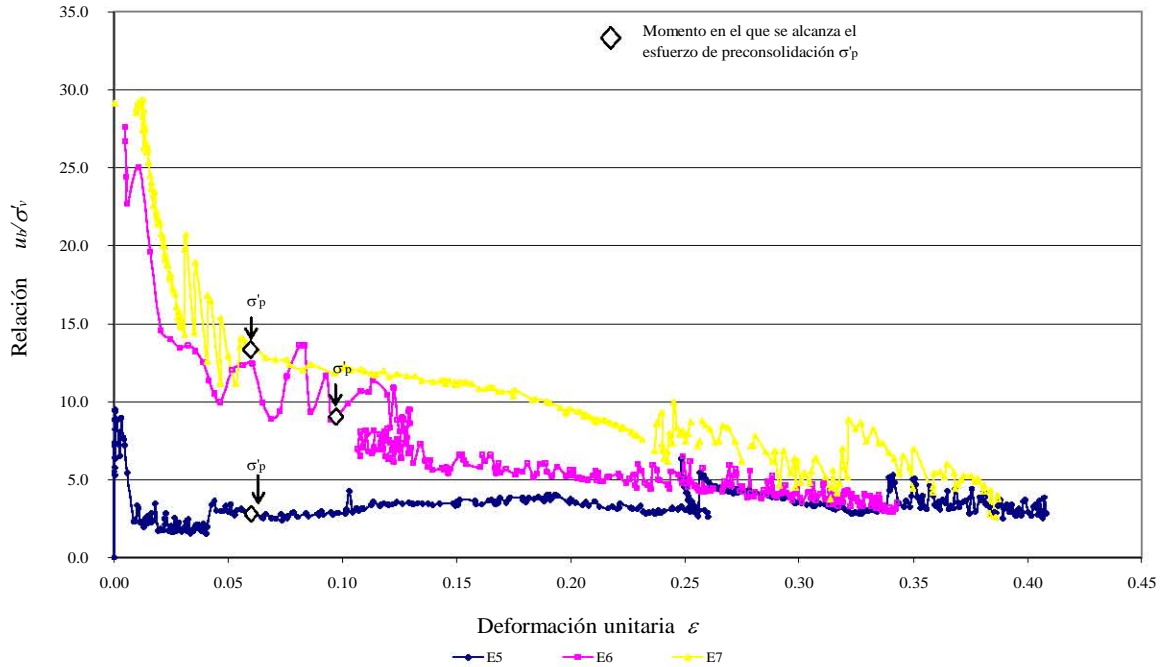


Figura 4.20 Variación presión de poro

Observando la figura 4.19, se puede ver que en la mayoría de los ensayos el esfuerzo de preconsolidación se alcanza antes de tener una deformación vertical del 10%, esta deformación corresponde también al momento en el que la variación u_b/σ'_v se vuelve constante, lo que indica que el exceso de presión de poro generado en el interior de la muestra después de superar el esfuerzo de preconsolidación es mínimo.

Parámetros modelo elasto visco-plástico:

Los valores de los parámetros elásticos y visco-plásticos, se determinan como en el caso anterior para definir las componentes elásticas y visco-plásticas de la velocidad de deformación. La componente elástica definida por la siguiente expresión:

$$\dot{\epsilon}_v^e = \frac{K}{1+e_o} * \frac{\dot{\sigma}'_v}{\sigma'_v} \tag{4.7}$$

La componente visco-plástica de la velocidad de deformación total se expresa como:

$$\dot{\varepsilon}_v^{vp} = 10^{\left[\left(\log \sigma'_v - \Gamma - \varepsilon_{oi} - C_\varepsilon \varepsilon_v^{vp} \right) / C_p \right]} \quad 4.8$$

Para los suelos de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, las funciones anteriores se representan gráficamente por las curvas mostradas en las figuras 4.21 y 4.22.

La siguiente expresión define la curva mostrada en la figura 4.21:

$$\log \sigma'_p = \Gamma + C_p \log \dot{\varepsilon}_v^{vp} \quad 4.9$$

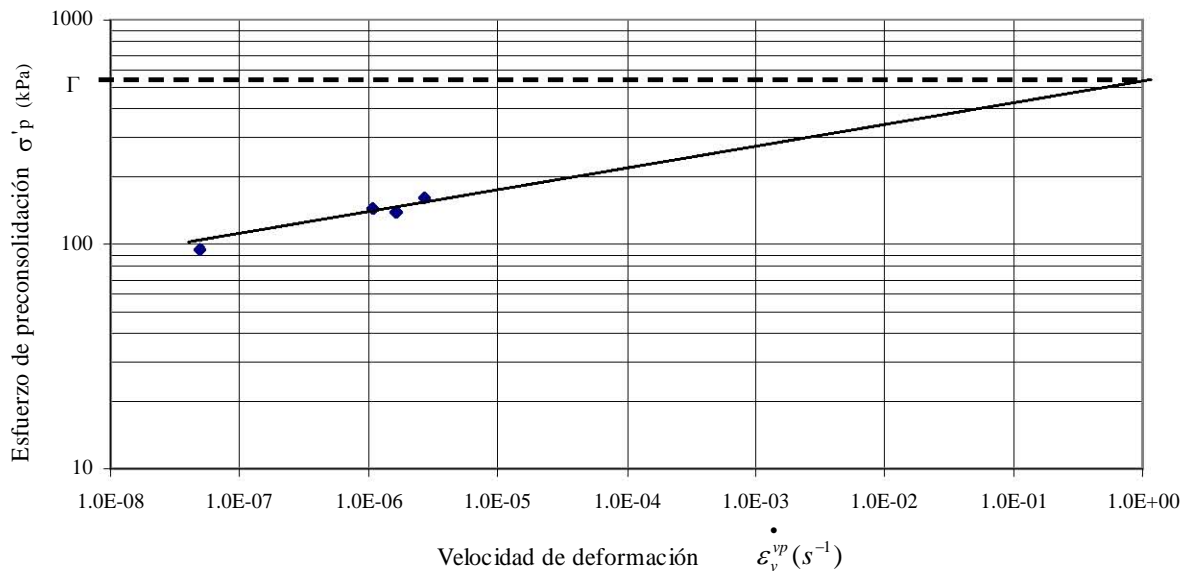


Figura 4.21 Curva velocidad de deformación vs. esfuerzo de preconsolidación

Donde los valores de la pendiente y la ordenada son:

Sitio	C_p (kPa/s ⁻¹)	Γ (kPa)
SCT	0.093	2.7160

La segunda función se puede representar gráficamente por las curvas mostradas en la figura 4.22, las cuales se definen matemáticamente por la expresión:

$$\log\left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_p}\right) = \varepsilon_{oi} + c_\varepsilon \varepsilon_v^{vp} \quad 4.10$$

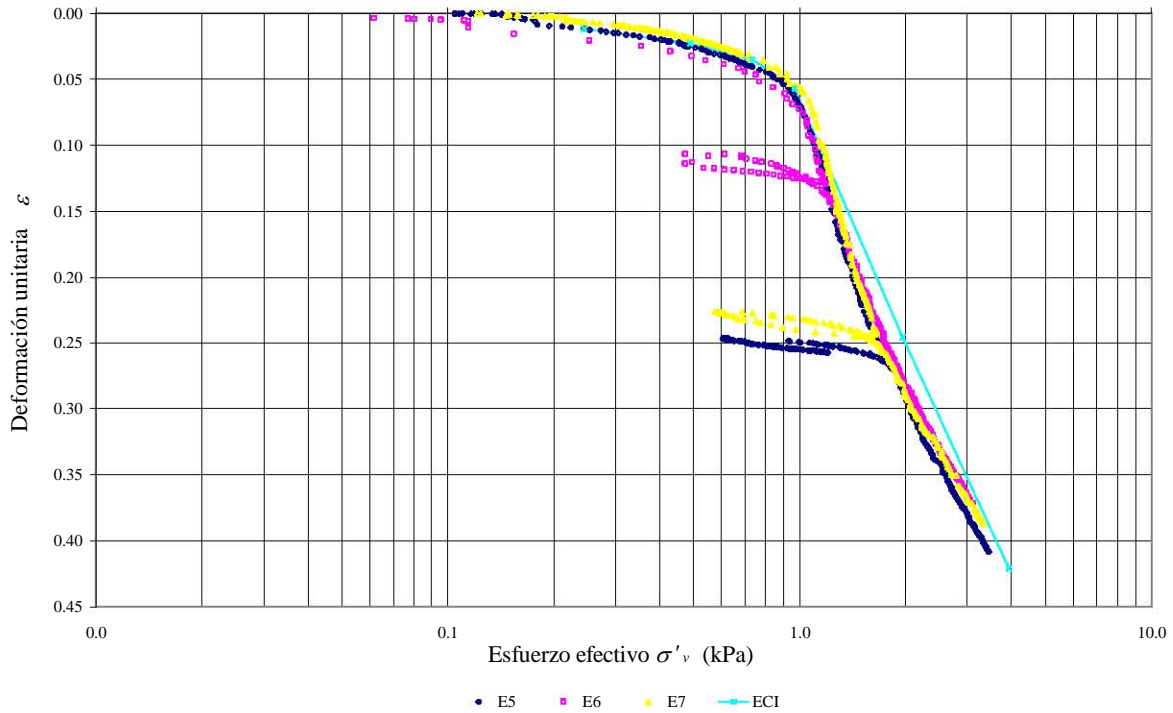


Figura 4.22 Curva esfuerzo efectivo normalizado con respecto al esfuerzo de preconsolidación vs. deformación unitaria

De la anterior expresión los términos ε_{oi} y C_ε , se obtienen gráficamente para cada ensaye. Los valores de los parámetros elásticos y visco-plásticos se presentan en la tabla 4.11:

Tabla 4.11 Parámetros viscoplásticos

Ensaye	C_ε	ε_{oi} (kPa)
ECI _{SCT}	1.868	0.860
E5	1.258	0.920
E6	1.639	0.860
E7	1.223	0.840

4.2.3. Parámetros visco-plásticos

Con el fin de aplicar el modelo elasto-viscoplástico utilizado en este trabajo, a las arcillas del valle de México, se relacionaron los resultados obtenidos tanto para la Nueva Biblioteca de México como para la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

Los parámetros elasto-visco-plásticos se obtienen a partir de las gráficas mostradas en las figuras 4.23 y 4.24.

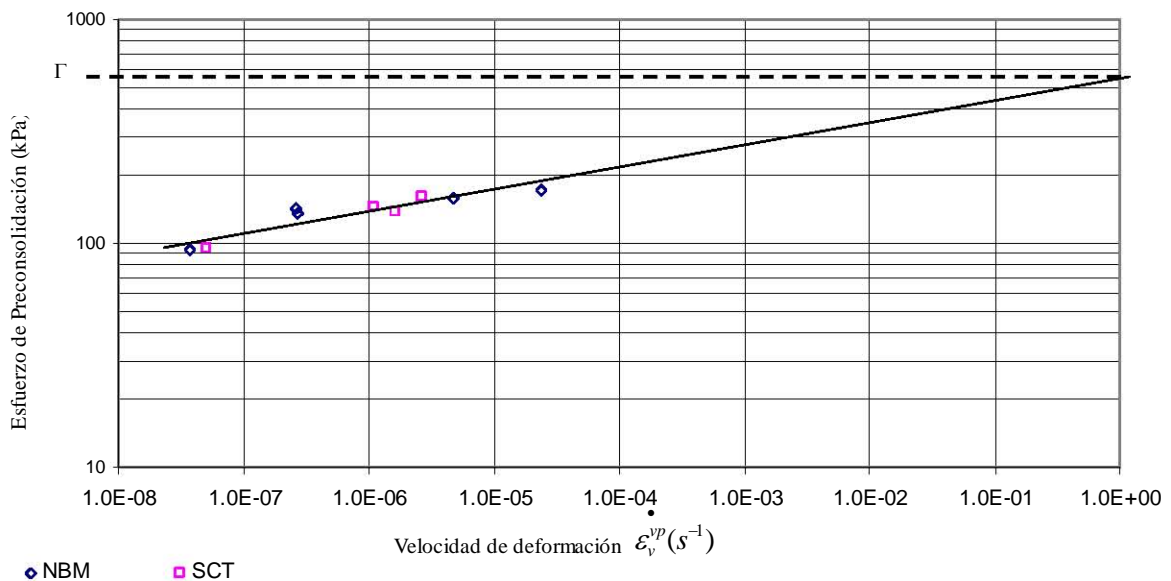


Figura. 4.23 Curva velocidad de deformación vs. esfuerzo de preconsolidación

Los valores de la pendiente y la ordenada de la curva de la figura 4.23 son:

Sitio	C_p (kPa/s ⁻¹)	Γ (kPa)
Total	0.098	2.7482

En la figura 4.24, se muestra la curva esfuerzo (Normalizado respecto al esfuerzo de preconsolidación) - deformación para todos los ensayos. Esta curva representa la segunda función de la componente viscoplástica de la velocidad de deformación, cuyos parámetros se determinaron para cada ensayo y se muestran en la tabla 4.12:

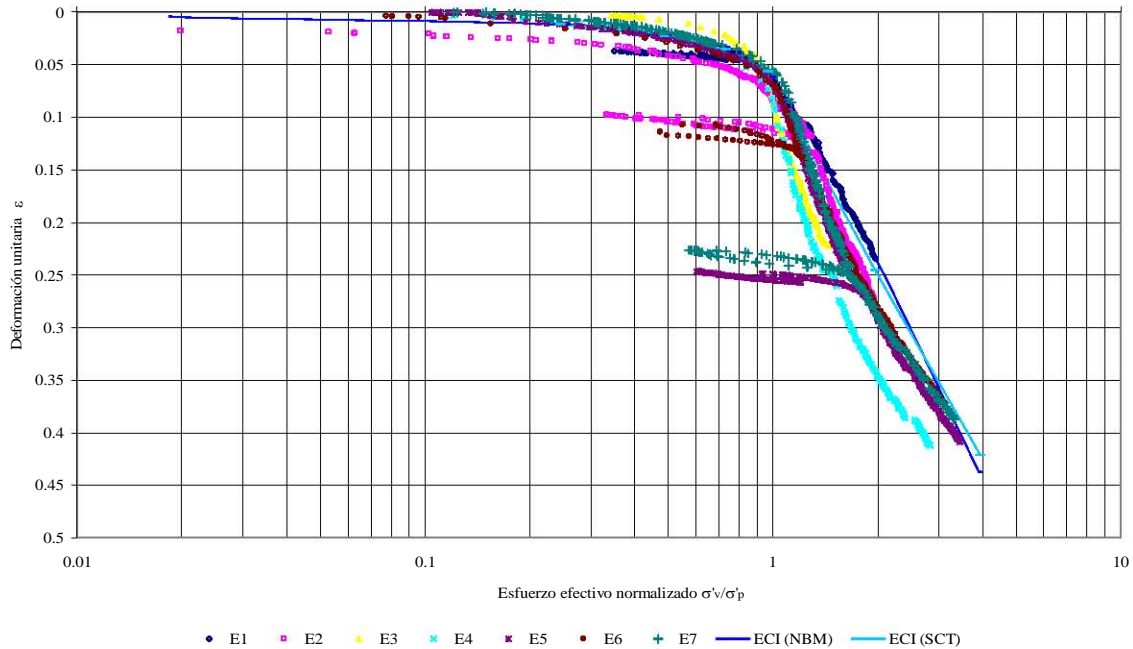


Figura 4.24 Curva esfuerzo efectivo normalizado con respecto al esfuerzo de preconsolidación vs. deformación unitaria (SCT y NBM)

Tabla 4.12 Parámetros modelo elasto- viscoplastico

Ensayo	K	C_s	C_e	ϵ_{oi} (kPa)	σ'_p (kPa)
ECI _{AYM}	9.520	21.920	1.966	0.880	93
E1	7.200	16.579	2.083	0.880	136
E2	7.496	17.261	1.386	0.900	142
E3	6.867	15.812	1.335	0.860	168
E4	6.295	14.496	1.038	0.860	185
ECI _{SCT}	9.009	20.744	1.868	0.860	95
E5	6.826	15.717	1.258	0.920	145
E6	5.783	13.316	1.639	0.860	138
E7	7.239	16.669	1.223	0.840	160

De la figura 4.24, se observa que el comportamiento sigue la misma tendencia y que las curvas quedan dentro de un mismo rango que se define en la figura 4.25.

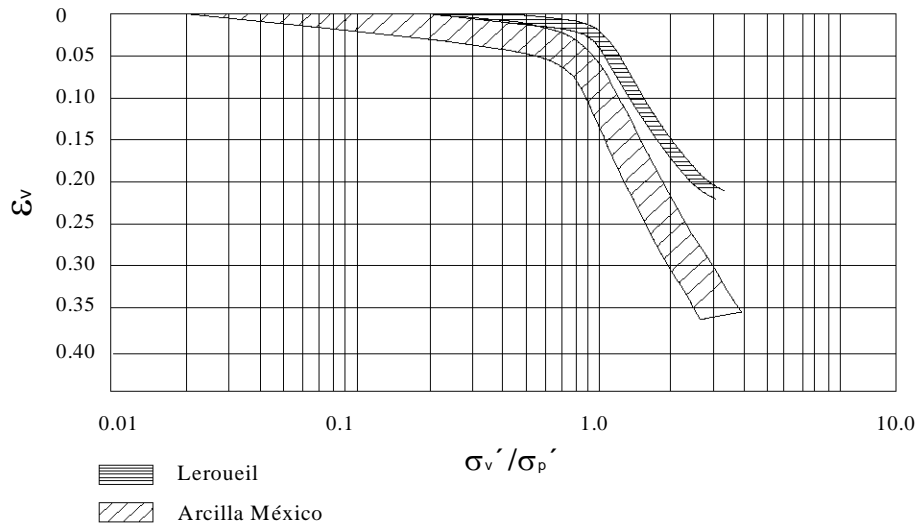


Figura 4.25 Rango del comportamiento en la curva esfuerzo efectivo normalizado con respecto al esfuerzo de preconsolidación vs. deformación unitaria

En la figura 4.25, se muestran los resultados obtenidos por Leroueil (1985), donde las curvas σ'_v/σ'_p vs. ε_v caen dentro del mismo rango hasta una deformación del 20%. Para las arcillas de México este rango es más amplio y el comportamiento es el mismo hasta deformaciones de 35%.

Se observa en la figura 4.25, que las arcillas de México presentan deformaciones mayores para relaciones σ'_v/σ'_p menores, por ejemplo cuando se tiene una relación de σ'_v/σ'_p igual a la unidad, los resultados mostrados por Leroueil (1985) presentan deformaciones entre el 1% y 2%, mientras que para las arcillas de México se alcanzan valores de la deformación entre 2% y el 5%.

4.2.4. Modelo reológico

El modelo empleado en este trabajo, establece que el comportamiento reológico de las arcillas es controlado por una única relación entre esfuerzo- deformación- y velocidad de deformación.

Como se ha explicado anteriormente, el modelo considera que la variación de la deformación total en cualquier momento tiene dos componentes, la primera definida como componente elástica y la segunda definida como componente viscoplástica. La componente elástica, definida en el rango sobreconsolidado de la curva esfuerzo deformación, donde las deformaciones son elásticas se define por la ecuación:

$$\dot{\varepsilon}_v^e = \frac{K}{1 + e_o} * \frac{\dot{\sigma}'_v}{\sigma'_v} \quad 4.11$$

La segunda componente, correspondiente al comportamiento viscoplástico se describe por dos curvas, la primera definida por la relación: $\sigma'_p - \varepsilon_v^{vp}$, la cual representa la capacidad del esqueleto del suelo a la deformación diferida (Creep). Y la segunda curva definida por la relación: $(\sigma'_v / \sigma'_p) - \varepsilon_v$, que representa la reacción de la estructura del suelo y su historia mineralógica y geológica.

La deformación total es entonces la suma de las componentes elástica y viscoplástica. La deformación viscoplastica ocurre tanto en el rango sobreconsolidado como en el rango normalmente consolidado, y es menor en el rango sobreconsolidado. Leroueil (1985) propone una ecuación general para describir el comportamiento reológico de las arcillas, de la siguiente forma:

$$\dot{\varepsilon}_v = f^{-1} \left(\frac{\sigma'_v}{g(\varepsilon_v)} \right) \quad 4.12$$

Considerando lo anterior y utilizando los modelos reológicos existentes, el modelo viscoplástico utilizado en este trabajo puede representarse por un modelo reológico que tome en cuenta el comportamiento del suelo frente a un proceso de consolidación.

El comportamiento elástico se representa por la Ley de Hooke, en la que el modelo analógico es el resorte helicoidal mostrado en la figura 4.26. En este caso las deformaciones son

proporcionales a los esfuerzos y la curva esfuerzo deformación es la que se muestra en la figura 4.26.

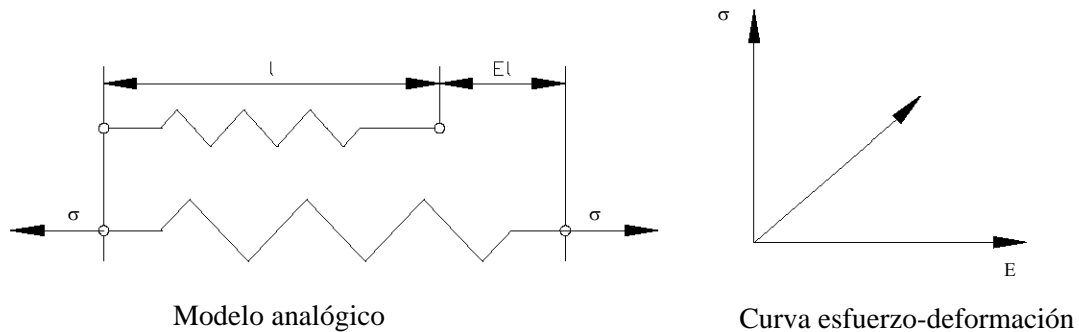


Figura 4.26 Modelo reológico comportamiento elástico

El comportamiento viscoso se define con la ley de Newton para el medio viscoso, la cual toma como modelo analógico un amortiguador móvil dentro de un cilindro lleno de aceite sin que haya compresión del fluido (Ver figura 4.27). La distancia recorrida por el pistón en un segundo representa la velocidad de deformación. La curva esfuerzo – deformación descrita por un cuerpo viscoso es la que se muestra a continuación.

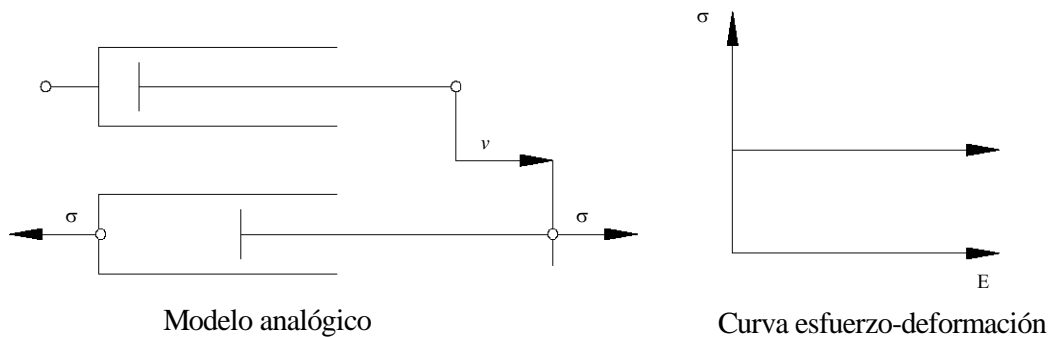


Figura 4.27 Modelo reológico comportamiento viscoso

Según el fenómeno que se esté analizando, se han desarrollado modelos que combinan estos comportamientos, dentro de los cuales el modelo de Kelvin – Voigt puede representar de una forma acertada la teoría utilizada en este trabajo. El cuerpo de Kelvin – Voigt, intenta representar materiales con un comportamiento elástico y viscoso simultáneamente. El modelo analógico consiste en un resorte y un amortiguador dispuestos paralelamente, de tal forma que cuando se aplica un esfuerzo, éste actúa sobre el resorte y el amortiguador

simultáneamente, Ver figura 4.28 La curva esfuerzo- deformación en este caso se muestra en la figura 4.28

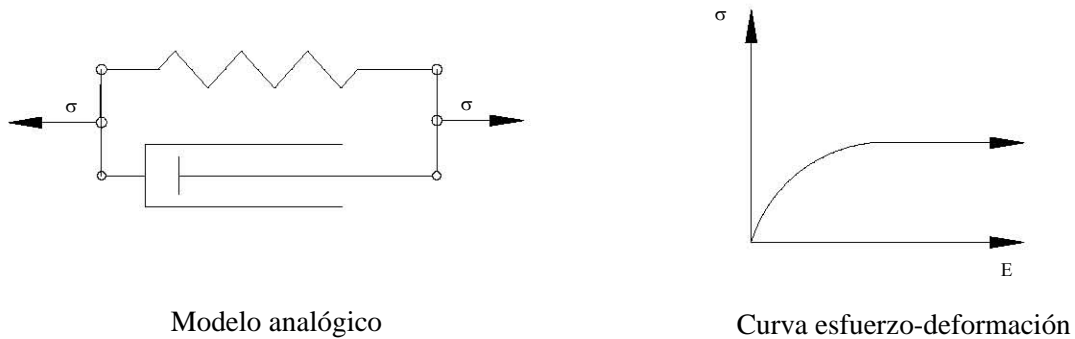


Figura 4.28 Modelo reológico comportamiento elasto-viscoplástico

4.2.5. Relación entre el esfuerzo de pre-consolidación y el índice de liquidez

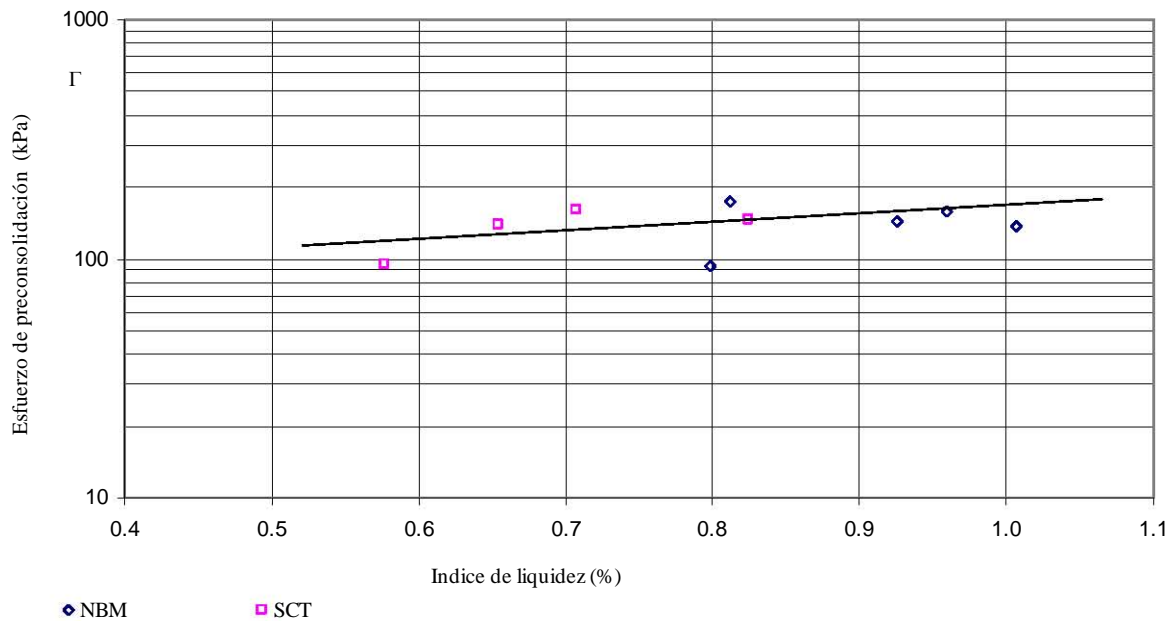


Figura 4.29 Variación índice de liquidez vs. esfuerzo de preconsolidación

En la figura 4.29, se presenta la variación entre el esfuerzo de pre-consolidación y el índice de liquidez. En la figura se traza una línea que muestra una tendencia del comportamiento que siguen los puntos, comparando esta curva con la figura 4.23 donde se muestra la variación del esfuerzo de preconsolidación y la velocidad de deformación, se puede ver que

las curvas siguen la misma tendencia, sin embargo se recomienda realizar más estudios para establecer si este comportamiento es común para las arcillas de la ciudad de México.

4.3. CONCLUSIONES

Para los ensayos de velocidad de deformación constante CRS, los valores en los esfuerzos de preconsolidación no presentan variación significativa entre los dos sitios analizados y el porcentaje de deformación para todos los ensayos en el momento de alcanzar σ'_p es menor al 10%.

El rango de variación de la velocidad de deformación de las muestras analizadas en este trabajo es de $2 \cdot 10^{-7} \text{ s}^{-1}$ y $1 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$. Sin embargo se recomienda que los ensayos de velocidad de deformación constante se realicen con una velocidad de deformación del orden de 10^{-6} s^{-1} , ya que con valores de 10^{-5} s^{-1} se pueden alcanzar a desarrollar valores de la relación u_b/σ'_v muy altos y con velocidades de deformación del orden de 10^{-7} s^{-1} , el valor de la relación u_b/σ'_v es imperceptible.

El exceso de presión de poro medido en la base de la muestra no es constante durante el ensayo. Como era de esperarse a priori, la relación u_b/σ'_v , aumenta a medida que se aumenta la velocidad de deformación. Para velocidades pequeñas del orden de 10^{-5} s^{-1} , el exceso de presión de poro es casi imperceptible, lo cual también fue reportado por Leroueil (1985).

El contenido de agua para los suelos de NBM varía de 326% a 367%, mientras que para los suelos de SCT este valor varía de 212% a 238%, sin embargo las relaciones u_b/σ'_v , presentadas durante los ensayos fueron mayores para los suelos SCT que para los suelos de NBM, lo cual se debe a la variación que existe en la relación de vacíos. Se esperaba que los suelos con mayor contenido de agua tuvieran mayores relaciones u_b/σ'_v , por lo que se recomienda realizar mas estudios.

Según Mitchel (2004) la influencia del tiempo en la deformación y la resistencia del suelo, aumenta conforme se aumenta la plasticidad y el contenido de agua del suelo, pero en este

caso vemos que la influencia al respecto es mínima, a pesar de presentar variaciones tanto en el índice de plasticidad como en el contenido de agua. Para los suelos analizados en este trabajo el índice de plasticidad para el sitio de NBM es 209.96 % y para los suelos de SCT es de 153.02%.

El valor del índice de preconsolidación C_p es 0,91 para los suelos de NBM y para los suelos de SCT es de 0,093, existe una variación mínima entre los dos valores lo que indica que presenta un comportamiento constante. Esto se puede ver en la curva mostrada en la figura 4.23, en la que se presentan los datos obtenidos en los dos sitios analizados y en la que se observa una baja dispersión entre los datos, en este caso el valor del índice de preconsolidación C_p es de 0.095.

Para los suelos estudiados el valor del índice de recompresión K es menor para velocidades de deformación rápidas y aumenta al disminuir el valor de la velocidad de deformación, para los suelos de NBM este valor es de 7.2 para una velocidad de $2 \cdot 10^{-7} \text{ s}^{-1}$ y de 6.9 para una velocidad de desplazamiento de $1 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$.

El índice de compresión C_ε disminuye a medida que se aumenta la velocidad de deformación, para los suelos de NBM se tiene un valor de 2.03 para velocidades lentas y de 1.038 para velocidades rápidas. El valor del parámetro ε_{oi} aumenta a medida que se aumenta la velocidad de deformación.

5. APLICACIÓN MODELO ELASTO-VISCOPLÁSTICO

5.1. INTRODUCCIÓN

Desde hace varias décadas la ciudad de México se ha visto afectada por el fenómeno de hundimiento regional, éste fenómeno ha sido causado por la sobreexplotación de los acuíferos. Sumando al hundimiento regional el fenómeno de consolidación de los suelos arcillosos, típicos en el valle de México, los efectos sobre las cimentaciones y estructuras en general son mayores, por lo que se ha prestado especial atención al estudio de este fenómeno con el fin de evaluar previamente el comportamiento del suelo sobre el cual se construyen las diferentes obras de ingeniería exigidas por el crecimiento continuo de la ciudad.

Con la introducción de nuevas teorías de consolidación se intenta analizar el comportamiento de los suelos, y el modelo utilizado en este estudio pretende utilizarse para tal fin. A continuación se describe de manera general la forma en la que puede utilizarse este modelo para evaluar el comportamiento de los suelos arcillosos.

5.2. ECUACIÓN DE CONTINUIDAD

Para introducir el modelo elasto-visco plástico al fenómeno de consolidación, se utiliza la ecuación de continuidad para el proceso de consolidación definida por Berry y Poskitt (1972):

$$-\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} = \frac{1+e_0}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k_v}{1+e} \frac{\partial u}{\partial z} \right) \quad 5.1$$

La ecuación anterior toma en cuenta el principio de continuidad de masa y la ley de Darcy, las variables se definen a continuación:

- z Profundidad
- ε_v Deformación vertical
- u Exceso de presión de poro
- e_0 y e Relación de vacíos inicial y actual
- k_v Variación de la conductividad hidráulica con la relación de vacíos
- γ_w Peso unitario del agua

Del modelo elasto-viscoplastico descrito en capítulos anteriores se tiene que la deformación vertical total se define como:

$$\varepsilon_v = \int \dot{\varepsilon}_v \quad 5.2$$

Donde la variación de la deformación total en el tiempo $\dot{\varepsilon}_v$, se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$\dot{\varepsilon}_v = \frac{K}{1 + e_0} \frac{\dot{\sigma}'_v}{\sigma'_v} + 10^{[(\log \sigma'_v - \Gamma - \varepsilon_{oi} - C_\varepsilon \varepsilon_v^{pp}) / C_p]} \quad 5.3$$

Considerando una sobrecarga y el exceso de presión de poro, el esfuerzo efectivo es:

$$\sigma'_v = \sigma'_{vo} + L - u \quad 5.4$$

En la expresión 5.4 las variables se definen como:

- σ'_{vo} Esfuerzo efectivo inicial
- L Sobrecarga
- u Exceso de presión de poro

La variación del esfuerzo efectivo con respecto al tiempo se puede por lo tanto expresar como:

$$\dot{\sigma}'_v = \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} = \dot{L} - \dot{u} \quad 5.5$$

La variación del exceso de presión de poro con el tiempo tiene varias componentes y se describe mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \left(\frac{\partial u}{\partial t} \right)_{Carga} + \left(\frac{\partial u}{\partial t} \right)_{Disipación} + \left(\frac{\partial u}{\partial t} \right)_{Def.Viscoplastica} \quad 5.6$$

Como se expresa en la ecuación 5.6, la variación del exceso de presión de poro con el tiempo se produce por un cambio en la presión de poro debido a la sobrecarga, por la disipación de la presión de poros y por generación de presión de poro debido a la visco-plasticidad. Reemplazando el valor de cada término en la ecuación 5.6 se tiene que la variación del exceso de presión de poro en el tiempo, se define como:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \dot{u} = \dot{L} + \frac{(1 + e_0)\sigma'_v}{K} * \left\{ \frac{1 + e_0}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k_v}{1 + e} \frac{\partial u}{\partial z} \right) + 10^{[(\log \sigma'_v - \Gamma - \varepsilon_{oi} - C_e \varepsilon_v^{vp}) C_p]} \right\} \quad 5.7$$

En la expresión 5.7 las variables se definen como:

$$k_v = \log k_{v0} - (e_0 - e) / C_k \quad 5.8$$

Donde C_k es el índice de permeabilidad y se define como la pendiente de la relación $e - \log k_v$. k_{v0} es la conductividad hidráulica correspondiente a la relación de vacíos inicial.

5.3. SOLUCIÓN

La ecuación 5.7, que define la variación de la presión de poro, es una ecuación diferencial no lineal, que a su vez es función del tiempo t y la profundidad z . Existen diferentes métodos para resolverla, dentro de los cuales se encuentran, el método de diferencias finitas y el de

elementos finitos. A continuación se explican los pasos que se siguen para resolver la ecuación 5.7, por el método de diferencias finitas, usando el método de Crank-Nicholson.

El método de Crank-Nicholson se basa en la malla que se muestra en la figura 5.1:

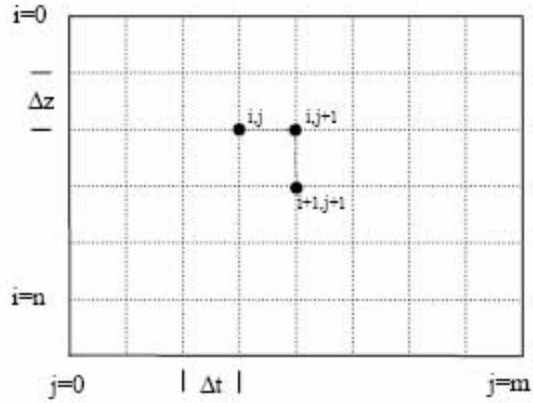


Figura 5.1 Malla de puntos Crank Nicholson

Para el caso de la ecuación 5.7, el método se usa combinando las aproximaciones de $\partial u / \partial t$ con diferencias hacia delante apoyándose en la fila j , y diferencias hacia atrás apoyándose en la fila $j+1$. La aproximación de $\partial^2 u / \partial z^2$ se realiza con diferencias centrales.

Al aproximar $\partial u / \partial t$ en el nodo (i, j) con diferencias hacia delante y $\partial^2 u / \partial z^2$ con diferencias centrales se obtiene:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{u_{i,j+1} - u_{i,j}}{\Delta t} \quad 5.9$$

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{u_{i-1,j} - 2u_{i,j} + u_{i+1,j}}{\Delta z^2} \quad 5.10$$

Al aproximar $\partial u / \partial t$ en el nodo $(i, j+1)$ con diferencias hacia atrás y $\partial^2 u / \partial z^2$ con diferencias centrales se obtiene:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{u_{i,j+1} - u_{i,j}}{\Delta t} \quad 5.11$$

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{u_{i-1,j+1} - 2u_{i,j+1} + u_{i+1,j+1}}{\Delta z^2} \quad 5.12$$

Para iniciar con el procedimiento es necesario definir las condiciones de frontera. En este caso las condiciones de frontera se definen para un estrato de suelo doblemente drenado donde:

$$u_{i,0} = f(z, 0)$$

$$u_{0,j} = 0$$

$$u_{n,j} = 0$$

La variación de u con la profundidad se puede evaluar con la siguiente función:

$$f(z, 0) = u_{i,0} = -2.05 \times 10^{-3} z^4 + 5.86 \times 10^{-2} z^3 - 4.26 \times 10^{-1} z^2 + 10.21 z + 55.42 \quad 5.13$$

Considerando L constante, $\frac{\partial L}{\partial t} = 0$ y agrupando las constantes en la ecuación 5.7, esta se puede reescribir de la siguiente manera:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \delta \sigma'_v * \left\{ (\alpha * \beta) \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + 10 \left[(\log \sigma'_v - \Gamma - \varepsilon_{oi} - C_e \varepsilon_v^{vp}) c_p \right] \right\} \quad 5.14$$

En la anterior expresión se tiene que:

$$\delta = \frac{1 + e_0}{\kappa} \quad 5.15$$

$$\alpha = \frac{1 + e_0}{\gamma_w} \quad 5.16$$

$$\beta = \frac{k_v}{1+e} \quad 5.17$$

Introduciendo las aproximaciones de $\partial u / \partial t$ hacia delante y de $\partial^2 u / \partial z^2$ en diferencias centrales la ecuación 5.14 se escribe como:

$$\frac{u_{i,j+1} - u_{i,j}}{\Delta t} = \delta * \sigma'_{vi,j} * \left\{ (\alpha\beta) * \left(\frac{u_{i-1,j} - 2u_{i,j} + u_{i+1,j}}{\Delta z^2} \right) + 10^{(\log \sigma_{i,j} - \Omega - C_e \epsilon_{vi,j}^{VP}) / c_p} \right\} \quad 5.18$$

Introduciendo las aproximaciones de $\partial u / \partial t$ hacia atrás y de $\partial^2 u / \partial z^2$ en diferencias centrales la ecuación 5.14 se escribe como:

$$\frac{u_{i,j+1} - u_{i,j}}{\Delta t} = \delta * \sigma'_{vi,j} * \left\{ (\alpha\beta) * \left(\frac{u_{i-1,j+1} - 2u_{i,j+1} + u_{i+1,j+1}}{\Delta z^2} \right) + 10^{(\log \sigma_{i,j} - \Omega - C_e \epsilon_{vi,j}^{VP}) / c_p} \right\} \quad 5.19$$

Sumando las ecuaciones 5.18 y 5.19, se tiene:

$$\left(\frac{2}{\Delta t} \right) u_{i,j+1} - u_{i,j} = \delta \sigma'_{vi,j} * \left\{ \frac{(\alpha\beta)}{\Delta z^2} (u_{i-1,j+1} - 2u_{i,j+1} + u_{i+1,j+1} + u_{i-1,j} - 2u_{i,j} + u_{i+1,j}) + 10^{(\log \sigma_{i,j} - \Omega - C_e \epsilon_{vi,j}^{VP}) / c_p} \right\} \quad 5.20$$

Aplicando la ecuación 5.20 a los nodos (1,0) y (1,1), o sea $i=1, j=0$, se tiene:

$$\left(\frac{2}{\Delta t} \right) u_{1,1} - u_{1,0} = \delta \sigma'_{v1,0} * \left\{ \frac{(\alpha\beta)}{\Delta z^2} (u_{0,0} - 2u_{1,0} + u_{2,0} + u_{0,1} - 2u_{1,1} + u_{2,1}) + 10^{(\log \sigma_{1,0} - \Omega - C_e \epsilon_{v1,0}^{VP}) / c_p} \right\} \quad 5.21$$

En la ecuación 5.21, los nodos (0,0), (1,0), (2,0) y (0,1), son conocidos a partir de las condiciones iniciales de frontera; en cambio los nodos (1,1), (2,1) son incógnitas.

Reescribiendo la ecuación 5.21, se tiene que:

$$u_{1,1} - u_{1,0} = f|_{i,j} * (u_{0,0} - 2u_{1,0} + u_{2,0} + u_{0,1} - 2u_{1,1} + u_{2,1}) + g|_{i,j} \quad 5.22$$

En la ecuación 5.22 $f|_{i,j}$ y $g|_{i,j}$ son funciones de σ'_v y ε_v^{vp} evaluadas en el nodo i,j , y se definen como:

$$f|_{i,j} = \left(\frac{\Delta t * \delta * \alpha * \beta}{2 * \Delta z^2} \right) * \sigma_{i,j} \quad 5.23$$

$$g|_{i,j} = \Delta t * \delta * 10^{(\log \sigma_{i,j} - \Omega - C \varepsilon_{v,i,j}^{vp}) / c_p} * \sigma_{i,j} \quad 5.24$$

Reordenando la ecuación 5.22 se tiene:

$$(1 + 2f|_{1,0}) * u_{1,1} - f|_{1,0} u_{2,1} = f|_{1,0} (u_{0,0} + u_{0,1} + u_{2,0}) + (1 - 2f|_{1,0}) * u_{1,0} + g|_{1,0} \quad 5.25$$

Al aplicar el mismo algoritmo de la ecuación 5.20 en los nodos (2,0) y (2,1), es decir $i=2$, $j=0$, se tiene que:

$$-f|_{2,0} u_{1,1} + (1 + 2f|_{2,0}) * u_{2,1} - f|_{2,0} u_{3,1} = f|_{2,0} (u_{1,0} + u_{3,0}) + (1 - 2f|_{2,0}) * u_{2,0} + g|_{2,0} \quad 5.26$$

En la ecuación 5.26 las incógnitas son los valores de u en (1,1), (2,1) y (3,1), ya que los demás valores se definen por las condiciones de frontera.

Si se divide la muestra en n substratos, se tendrían $n-1$ nodos interiores, a los que al aplicar el algoritmo de la ecuación 5.20 se generan $n-1$ ecuaciones, con $n-1$ incógnitas. Este sistema de ecuaciones se puede escribir de la siguiente manera:

$$\begin{aligned}
 (1+2f|_{1,0}) * u_{1,1} - f|_{1,0} u_{2,1} &= f|_{1,0} (u_{0,0} + u_{0,1} + u_{2,0}) + (1-2f|_{1,0}) * u_{1,0} + g|_{1,0} \\
 -f|_{2,0} u_{1,1} + (1+2f|_{2,0}) * u_{2,1} - f|_{2,0} u_{3,1} &= f|_{2,0} (u_{1,0} + u_{3,0}) + (1-2f|_{2,0}) * u_{2,0} + g|_{2,0} \\
 -f|_{n-2,0} u_{n-3,1} + (1+2f|_{n-2,0}) * u_{n-2,1} - f|_{n-2,0} u_{n-1,1} &= f|_{n-2,0} (u_{n-3,0} + u_{n-1,0}) + (1-2f|_{n-2,0}) * u_{n-2,0} + g|_{n-2,0} \\
 -f|_{n-1,0} u_{n-2,1} + (1+2f|_{n-1,0}) * u_{n-1,1} &= f|_{n-1,0} (u_{n-2,0} + u_{n,0} + u_{n,1}) + (1-2f|_{n-1,0}) * u_{n-1,0} + g|_{n-1,0}
 \end{aligned}$$

Este procedimiento se aplica en las filas j y $j+1$ para tener:

$$\begin{aligned}
 (1+2f|_{1,j}) * u_{1,j+1} - f|_{1,j} u_{2,j+1} &= f|_{1,j} (u_{0,j} + u_{0,j+1} + u_{2,j}) + (1-2f|_{1,j}) * u_{1,j} + g|_{1,j} \\
 -f|_{2,j} u_{1,j+1} + (1+2f|_{2,j}) * u_{2,j+1} - f|_{2,j} u_{3,j+1} &= f|_{2,j} (u_{1,j} + u_{3,j}) + (1-2f|_{2,j}) * u_{2,j} + g|_{2,j} \\
 -f|_{n-2,j} u_{n-3,j+1} + (1+2f|_{n-2,j}) * u_{n-2,j+1} - f|_{n-2,j} u_{n-1,j+1} &= f|_{n-2,j} (u_{n-3,j} + u_{n-1,j}) + (1-2f|_{n-2,j}) * u_{n-2,j} + g|_{n-2,j} \\
 -f|_{n-1,j} u_{n-2,j+1} + (1+2f|_{n-1,j}) * u_{n-1,j+1} &= f|_{n-1,j} (u_{n-2,j} + u_{n,j} + u_{n,j+1}) + (1-2f|_{n-1,j}) * u_{n-1,j} + g|_{n-1,j}
 \end{aligned}$$

En notación matricial los sistemas de ecuaciones quedan:

$$A t^{(j+1)} = B t^{(j)} + c \quad \mathbf{5.27}$$

Donde

$$A = \begin{bmatrix}
 (1+2f|_{1,j}) & -f|_{1,j} & \dots & & 0 \\
 -f|_{2,j} & +(1+2f|_{2,j}) & -f|_{2,j} & \dots & 0 \\
 \cdot & & & & \\
 \cdot & & & & \\
 0 & \dots & -f|_{n-2,j} & +(1+2f|_{n-2,j}) & -f|_{n-2,j} \\
 0 & \dots & & -f|_{n-1,j} & +(1+2f|_{n-1,j})
 \end{bmatrix}$$

$$t^{(j+1)} = [u_{1,j+1} \ u_{2,j+1} \ u_{3,j+1} \ \dots \ u_{n-1,j+1}]^T$$

$$B = \begin{bmatrix} (1-2f|_{1,j}) & +f|_{1,j} & \dots & & 0 \\ +f|_{2,j} & +(1-2f|_{2,j}) & +f|_{2,j} & \dots & 0 \\ \cdot & & & & \\ \cdot & & & & \\ 0 & \dots & & +f|_{n-2,j} & +(1-2f|_{n-2,j}) & +f|_{n-2,j} \\ 0 & \dots & & & +f|_{n-1,j} & +(1-2f|_{n-1,j}) \end{bmatrix}$$

$$t^{(j)} = [u_{1,j} \ u_{2,j} \ u_{3,j} \ \dots \ u_{n-1,j}]^T$$

$$c = \left[\left(f|_{1,j} (u_{0,j} + u_{0,j+1}) + g|_{1,j} \right), \ g|_{2,j}, \ g|_{3,j} \ \dots \ \left(f|_{n-1,j} (u_{n,j} + u_{n,j+1}) + g|_{n-1,j} \right) \right]^T$$

CONCLUSIONES

Se evaluó el comportamiento visco-plástico de la arcilla de la ciudad de México mediante un modelo elasto-viscoplastico que establece que el comportamiento de consolidación se rige por una única relación entre el esfuerzo efectivo, la deformación vertical y la velocidad de deformación.

Se realizaron ensayos con procesos de velocidad de deformación constante y ensayos convencionales con incrementos de carga, con los resultados obtenidos en ambos casos se determinaron los parámetros establecidos por el modelo visco-plástico para evaluar el comportamiento del suelo.

En el trabajo presentado, se evalúa el comportamiento visco-plástico de la arcilla de dos sitios de la ciudad de México correspondientes a la misma zona geotécnica. De los resultados obtenidos se puede concluir que este tipo de suelo tiene el mismo comportamiento viscoplastico ya que los parámetros presentan la misma tendencia, lo que se puede ver en las curvas 4.23 y 4.24.

Para los suelos analizados en este trabajo, se definió un rango del comportamiento de las curvas esfuerzo efectivo (Normalizado con el esfuerzo de pre-consolidación) vs. deformación vertical, el cual se muestra en la figura 4.25. Este rango se define para deformaciones menores a 35%

Se presenta una solución a la ecuación de variación de la presión de poros con el tiempo, mediante el método de diferencias finitas de Crack Nicholson, el cual se debe desarrollar en lenguaje de programación y comprobar la validación del modelo en los suelos arcillosos de la ciudad de México.

Los procedimientos de velocidad de deformación constante empleados en este trabajo ofrecen una nueva alternativa, para el desarrollo de pruebas de consolidación, Estos ensayos son ventajosos frente a las pruebas convencionales, ya que se obtiene una curva continua

esfuerzo-deformación y además se puede controlar el exceso en la presión de poro generado en la muestra.

El equipo utilizado para realizar las pruebas de velocidad de deformación constante responde a las deformaciones del suelo por esta razón no fue posible mantener este parámetro constante durante el desarrollo de las pruebas, sin embargo gracias a las teorías desarrolladas para la interpretación de los resultados fue posible determinar la velocidad de deformación en el momento de alcanzar el esfuerzo de pre-consolidación, cuyo valor fue de gran importancia para establecer los parámetros visco-plásticos que utiliza el modelo.

Con la realización de este trabajo se establecieron algunos parámetros visco-plásticos que permiten caracterizar las arcillas de la ciudad de México y con los cuales es posible utilizar este modelo de consolidación para determinar los asentamientos que sufren los suelos.

Es necesario seguir realizando estudios con procesos de deformación constante y validar los resultados obtenidos aquí, con otros tipos de ensayos, con los cuales a su vez se puede validar el modelo elasto-visco plástico empleado en este trabajo para los suelos arcillosos de la ciudad de México.

CONCLUSIONES

Se evaluó el comportamiento visco-plástico de la arcilla de la ciudad de México mediante un modelo elasto-viscoplastico que establece que el comportamiento de consolidación se rige por una única relación entre el esfuerzo efectivo, la deformación vertical y la velocidad de deformación.

Se realizaron ensayos con procesos de velocidad de deformación constante y ensayos convencionales con incrementos de carga, con los resultados obtenidos en ambos casos se determinaron los parámetros establecidos por el modelo visco-plástico para evaluar el comportamiento del suelo.

En el trabajo presentado, se evalúa el comportamiento visco-plástico de la arcilla de dos sitios de la ciudad de México correspondientes a la misma zona geotécnica. De los resultados obtenidos se puede concluir que este tipo de suelo tiene el mismo comportamiento viscoplastico ya que los parámetros presentan la misma tendencia, lo que se puede ver en las curvas 4.23 y 4.24.

Para los suelos analizados en este trabajo, se definió un rango del comportamiento de las curvas esfuerzo efectivo (Normalizado con el esfuerzo de pre-consolidación) vs. deformación vertical, el cual se muestra en la figura 4.25. Este rango se define para deformaciones menores a 35%

Se presenta una solución a la ecuación de variación de la presión de poros con el tiempo, mediante el método de diferencias finitas de Crack Nicholson, el cual se debe desarrollar en lenguaje de programación y comprobar la validación del modelo en los suelos arcillosos de la ciudad de México.

Los procedimientos de velocidad de deformación constante empleados en este trabajo ofrecen una nueva alternativa, para el desarrollo de pruebas de consolidación, Estos ensayos son ventajosos frente a las pruebas convencionales, ya que se obtiene una curva continua

esfuerzo-deformación y además se puede controlar el exceso en la presión de poro generado en la muestra.

El equipo utilizado para realizar las pruebas de velocidad de deformación constante responde a las deformaciones del suelo por esta razón no fue posible mantener este parámetro constante durante el desarrollo de las pruebas, sin embargo gracias a las teorías desarrolladas para la interpretación de los resultados fue posible determinar la velocidad de deformación en el momento de alcanzar el esfuerzo de pre-consolidación, cuyo valor fue de gran importancia para establecer los parámetros visco-plásticos que utiliza el modelo.

Con la realización de este trabajo se establecieron algunos parámetros visco-plásticos que permiten caracterizar las arcillas de la ciudad de México y con los cuales es posible utilizar este modelo de consolidación para determinar los asentamientos que sufren los suelos.

Es necesario seguir realizando estudios con procesos de deformación constante y validar los resultados obtenidos aquí, con otros tipos de ensayos, con los cuales a su vez se puede validar el modelo elasto-visco plástico empleado en este trabajo para los suelos arcillosos de la ciudad de México.

ANEXOS

ANEXO 1: RESULTADOS PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN CON PROCESOS DE DEFORMACIÓN CONSTANTE, ENSAYE E3 ALDAMA Y MOSQUETA.

CONSOLIDACIÓN CON PROCESO DE VELOCIDAD DE DEFORMACION CONSTANTE

Diámetro	6.334	cm
Altura	2.978	cm
Radio	3.167	cm
Area	31.510	cm ²
Volumen	93.836	cm ³
Ho	0.26177	cm
eo	10.3766	
RCA	5.24	
σ'_p	150	kPa

No.	Tiempo (seg)	ΔH (cm)	Presión Axial (Kpa)	Presión de Poros (Kpa)	Contrapresión (Kpa)	Esfuerzo efectivo Normal (Kpa)	Esfuerzo total σ_v (Kpa)	Ub (Kpa)	(Ub/ σ_v)%	H (cm)	$\Delta H = \text{Des2} - \text{Des1}$	$\epsilon = (\Delta H / H_0)$	$\ln(1 - (\Delta H / H_0))$	$\Delta t = t_2 - t_1$ (s)	$\Delta H / \Delta t$ (cm/s)	$\Delta \epsilon$	$\Delta \epsilon / \Delta t$ (s ⁻¹)	σ'_v / σ'_p
						1												
1	8412	0.07595	153.67	155.25	147.95	25.38	29.98	7.31	28.80	2.90	2.03E-03	2.55E-02	2.58E-02	600.996	3.38E-06	1.32E-03	2.19E-06	0.17
2	9013.002	0.07747	154.22	155.25	147.67	29.21	34.32	7.58	25.96	2.90	1.52E-03	2.60E-02	2.64E-02	601.002	2.54E-06	5.25E-04	8.74E-07	0.19
3	9614.004	0.08001	154.49	155.60	147.74	30.16	35.40	7.86	26.05	2.90	2.54E-03	2.69E-02	2.72E-02	601.002	4.23E-06	8.76E-04	1.46E-06	0.20
4	10215	0.08204	154.91	155.74	147.46	33.52	39.01	8.27	24.68	2.90	2.03E-03	2.75E-02	2.79E-02	600.996	3.38E-06	7.01E-04	1.17E-06	0.22
5	11417.004	0.08585	156.01	155.80	147.32	39.74	45.52	8.48	21.34	2.89	3.81E-03	2.88E-02	2.93E-02	1202.004	3.17E-06	1.32E-03	1.10E-06	0.26
6	12018	0.08865	156.70	155.74	147.74	41.66	46.96	8.00	19.20	2.89	2.79E-03	2.98E-02	3.02E-02	600.996	4.65E-06	9.67E-04	1.61E-06	0.28
7	12619.002	0.09068	157.18	155.74	147.67	44.53	49.85	8.07	18.11	2.89	2.03E-03	3.04E-02	3.09E-02	601.002	3.38E-06	7.04E-04	1.17E-06	0.30
8	13220.004	0.09246	157.32	155.87	147.46	46.44	51.66	8.41	18.11	2.89	1.78E-03	3.10E-02	3.15E-02	601.002	2.96E-06	6.16E-04	1.02E-06	0.31
9	14422.002	0.09652	158.29	155.80	147.26	52.19	57.80	8.55	16.38	2.88	4.06E-03	3.24E-02	3.29E-02	1201.998	3.38E-06	1.41E-03	1.17E-06	0.35
10	15023.004	0.09855	158.56	155.80	146.98	54.58	60.69	8.82	16.17	2.88	2.03E-03	3.31E-02	3.37E-02	601.002	3.38E-06	7.05E-04	1.17E-06	0.36
11	15624	0.10058	158.98	156.01	147.12	56.02	62.13	8.89	15.88	2.88	2.03E-03	3.38E-02	3.44E-02	600.996	3.38E-06	7.06E-04	1.17E-06	0.37
12	16826.004	0.10439	159.46	156.15	147.26	57.93	63.94	8.89	15.35	2.87	3.81E-03	3.51E-02	3.57E-02	1202.004	3.17E-06	1.32E-03	1.10E-06	0.39
13	18028.002	0.10795	159.67	156.22	147.12	59.37	65.75	9.10	15.33	2.87	3.56E-03	3.62E-02	3.69E-02	1201.998	2.96E-06	1.24E-03	1.03E-06	0.40
14	18629.004	0.11049	160.08	156.01	146.57	64.64	70.80	9.44	14.61	2.87	2.54E-03	3.71E-02	3.78E-02	601.002	4.23E-06	8.85E-04	1.47E-06	0.43
15	19230	0.11201	160.49	156.01	146.70	66.07	72.25	9.31	14.09	2.87	1.52E-03	3.76E-02	3.83E-02	600.996	2.54E-06	5.32E-04	8.85E-07	0.44

16	21033	0.11684	160.91	155.46	147.19	66.55	71.89	8.27	12.43	2.86	4.83E-03	3.92E-02	4.00E-02	1803	2.68E-06	1.69E-03	9.35E-07	0.44
17	22235.004	0.1204	161.18	155.46	146.98	68.47	74.42	8.48	12.38	2.86	3.56E-03	4.04E-02	4.13E-02	1202.004	2.96E-06	1.24E-03	1.03E-06	0.46
18	22836.006	0.12192	161.73	155.32	146.84	72.30	78.03	8.48	11.73	2.86	1.52E-03	4.09E-02	4.18E-02	601.002	2.54E-06	5.33E-04	8.88E-07	0.48
19	24038.004	0.12446	161.87	155.18	146.84	72.78	78.75	8.34	11.46	2.85	2.54E-03	4.18E-02	4.27E-02	1201.998	2.11E-06	8.90E-04	7.40E-07	0.49
20	24639.006	0.12649	162.28	154.98	146.98	75.17	80.20	8.00	10.64	2.85	2.03E-03	4.25E-02	4.34E-02	601.002	3.38E-06	7.12E-04	1.19E-06	0.50
21	25240.002	0.12802	162.28	155.25	146.36	77.57	83.45	8.89	11.47	2.85	1.52E-03	4.30E-02	4.39E-02	600.996	2.54E-06	5.35E-04	8.90E-07	0.52
22	27043.002	0.13208	163.04	154.98	146.77	79.96	85.25	8.20	10.26	2.85	4.06E-03	4.44E-02	4.54E-02	1803	2.25E-06	1.43E-03	7.91E-07	0.53
23	27644.004	0.13284	163.25	154.77	145.88	85.23	91.03	8.89	10.43	2.85	7.62E-04	4.46E-02	4.56E-02	601.002	1.27E-06	2.68E-04	4.46E-07	0.57
24	28245.006	0.13437	163.59	154.56	146.15	85.71	91.40	8.41	9.81	2.84	1.52E-03	4.51E-02	4.62E-02	601.002	2.54E-06	5.36E-04	8.91E-07	0.57
25	30048.006	0.13792	164.15	154.56	146.64	86.18	91.76	7.93	9.20	2.84	3.56E-03	4.63E-02	4.74E-02	1803	1.97E-06	1.25E-03	6.94E-07	0.57
26	31851.006	0.14097	164.42	154.63	146.57	88.10	93.56	8.07	9.16	2.84	3.05E-03	4.73E-02	4.85E-02	1803	1.69E-06	1.07E-03	5.96E-07	0.59
27	32452.002	0.14249	164.49	154.63	146.43	89.06	94.65	8.20	9.21	2.84	1.52E-03	4.78E-02	4.90E-02	600.996	2.54E-06	5.37E-04	8.94E-07	0.59
28	33654.006	0.14453	165.18	154.36	146.29	93.37	98.98	8.07	8.64	2.83	2.03E-03	4.85E-02	4.97E-02	1202.004	1.69E-06	7.17E-04	5.96E-07	0.62
29	34255.008	0.14554	165.39	154.36	146.15	95.76	100.79	8.20	8.57	2.83	1.02E-03	4.89E-02	5.01E-02	601.002	1.69E-06	3.59E-04	5.97E-07	0.64
30	34856.01	0.14707	165.32	154.36	145.67	97.20	102.95	8.69	8.94	2.83	1.52E-03	4.94E-02	5.06E-02	601.002	2.54E-06	5.38E-04	8.95E-07	0.65
31	35457.006	0.14808	165.39	154.49	145.67	97.68	103.32	8.82	9.03	2.83	1.02E-03	4.97E-02	5.10E-02	600.996	1.69E-06	3.59E-04	5.97E-07	0.65
32	36058.008	0.1491	165.59	154.29	145.60	99.11	104.76	8.69	8.76	2.83	1.02E-03	5.01E-02	5.14E-02	601.002	1.69E-06	3.59E-04	5.97E-07	0.66
33	38462.004	0.1524	166.08	154.01	145.46	102.46	108.01	8.55	8.34	2.83	3.30E-03	5.12E-02	5.25E-02	2403.996	1.37E-06	1.17E-03	4.86E-07	0.68
34	39063.006	0.15342	166.21	154.15	145.46	102.94	108.73	8.69	8.44	2.82	1.02E-03	5.15E-02	5.29E-02	601.002	1.69E-06	3.60E-04	5.98E-07	0.69
35	39664.008	0.15443	166.56	154.15	145.81	102.94	108.73	8.34	8.10	2.82	1.02E-03	5.19E-02	5.33E-02	601.002	1.69E-06	3.60E-04	5.99E-07	0.69
36	40265.01	0.15494	166.49	154.08	145.53	103.90	109.82	8.55	8.23	2.82	5.08E-04	5.20E-02	5.34E-02	601.002	8.45E-07	1.80E-04	2.99E-07	0.69
37	40866.006	0.15646	166.83	154.08	145.88	104.86	109.82	8.20	7.82	2.82	1.52E-03	5.25E-02	5.40E-02	600.996	2.54E-06	5.40E-04	8.98E-07	0.70
38	41467.008	0.15697	166.83	154.15	145.46	106.29	111.99	8.69	8.17	2.82	5.08E-04	5.27E-02	5.42E-02	601.002	8.45E-07	1.80E-04	3.00E-07	0.71
39	42068.01	0.1585	166.90	154.15	145.60	106.29	111.62	8.55	8.04	2.82	1.52E-03	5.32E-02	5.47E-02	601.002	2.54E-06	5.40E-04	8.99E-07	0.71
40	42669.006	0.159	167.39	154.01	146.01	106.77	111.99	8.00	7.49	2.82	5.08E-04	5.34E-02	5.49E-02	600.996	8.45E-07	1.80E-04	3.00E-07	0.71
41	43270.008	0.16053	167.25	154.29	145.67	107.73	113.07	8.62	8.00	2.82	1.52E-03	5.39E-02	5.54E-02	601.002	2.54E-06	5.41E-04	9.00E-07	0.72
42	43871.01	0.16104	167.39	154.29	145.67	108.21	113.79	8.62	7.96	2.82	5.08E-04	5.41E-02	5.56E-02	601.002	8.45E-07	1.80E-04	3.00E-07	0.72
43	45073.008	0.16307	167.59	154.15	145.67	109.65	114.88	8.48	7.73	2.81	2.03E-03	5.48E-02	5.63E-02	1201.998	1.69E-06	7.22E-04	6.00E-07	0.73
44	45674.01	0.16358	168.08	153.94	146.15	109.65	114.88	7.79	7.10	2.81	5.08E-04	5.49E-02	5.65E-02	601.002	8.45E-07	1.80E-04	3.00E-07	0.73
45	48078.012	0.16688	168.01	154.01	145.88	110.60	115.96	8.13	7.36	2.81	3.30E-03	5.60E-02	5.77E-02	2404.002	1.37E-06	1.17E-03	4.88E-07	0.74
46	48679.008	0.16739	168.14	153.94	145.74	112.04	117.40	8.20	7.32	2.81	5.08E-04	5.62E-02	5.78E-02	600.996	8.45E-07	1.81E-04	3.01E-07	0.75
47	49280.01	0.1684	168.49	153.87	146.01	112.52	117.77	7.86	6.98	2.81	1.02E-03	5.65E-02	5.82E-02	601.002	1.69E-06	3.62E-04	6.02E-07	0.75
48	51083.01	0.17094	168.49	153.81	145.67	114.43	119.57	8.13	7.11	2.81	2.54E-03	5.74E-02	5.91E-02	1803	1.41E-06	9.04E-04	5.02E-07	0.76
49	52285.008	0.17247	168.70	153.74	145.67	115.39	120.66	8.07	6.99	2.81	1.52E-03	5.79E-02	5.97E-02	1201.998	1.27E-06	5.43E-04	4.52E-07	0.77
50	55290.012	0.17602	169.04	153.81	145.81	116.35	121.74	8.00	6.87	2.80	3.56E-03	5.91E-02	6.09E-02	3005.004	1.18E-06	1.27E-03	4.22E-07	0.78

51	57093.012	0.17805	169.18	153.67	145.95	116.83	121.74	7.72	6.61	2.80	2.03E-03	5.98E-02	6.17E-02	1803	1.13E-06	7.25E-04	4.02E-07	0.78
52	58295.01	0.17958	169.39	153.39	146.15	117.31	121.74	7.24	6.17	2.80	1.52E-03	6.03E-02	6.22E-02	1201.998	1.27E-06	5.44E-04	4.53E-07	0.78
53	58896.006	0.18009	169.39	153.53	145.53	119.70	124.99	8.00	6.68	2.80	5.08E-04	6.05E-02	6.24E-02	600.996	8.45E-07	1.82E-04	3.02E-07	0.80
54	62502.012	0.18339	169.80	153.46	146.08	119.70	124.27	7.38	6.16	2.79	3.30E-03	6.16E-02	6.36E-02	3606.006	9.16E-07	1.18E-03	3.27E-07	0.80
55	63103.008	0.1844	170.01	153.32	146.08	120.66	125.35	7.24	6.00	2.79	1.02E-03	6.19E-02	6.39E-02	600.996	1.69E-06	3.64E-04	6.05E-07	0.80
56	64906.014	0.18593	170.01	153.39	146.01	121.14	125.71	7.38	6.09	2.79	1.52E-03	6.24E-02	6.45E-02	1803.006	8.45E-07	5.46E-04	3.03E-07	0.81
57	66108.012	0.18745	170.14	153.46	145.95	122.09	126.80	7.51	6.15	2.79	1.52E-03	6.29E-02	6.50E-02	1201.998	1.27E-06	5.46E-04	4.54E-07	0.81
58	66709.014	0.18745	170.14	153.46	145.12	125.45	131.13	8.34	6.65	2.79	0.00E+00	6.29E-02	6.50E-02	601.002	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.84
59	67310.01	0.18847	170.28	153.39	144.98	126.88	132.58	8.41	6.63	2.79	1.02E-03	6.33E-02	6.54E-02	600.996	1.69E-06	3.64E-04	6.06E-07	0.85
60	68512.014	0.18948	170.35	153.39	144.98	127.36	132.94	8.41	6.60	2.79	1.02E-03	6.36E-02	6.57E-02	1202.004	8.45E-07	3.64E-04	3.03E-07	0.85
61	69113.016	0.18999	170.56	153.25	145.05	128.32	133.66	8.20	6.39	2.79	5.08E-04	6.38E-02	6.59E-02	601.002	8.45E-07	1.82E-04	3.03E-07	0.86
62	73921.014	0.19456	170.63	152.84	145.05	128.80	134.02	7.79	6.05	2.78	4.57E-03	6.53E-02	6.76E-02	4807.998	9.51E-07	1.64E-03	3.41E-07	0.86
63	74522.016	0.19507	170.56	152.91	144.84	129.28	134.74	8.07	6.24	2.78	5.08E-04	6.55E-02	6.77E-02	601.002	8.45E-07	1.83E-04	3.04E-07	0.86
64	75123.012	0.19558	170.56	152.91	144.71	130.23	135.47	8.20	6.30	2.78	5.08E-04	6.57E-02	6.79E-02	600.996	8.45E-07	1.83E-04	3.04E-07	0.87
65	79930.014	0.19939	170.70	152.70	144.57	131.67	136.91	8.13	6.18	2.78	3.81E-03	6.70E-02	6.93E-02	4807.002	7.93E-07	1.37E-03	2.85E-07	0.88
66	83536.014	0.20193	170.70	152.50	144.43	132.15	137.63	8.07	6.10	2.78	2.54E-03	6.78E-02	7.02E-02	3606	7.04E-07	9.15E-04	2.54E-07	0.88
67	85339.014	0.20345	170.76	152.36	144.36	133.11	138.36	8.00	6.01	2.77	1.52E-03	6.83E-02	7.08E-02	1803	8.45E-07	5.49E-04	3.05E-07	0.89
68	88945.014	0.2065	170.83	152.22	144.29	133.59	139.08	7.93	5.93	2.77	3.05E-03	6.93E-02	7.19E-02	3606	8.45E-07	1.10E-03	3.05E-07	0.89
69	89546.016	0.20701	170.83	152.08	144.22	134.06	139.44	7.86	5.86	2.77	5.08E-04	6.95E-02	7.20E-02	601.002	8.45E-07	1.83E-04	3.05E-07	0.89
70	90147.012	0.20752	170.97	152.01	144.43	134.06	139.08	7.58	5.66	2.77	5.08E-04	6.97E-02	7.22E-02	600.996	8.45E-07	1.83E-04	3.05E-07	0.89
71	93753.018	0.21006	171.04	151.87	144.36	134.54	139.80	7.51	5.59	2.77	2.54E-03	7.05E-02	7.31E-02	3606.006	7.04E-07	9.17E-04	2.54E-07	0.90
72	95556.018	0.21158	170.90	151.94	144.02	135.50	140.89	7.93	5.85	2.77	1.52E-03	7.10E-02	7.37E-02	1803	8.45E-07	5.51E-04	3.05E-07	0.90
73	102167.02	0.21539	170.83	151.53	143.88	135.98	141.25	7.65	5.63	2.76	3.81E-03	7.23E-02	7.51E-02	6610.998	5.76E-07	1.38E-03	2.08E-07	0.91
74	107576.02	0.21895	171.04	151.32	144.02	136.46	141.61	7.31	5.36	2.76	3.56E-03	7.35E-02	7.64E-02	5409	6.57E-07	1.29E-03	2.38E-07	0.91
75	109980.02	0.21996	170.97	151.19	143.88	136.94	141.97	7.31	5.34	2.76	1.02E-03	7.39E-02	7.67E-02	2404.008	4.23E-07	3.68E-04	1.53E-07	0.91
76	112985.03	0.2225	170.83	151.12	143.53	137.89	143.05	7.58	5.50	2.76	2.54E-03	7.47E-02	7.77E-02	3005.004	8.45E-07	9.21E-04	3.07E-07	0.92
77	116591.03	0.22454	170.83	150.98	143.33	138.85	144.14	7.65	5.51	2.75	2.03E-03	7.54E-02	7.84E-02	3606.006	5.64E-07	7.38E-04	2.05E-07	0.93
78	117192.03	0.22504	170.97	150.77	143.46	138.85	144.14	7.31	5.26	2.75	5.08E-04	7.56E-02	7.86E-02	600.996	8.45E-07	1.85E-04	3.07E-07	0.93
79	117793.03	0.22555	170.83	150.84	143.26	139.33	144.50	7.58	5.44	2.75	5.08E-04	7.57E-02	7.88E-02	600.996	8.45E-07	1.85E-04	3.07E-07	0.93
80	119596.03	0.22657	170.83	150.70	143.19	139.81	144.86	7.51	5.37	2.75	1.02E-03	7.61E-02	7.91E-02	1803	5.64E-07	3.69E-04	2.05E-07	0.93
81	120197.02	0.22708	170.76	150.70	143.19	139.81	144.50	7.51	5.37	2.75	5.08E-04	7.63E-02	7.93E-02	600.996	8.45E-07	1.85E-04	3.07E-07	0.93
82	125606.03	0.22987	170.76	150.43	142.98	140.77	145.58	7.45	5.29	2.75	2.79E-03	7.72E-02	8.03E-02	5409.012	5.17E-07	1.02E-03	1.88E-07	0.94
83	126808.03	0.23089	170.97	150.50	143.05	141.25	146.30	7.45	5.27	2.75	1.02E-03	7.75E-02	8.07E-02	1201.992	8.45E-07	3.70E-04	3.08E-07	0.94
84	129813.04	0.23292	171.52	150.98	143.40	142.20	147.39	7.58	5.33	2.75	2.03E-03	7.82E-02	8.14E-02	3005.01	6.76E-07	7.40E-04	2.46E-07	0.95

85	130414.03	0.23343	171.80	150.91	143.74	142.20	147.03	7.17	5.04	2.74	5.08E-04	7.84E-02	8.16E-02	600.996	8.45E-07	1.85E-04	3.08E-07	0.95
86	131015.03	0.23393	171.73	151.12	143.53	142.68	147.75	7.58	5.31	2.74	5.08E-04	7.86E-02	8.18E-02	600.996	8.45E-07	1.85E-04	3.1E-07	0.95
87	137024.03	0.23749	172.76	151.60	144.43	143.64	148.47	7.17	4.99	2.74	3.56E-03	7.97E-02	8.31E-02	6009.006	5.92E-07	1.30E-03	2.16E-07	0.96
88	147241.04	0.24206	172.90	151.67	144.36	144.60	149.56	7.31	5.05	2.74	4.57E-03	8.13E-02	8.48E-02	10217.01	4.47E-07	1.67E-03	1.63E-07	0.96
89	155054.03	0.24486	172.76	151.60	144.36	144.12	148.83	7.24	5.02	2.73	2.79E-03	8.22E-02	8.58E-02	7812.99	3.58E-07	1.02E-03	1.31E-07	0.96
90	165270.05	0.24892	172.63	151.32	144.15	144.60	149.19	7.17	4.96	2.73	4.06E-03	8.36E-02	8.73E-02	10216.014	3.98E-07	1.49E-03	1.46E-07	0.96
91	171881.05	0.25197	172.49	150.98	143.88	145.08	149.92	7.10	4.89	2.73	3.05E-03	8.46E-02	8.84E-02	6610.998	4.61E-07	1.12E-03	1.69E-07	0.97
92	172482.04	0.25248	172.49	150.84	143.81	145.56	150.28	7.03	4.83	2.73	5.08E-04	8.48E-02	8.86E-02	600.996	8.45E-07	1.86E-04	3.10E-07	0.97
93	178492.05	0.25552	172.35	150.77	143.67	145.56	150.28	7.10	4.88	2.72	3.05E-03	8.58E-02	8.97E-02	6010.008	5.07E-07	1.12E-03	1.86E-07	0.97
94	183300.05	0.25806	172.35	150.43	143.46	146.51	151.36	6.96	4.75	2.72	2.54E-03	8.67E-02	9.06E-02	4807.998	5.28E-07	9.33E-04	1.94E-07	0.98
95	191113.04	0.26086	172.21	150.08	143.33	146.99	151.36	6.76	4.60	2.72	2.79E-03	8.76E-02	9.17E-02	7812.99	3.58E-07	1.03E-03	1.32E-07	0.98
96	198926.05	0.26441	172.07	149.88	143.12	147.47	151.72	6.76	4.58	2.71	3.56E-03	8.88E-02	9.30E-02	7813.008	4.55E-07	1.31E-03	1.68E-07	0.98
97	204335.04	0.26695	172.14	149.60	142.98	148.43	152.81	6.62	4.46	2.71	2.54E-03	8.96E-02	9.39E-02	5408.994	4.70E-07	9.36E-04	1.73E-07	0.99
98	209142.04	0.27	172.14	149.46	142.91	148.91	153.17	6.55	4.40	2.71	3.05E-03	9.07E-02	9.50E-02	4807.002	6.34E-07	1.12E-03	2.34E-07	0.99
99	212748.05	0.27203	172.42	149.39	143.05	149.86	153.89	6.34	4.23	2.71	2.03E-03	9.13E-02	9.58E-02	3606.006	5.64E-07	7.51E-04	2.08E-07	1.00
100	213349.04	0.27254	172.49	149.53	142.91	150.82	154.97	6.62	4.39	2.71	5.08E-04	9.15E-02	9.60E-02	600.996	8.45E-07	1.88E-04	3.12E-07	1.01
101	214551.05	0.27305	172.63	149.67	142.91	151.30	155.70	6.76	4.47	2.70	5.08E-04	9.17E-02	9.62E-02	1202.01	4.23E-07	1.88E-04	1.56E-07	1.01
102	215152.05	0.27356	172.69	149.67	142.98	151.30	155.70	6.69	4.42	2.70	5.08E-04	9.19E-02	9.64E-02	600.996	8.45E-07	1.88E-04	3.13E-07	1.01
103	217556.05	0.27508	173.11	150.01	143.12	152.74	157.14	6.89	4.51	2.70	1.52E-03	9.24E-02	9.69E-02	2403.996	6.34E-07	5.64E-04	2.34E-07	1.02
104	218157.04	0.27508	173.11	150.01	143.19	152.26	156.78	6.83	4.48	2.70	0.00E+00	9.24E-02	9.69E-02	600.996	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	1.02
105	219359.05	0.27686	174.63	155.94	143.67	154.17	162.20	12.27	7.96	2.70	1.78E-03	9.30E-02	9.76E-02	1202.01	1.48E-06	6.58E-04	5.47E-07	1.03
106	219960.05	0.28194	176.76	156.98	144.29	161.83	170.15	12.68	7.84	2.70	5.08E-03	9.47E-02	9.95E-02	600.996	8.45E-06	1.88E-03	3.13E-06	1.08
107	221162.05	0.29108	178.69	157.05	145.26	167.58	175.20	11.79	7.03	2.69	9.14E-03	9.77E-02	1.03E-01	1202.004	7.61E-06	3.40E-03	2.83E-06	1.12
108	223566.05	0.30963	179.93	157.39	145.19	173.80	182.07	12.20	7.02	2.67	1.85E-02	1.04E-01	1.10E-01	2404.002	7.71E-06	6.92E-03	2.88E-06	1.16
109	224167.05	0.31445	180.35	157.32	145.39	175.24	183.15	11.93	6.81	2.66	4.83E-03	1.06E-01	1.12E-01	600.996	8.03E-06	1.81E-03	3.01E-06	1.17
110	224768.05	0.31902	180.69	157.32	145.39	177.16	184.96	11.93	6.73	2.66	4.57E-03	1.07E-01	1.13E-01	600.996	7.61E-06	1.72E-03	2.86E-06	1.18
111	225970.05	0.32791	181.04	157.53	145.46	178.11	186.40	12.06	6.77	2.65	8.89E-03	1.10E-01	1.17E-01	1202.004	7.40E-06	3.35E-03	2.79E-06	1.19
112	227172.06	0.33757	181.38	157.73	145.46	180.03	188.21	12.27	6.82	2.64	9.65E-03	1.13E-01	1.20E-01	1202.01	8.03E-06	3.65E-03	3.04E-06	1.20
113	227773.06	0.34138	181.59	157.67	145.39	181.47	189.65	12.27	6.76	2.64	3.81E-03	1.15E-01	1.22E-01	600.996	6.34E-06	1.44E-03	2.40E-06	1.21
114	228374.05	0.34595	181.86	157.87	145.05	184.34	192.91	12.82	6.96	2.63	4.57E-03	1.16E-01	1.23E-01	600.996	7.61E-06	1.74E-03	2.89E-06	1.23
115	228975.05	0.35052	182.21	158.08	144.84	187.21	195.80	13.24	7.07	2.63	4.57E-03	1.18E-01	1.25E-01	600.996	7.61E-06	1.74E-03	2.89E-06	1.25
116	239398.05	0.35052	180.14	151.19	144.71	181.47	185.68	6.48	3.57	2.63	0.00E+00	1.18E-01	1.25E-01	10423.002	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	1.21
117	239999.05	0.34696	174.97	145.33	144.08	160.88	161.84	1.24	0.77	2.63	-3.56E-03	1.17E-01	1.24E-01	600.996	-5.92E-06	-1.35E-03	-2.25E-06	1.07
118	240600.06	0.34392	172.14	145.67	143.95	146.51	147.75	1.72	1.18	2.63	-3.05E-03	1.15E-01	1.23E-01	601.014	-5.07E-06	-1.16E-03	-1.93E-06	0.98
119	241201.06	0.34087	169.94	146.15	143.81	135.50	136.91	2.34	1.73	2.64	-3.05E-03	1.14E-01	1.22E-01	600.996	-5.07E-06	-1.16E-03	-1.92E-06	0.90

120	241802.05	0.33858	168.49	146.22	143.81	127.36	129.33	2.41	1.89	2.64	-2.29E-03	1.14E-01	1.21E-01	600.996	-3.80E-06	-8.66E-04	-1.44E-06	0.85
121	242403.06	0.33604	166.97	146.50	143.46	121.14	123.18	3.03	2.50	2.64	-2.54E-03	1.13E-01	1.20E-01	601.008	-4.23E-06	-9.62E-04	-1.60E-06	0.81
122	243004.06	0.33401	165.80	146.70	144.02	112.52	114.15	2.69	2.39	2.64	-2.03E-03	1.12E-01	1.19E-01	600.996	-3.38E-06	-7.69E-04	-1.28E-06	0.75
123	243605.05	0.33198	165.25	146.70	143.60	111.56	113.43	3.10	2.78	2.65	-2.03E-03	1.11E-01	1.18E-01	600.996	-3.38E-06	-7.68E-04	-1.28E-06	0.74
124	244206.05	0.33045	164.22	146.98	143.26	107.25	109.82	3.72	3.47	2.65	-1.52E-03	1.11E-01	1.18E-01	600.996	-2.54E-06	-5.76E-04	-9.58E-07	0.72
125	244807.06	0.32893	163.53	146.91	143.19	104.38	106.57	3.72	3.57	2.65	-1.52E-03	1.10E-01	1.17E-01	601.014	-2.54E-06	-5.75E-04	-9.57E-07	0.70
126	245408.06	0.32741	163.04	146.98	143.95	98.15	100.07	3.03	3.09	2.65	-1.52E-03	1.10E-01	1.16E-01	600.996	-2.54E-06	-5.75E-04	-9.57E-07	0.65
127	246009.05	0.32588	162.28	147.05	143.40	96.72	98.98	3.65	3.78	2.65	-1.52E-03	1.09E-01	1.16E-01	600.996	-2.54E-06	-5.75E-04	-9.56E-07	0.64
128	246610.05	0.32487	162.08	146.98	143.81	93.37	95.73	3.17	3.40	2.65	-1.02E-03	1.09E-01	1.16E-01	600.996	-1.69E-06	-3.83E-04	-6.37E-07	0.62
129	247211.05	0.3236	161.60	146.98	143.74	91.45	93.56	3.24	3.54	2.65	-1.27E-03	1.09E-01	1.15E-01	600.996	-2.11E-06	-4.79E-04	-7.96E-07	0.61
130	247812.04	0.32207	161.32	147.05	143.60	90.49	92.84	3.45	3.81	2.66	-1.52E-03	1.08E-01	1.14E-01	600.996	-2.54E-06	-5.74E-04	-9.55E-07	0.60
131	248413.04	0.32106	160.77	146.91	143.67	87.14	89.59	3.24	3.72	2.66	-1.02E-03	1.08E-01	1.14E-01	600.996	-1.69E-06	-3.82E-04	-6.36E-07	0.58
132	250216.06	0.3175	159.46	147.12	142.50	85.71	88.87	4.62	5.39	2.66	-3.56E-03	1.07E-01	1.13E-01	1803.018	-1.97E-06	-1.34E-03	-7.42E-07	0.57
133	250817.05	0.31699	159.11	147.05	143.33	79.96	82.73	3.72	4.66	2.66	-5.08E-04	1.06E-01	1.13E-01	600.996	-8.45E-07	-1.91E-04	-3.18E-07	0.53
134	251418.05	0.31547	158.84	146.98	143.19	79.48	82.00	3.79	4.77	2.66	-1.52E-03	1.06E-01	1.12E-01	600.996	-2.54E-06	-5.73E-04	-9.53E-07	0.53
135	252019.04	0.31496	158.36	146.91	143.19	77.09	79.47	3.72	4.83	2.66	-5.08E-04	1.06E-01	1.12E-01	600.996	-8.45E-07	-1.91E-04	-3.17E-07	0.51
136	253221.04	0.31344	157.60	147.19	142.57	76.13	78.75	4.62	6.07	2.66	-1.52E-03	1.05E-01	1.11E-01	1201.992	-1.27E-06	-5.72E-04	-4.76E-07	0.51
137	255024.05	0.3109	157.32	146.84	142.71	74.21	76.58	4.14	5.57	2.67	-2.54E-03	1.04E-01	1.10E-01	1803.018	-1.41E-06	-9.53E-04	-5.28E-07	0.49
138	256226.05	0.30937	156.98	146.77	142.77	71.82	74.42	4.00	5.57	2.67	-1.52E-03	1.04E-01	1.10E-01	1201.992	-1.27E-06	-5.71E-04	-4.75E-07	0.48
139	258630.03	0.30709	156.22	147.19	142.02	70.86	74.42	5.17	7.30	2.67	-2.29E-03	1.03E-01	1.09E-01	2403.984	-9.51E-07	-8.56E-04	-3.56E-07	0.47
140	259831.06	0.30556	156.15	146.84	142.29	69.43	72.61	4.55	6.55	2.67	-1.52E-03	1.03E-01	1.08E-01	1201.026	-1.27E-06	-5.70E-04	-4.75E-07	0.46
141	260432.05	0.30556	155.67	147.26	142.36	66.55	69.72	4.89	7.35	2.67	0.00E+00	1.03E-01	1.08E-01	600.996	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.44
142	262235.04	0.30353	155.60	147.12	142.43	66.07	69.00	4.69	7.09	2.67	-2.03E-03	1.02E-01	1.08E-01	1802.988	-1.13E-06	-7.60E-04	-4.22E-07	0.44
143	262836.04	0.30302	155.18	147.19	142.15	65.12	68.28	5.03	7.73	2.67	-5.08E-04	1.02E-01	1.07E-01	600.996	-8.45E-07	-1.90E-04	-3.16E-07	0.43
144	263437.03	0.30251	155.05	147.19	143.12	60.33	62.50	4.07	6.74	2.68	-5.08E-04	1.02E-01	1.07E-01	600.996	-8.45E-07	-1.90E-04	-3.16E-07	0.40
145	264038.06	0.3015	154.91	147.19	143.12	59.37	61.77	4.07	6.85	2.68	-1.02E-03	1.01E-01	1.07E-01	601.026	-1.69E-06	-3.80E-04	-6.32E-07	0.40
146	264639.05	0.3015	154.84	147.12	143.19	58.41	61.05	3.93	6.73	2.68	0.00E+00	1.01E-01	1.07E-01	600.996	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.39
147	269447.05	0.29693	153.81	147.19	142.91	54.58	57.08	4.27	7.83	2.68	-4.57E-03	9.97E-02	1.05E-01	4807.998	-9.51E-07	-1.71E-03	-3.55E-07	0.36
148	271250.04	0.29489	153.74	146.98	143.05	53.63	55.99	3.93	7.33	2.68	-2.03E-03	9.90E-02	1.04E-01	1802.988	-1.13E-06	-7.58E-04	-4.20E-07	0.36
149	271851.04	0.29489	153.53	146.91	143.19	51.71	54.19	3.72	7.20	2.68	0.00E+00	9.90E-02	1.04E-01	600.996	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.34
150	273053.06	0.29337	153.32	146.98	143.12	51.23	53.46	3.86	7.54	2.68	-1.52E-03	9.85E-02	1.04E-01	1202.022	-1.27E-06	-5.68E-04	-4.72E-07	0.34
151	273654.05	0.29286	153.05	147.05	142.98	50.27	52.74	4.07	8.09	2.69	-5.08E-04	9.83E-02	1.04E-01	600.996	-8.45E-07	-1.89E-04	-3.15E-07	0.34
152	274856.05	0.29235	152.98	147.12	143.12	49.32	51.66	4.00	8.11	2.69	-5.08E-04	9.82E-02	1.03E-01	1201.992	-4.23E-07	-1.89E-04	-1.57E-07	0.33
153	276058.04	0.29108	152.77	146.84	143.12	48.36	50.57	3.72	7.70	2.69	-1.27E-03	9.77E-02	1.03E-01	1201.992	-1.06E-06	-4.73E-04	-3.93E-07	0.32
154	276494.03	0.29286	155.60	153.74	142.84	59.85	66.83	10.89	18.20	2.69	1.78E-03	9.83E-02	1.04E-01	435.996	4.08E-06	6.62E-04	1.52E-06	0.40

155	277095.06	0.29693	158.98	154.22	142.71	77.57	85.25	11.51	14.84	2.68	4.06E-03	9.97E-02	1.05E-01	601.026	6.76E-06	1.51E-03	2.52E-06	0.52
156	277696.06	0.3015	161.46	154.15	142.64	90.97	98.62	11.51	12.66	2.68	4.57E-03	1.01E-01	1.07E-01	600.996	7.61E-06	1.71E-03	2.84E-06	0.61
157	278297.05	0.30505	163.04	154.08	143.67	94.32	101.51	10.41	11.04	2.67	3.56E-03	1.02E-01	1.08E-01	600.996	5.92E-06	1.33E-03	2.21E-06	0.63
158	278898.05	0.30785	164.77	153.81	144.02	102.46	108.73	9.79	9.55	2.67	2.79E-03	1.03E-01	1.09E-01	600.996	4.65E-06	1.05E-03	1.74E-06	0.68
159	279499.04	0.3109	166.49	153.53	143.67	113.00	119.57	9.86	8.72	2.67	3.05E-03	1.04E-01	1.10E-01	600.996	5.07E-06	1.14E-03	1.90E-06	0.75
160	280100.04	0.31344	167.59	153.60	144.29	115.87	122.10	9.31	8.03	2.66	2.54E-03	1.05E-01	1.11E-01	600.996	4.23E-06	9.53E-04	1.59E-06	0.77
161	280701.04	0.31598	168.63	153.46	143.74	123.53	130.41	9.72	7.87	2.66	2.54E-03	1.06E-01	1.12E-01	600.996	4.23E-06	9.54E-04	1.59E-06	0.82
162	281302.06	0.31902	169.45	153.39	143.95	127.36	133.66	9.44	7.42	2.66	3.05E-03	1.07E-01	1.13E-01	601.026	5.07E-06	1.15E-03	1.91E-06	0.85
163	281903.06	0.32106	170.42	153.12	144.64	129.28	135.11	8.48	6.56	2.66	2.03E-03	1.08E-01	1.14E-01	600.996	3.38E-06	7.64E-04	1.27E-06	0.86
164	283105.05	0.32487	171.38	153.12	144.77	133.59	139.44	8.34	6.24	2.65	3.81E-03	1.09E-01	1.16E-01	1201.992	3.17E-06	1.44E-03	1.19E-06	0.89
165	284307.04	0.32791	172.56	152.91	145.33	137.89	142.69	7.58	5.50	2.65	3.05E-03	1.10E-01	1.17E-01	1201.992	2.54E-06	1.15E-03	9.56E-07	0.92
166	284908.04	0.32944	172.97	152.91	144.29	144.60	150.28	8.62	5.96	2.65	1.52E-03	1.11E-01	1.17E-01	600.996	2.54E-06	5.75E-04	9.57E-07	0.96
167	285509.06	0.33147	173.59	152.70	144.91	145.08	150.28	7.79	5.37	2.65	2.03E-03	1.11E-01	1.18E-01	601.026	3.38E-06	7.68E-04	1.28E-06	0.97
168	286110.06	0.33299	173.66	152.84	144.71	146.03	151.72	8.13	5.57	2.65	1.52E-03	1.12E-01	1.19E-01	600.996	2.54E-06	5.76E-04	9.58E-07	0.97
169	286711.06	0.33401	174.28	152.56	144.98	148.43	153.53	7.58	5.11	2.64	1.02E-03	1.12E-01	1.19E-01	600.996	1.69E-06	3.84E-04	6.39E-07	0.99
170	287312.05	0.33553	174.56	152.63	144.98	149.86	154.97	7.65	5.11	2.64	1.52E-03	1.13E-01	1.20E-01	600.996	2.54E-06	5.77E-04	9.59E-07	1.00
171	287913.05	0.33706	174.90	152.56	145.05	151.30	156.42	7.51	4.97	2.64	1.52E-03	1.13E-01	1.20E-01	600.996	2.54E-06	5.77E-04	9.60E-07	1.01
172	288514.04	0.33807	175.18	152.56	144.98	153.22	158.23	7.58	4.95	2.64	1.02E-03	1.14E-01	1.21E-01	600.996	1.69E-06	3.85E-04	6.40E-07	1.02
173	289115.04	0.3396	175.25	152.70	144.84	154.17	159.31	7.86	5.10	2.64	1.52E-03	1.14E-01	1.21E-01	600.996	2.54E-06	5.77E-04	9.61E-07	1.03
174	290918.06	0.34239	176.07	152.50	145.60	155.13	159.67	6.89	4.44	2.64	2.79E-03	1.15E-01	1.22E-01	1803.018	1.55E-06	1.06E-03	5.88E-07	1.03
175	291519.05	0.34392	176.28	152.56	145.19	158.00	162.92	7.38	4.67	2.63	1.52E-03	1.15E-01	1.23E-01	600.996	2.54E-06	5.78E-04	9.62E-07	1.05
176	292721.05	0.34595	176.49	152.50	144.98	160.40	165.09	7.51	4.68	2.63	2.03E-03	1.16E-01	1.23E-01	1201.992	1.69E-06	7.72E-04	6.42E-07	1.07
177	293923.04	0.34798	176.83	152.36	145.12	161.36	166.17	7.24	4.49	2.63	2.03E-03	1.17E-01	1.24E-01	1201.992	1.69E-06	7.72E-04	6.43E-07	1.08
178	295125.06	0.35001	177.04	152.43	144.98	163.27	167.98	7.45	4.56	2.63	2.03E-03	1.18E-01	1.25E-01	1202.022	1.69E-06	7.73E-04	6.43E-07	1.09
179	298130.04	0.35458	177.66	152.22	145.53	163.75	168.34	6.69	4.08	2.62	4.57E-03	1.19E-01	1.27E-01	3004.98	1.52E-06	1.74E-03	5.79E-07	1.09
180	299332.06	0.35585	177.80	152.15	145.33	165.66	170.15	6.83	4.12	2.62	1.27E-03	1.19E-01	1.27E-01	1202.022	1.06E-06	4.84E-04	4.03E-07	1.10
181	300534.05	0.35789	177.73	152.43	145.12	166.14	170.87	7.31	4.40	2.62	2.03E-03	1.20E-01	1.28E-01	1201.992	1.69E-06	7.75E-04	6.45E-07	1.11
182	301135.05	0.35839	178.07	152.15	145.39	166.62	171.23	6.76	4.05	2.62	5.08E-04	1.20E-01	1.28E-01	600.996	8.45E-07	1.94E-04	3.23E-07	1.11
183	302337.04	0.35992	178.14	152.01	145.26	167.58	172.31	6.76	4.03	2.62	1.52E-03	1.21E-01	1.29E-01	1201.992	1.27E-06	5.82E-04	4.84E-07	1.12
184	302938.07	0.36093	178.14	152.08	144.98	169.02	173.76	7.10	4.20	2.62	1.02E-03	1.21E-01	1.29E-01	601.026	1.69E-06	3.88E-04	6.46E-07	1.13
185	304741.06	0.36347	178.28	152.15	144.98	169.50	174.48	7.17	4.23	2.61	2.54E-03	1.22E-01	1.30E-01	1802.988	1.41E-06	9.71E-04	5.39E-07	1.13
186	305943.05	0.365	178.35	152.15	144.98	169.97	174.84	7.17	4.22	2.61	1.52E-03	1.23E-01	1.31E-01	1201.992	1.27E-06	5.83E-04	4.85E-07	1.13
187	308346.07	0.36805	178.69	152.15	145.12	170.93	175.93	7.03	4.11	2.61	3.05E-03	1.24E-01	1.32E-01	2403.018	1.27E-06	1.17E-03	4.86E-07	1.14
188	314356.06	0.37541	179.66	152.29	146.01	172.37	176.29	6.27	3.64	2.60	7.37E-03	1.26E-01	1.35E-01	6009.99	1.23E-06	2.83E-03	4.70E-07	1.15
189	314957.05	0.37643	179.45	152.50	145.26	174.28	179.18	7.24	4.15	2.60	1.02E-03	1.26E-01	1.35E-01	600.996	1.69E-06	3.90E-04	6.50E-07	1.16

190	320967.07	0.38405	179.86	152.56	145.53	175.24	179.90	7.03	4.01	2.59	7.62E-03	1.29E-01	1.38E-01	6010.02	1.27E-06	2.93E-03	4.88E-07	1.17
191	323972.05	0.38684	180.14	152.43	145.26	178.11	182.79	7.17	4.03	2.59	2.79E-03	1.30E-01	1.39E-01	3004.98	9.30E-07	1.08E-03	3.59E-07	1.19
192	325526.05	0.38989	181.31	159.25	145.12	180.51	189.65	14.13	7.83	2.59	3.05E-03	1.31E-01	1.40E-01	1553.994	1.96E-06	1.18E-03	7.57E-07	1.20
193	326127.07	0.39446	182.62	159.25	145.95	183.38	192.18	13.31	7.26	2.58	4.57E-03	1.32E-01	1.42E-01	601.026	7.61E-06	1.77E-03	2.94E-06	1.22
194	326728.07	0.39903	183.38	159.53	145.33	190.08	199.41	14.20	7.47	2.58	4.57E-03	1.34E-01	1.44E-01	600.996	7.61E-06	1.77E-03	2.95E-06	1.27
195	327329.06	0.40284	183.79	159.67	145.12	192.96	202.66	14.55	7.54	2.58	3.81E-03	1.35E-01	1.45E-01	600.996	6.34E-06	1.48E-03	2.46E-06	1.29
196	327930.06	0.40691	184.07	160.08	145.33	193.44	203.02	14.75	7.63	2.57	4.06E-03	1.37E-01	1.47E-01	600.996	6.76E-06	1.58E-03	2.63E-06	1.29
197	328531.06	0.41097	184.35	158.98	145.39	195.35	204.10	13.58	6.95	2.57	4.06E-03	1.38E-01	1.49E-01	600.996	6.76E-06	1.58E-03	2.63E-06	1.30
198	329733.05	0.41935	184.62	159.39	145.33	196.79	205.91	14.06	7.15	2.56	8.38E-03	1.41E-01	1.52E-01	1201.992	6.97E-06	3.27E-03	2.72E-06	1.31
199	330334.07	0.42342	185.10	159.60	145.60	197.74	206.99	13.99	7.08	2.55	4.06E-03	1.42E-01	1.53E-01	601.026	6.76E-06	1.59E-03	2.64E-06	1.32
200	333340.05	0.44348	185.59	159.94	145.81	199.18	208.44	14.13	7.10	2.53	2.01E-02	1.49E-01	1.61E-01	3005.976	6.68E-06	7.89E-03	2.62E-06	1.33
201	333941.05	0.44755	185.72	160.22	145.67	200.14	209.88	14.55	7.27	2.53	4.06E-03	1.50E-01	1.63E-01	600.996	6.76E-06	1.60E-03	2.67E-06	1.33
202	335744.06	0.45796	185.93	159.67	146.01	200.62	209.16	13.65	6.80	2.52	1.04E-02	1.54E-01	1.67E-01	1803.018	5.78E-06	4.12E-03	2.29E-06	1.34
203	336345.06	0.46203	186.00	159.73	145.67	202.05	211.33	14.06	6.96	2.52	4.06E-03	1.55E-01	1.69E-01	600.996	6.76E-06	1.61E-03	2.69E-06	1.35
204	337547.05	0.46888	186.28	160.15	145.88	202.53	211.69	14.27	7.05	2.51	6.86E-03	1.57E-01	1.71E-01	1201.992	5.71E-06	2.73E-03	2.27E-06	1.35
205	338148.05	0.47244	186.41	159.18	145.81	203.97	212.77	13.37	6.56	2.51	3.56E-03	1.59E-01	1.73E-01	600.996	5.92E-06	1.42E-03	2.36E-06	1.36
206	339350.07	0.47955	186.83	159.87	145.81	205.88	214.94	14.06	6.83	2.50	7.11E-03	1.61E-01	1.76E-01	1202.022	5.92E-06	2.84E-03	2.36E-06	1.37
207	341754.05	0.49352	187.10	159.32	146.08	206.36	214.94	13.24	6.41	2.48	1.40E-02	1.66E-01	1.81E-01	2403.984	5.81E-06	5.61E-03	2.33E-06	1.38
208	343557.07	0.50292	187.45	159.94	146.01	207.80	217.11	13.93	6.70	2.48	9.40E-03	1.69E-01	1.85E-01	1803.018	5.21E-06	3.79E-03	2.10E-06	1.39
209	344158.07	0.50597	187.24	159.46	145.60	209.24	218.19	13.86	6.62	2.47	3.05E-03	1.70E-01	1.86E-01	600.996	5.07E-06	1.23E-03	2.05E-06	1.39
210	345961.06	0.51587	187.65	159.87	145.74	210.19	219.64	14.13	6.72	2.46	9.91E-03	1.73E-01	1.90E-01	1802.988	5.49E-06	4.02E-03	2.23E-06	1.40
211	347163.08	0.52197	187.93	159.80	146.01	210.67	219.64	13.79	6.54	2.46	6.10E-03	1.75E-01	1.93E-01	1202.022	5.07E-06	2.48E-03	2.06E-06	1.40
212	348966.07	0.53086	188.34	159.80	146.15	212.11	221.08	13.65	6.44	2.45	8.89E-03	1.78E-01	1.96E-01	1802.988	4.93E-06	3.63E-03	2.01E-06	1.41
213	349567.06	0.53442	188.41	160.22	146.01	213.07	222.17	14.20	6.67	2.44	3.56E-03	1.79E-01	1.98E-01	600.996	5.92E-06	1.45E-03	2.42E-06	1.42
214	350769.05	0.54051	188.62	159.87	146.15	213.54	222.53	13.72	6.42	2.44	6.10E-03	1.82E-01	2.00E-01	1201.992	5.07E-06	2.50E-03	2.08E-06	1.42
215	351971.08	0.54635	188.76	160.01	145.95	214.98	224.33	14.06	6.54	2.43	5.84E-03	1.83E-01	2.03E-01	1202.022	4.86E-06	2.40E-03	2.00E-06	1.43
216	353774.06	0.55499	188.90	159.73	145.74	216.90	226.14	13.99	6.45	2.42	8.64E-03	1.86E-01	2.06E-01	1802.988	4.79E-06	3.56E-03	1.97E-06	1.45
217	355577.05	0.56337	189.38	159.32	146.15	217.38	226.50	13.17	6.06	2.41	8.38E-03	1.89E-01	2.10E-01	1802.988	4.65E-06	3.47E-03	1.92E-06	1.45
218	356178.08	0.56642	189.65	159.73	145.46	222.16	231.56	14.27	6.42	2.41	3.05E-03	1.90E-01	2.11E-01	601.026	5.07E-06	1.26E-03	2.10E-06	1.48
219	356779.07	0.56896	189.79	160.01	146.22	218.81	228.31	13.79	6.30	2.41	2.54E-03	1.91E-01	2.12E-01	600.996	4.23E-06	1.05E-03	1.75E-06	1.46
220	357981.07	0.57506	190.07	160.01	146.36	219.77	229.03	13.65	6.21	2.40	6.10E-03	1.93E-01	2.15E-01	1201.992	5.07E-06	2.53E-03	2.11E-06	1.47
221	358582.06	0.57734	190.07	159.94	146.15	220.73	230.11	13.79	6.25	2.40	2.29E-03	1.94E-01	2.16E-01	600.996	3.80E-06	9.52E-04	1.58E-06	1.47
222	359784.05	0.58293	190.21	160.01	146.15	221.21	230.84	13.86	6.26	2.40	5.59E-03	1.96E-01	2.18E-01	1201.992	4.65E-06	2.33E-03	1.94E-06	1.47
223	361587.07	0.59106	190.48	159.60	146.15	223.12	232.28	13.44	6.03	2.39	8.13E-03	1.98E-01	2.21E-01	1803.018	4.51E-06	3.40E-03	1.89E-06	1.49
224	362789.06	0.59588	190.55	159.60	146.08	224.56	233.00	13.51	6.02	2.38	4.83E-03	2.00E-01	2.23E-01	1201.992	4.02E-06	2.02E-03	1.68E-06	1.50

225	364592.05	0.60401	190.96	159.39	146.15	226.47	234.81	13.24	5.84	2.37	8.13E-03	2.03E-01	2.27E-01	1802.988	4.51E-06	3.42E-03	1.90E-06	1.51
226	367597.06	0.61646	191.52	159.60	146.15	228.87	237.70	13.44	5.87	2.36	1.24E-02	2.07E-01	2.32E-01	3005.01	4.14E-06	5.26E-03	1.75E-06	1.53
227	368198.06	0.61951	191.72	159.73	146.01	230.30	239.51	13.72	5.96	2.36	3.05E-03	2.08E-01	2.33E-01	600.996	5.07E-06	1.29E-03	2.15E-06	1.54
228	369400.08	0.62459	191.72	159.67	146.08	230.30	239.14	13.58	5.90	2.35	5.08E-03	2.10E-01	2.35E-01	1202.022	4.23E-06	2.16E-03	1.79E-06	1.54
229	370001.08	0.62636	191.93	159.73	146.15	230.78	239.87	13.58	5.88	2.35	1.78E-03	2.10E-01	2.36E-01	600.996	2.96E-06	7.56E-04	1.26E-06	1.54
230	371203.07	0.63144	192.14	160.15	146.01	232.22	241.67	14.13	6.09	2.35	5.08E-03	2.12E-01	2.38E-01	1201.992	4.23E-06	2.16E-03	1.80E-06	1.55
231	373006.06	0.63906	192.41	159.80	146.01	234.13	243.12	13.79	5.89	2.34	7.62E-03	2.15E-01	2.42E-01	1802.988	4.23E-06	3.25E-03	1.80E-06	1.56
232	373607.08	0.6411	192.55	159.73	146.08	234.61	243.48	13.65	5.82	2.34	2.03E-03	2.15E-01	2.42E-01	601.026	3.38E-06	8.69E-04	1.45E-06	1.56
233	374809.07	0.64592	192.76	159.53	146.15	235.09	244.20	13.37	5.69	2.33	4.83E-03	2.17E-01	2.44E-01	1201.992	4.02E-06	2.07E-03	1.72E-06	1.57
234	377213.06	0.65557	193.31	159.67	146.22	237.96	246.73	13.44	5.65	2.32	9.65E-03	2.20E-01	2.49E-01	2403.984	4.02E-06	4.15E-03	1.73E-06	1.59
235	377814.08	0.65811	193.45	160.42	146.01	239.40	248.54	14.41	6.02	2.32	2.54E-03	2.21E-01	2.50E-01	601.026	4.23E-06	1.09E-03	1.82E-06	1.60
236	378415.08	0.65989	193.38	159.73	145.81	240.36	249.26	13.93	5.79	2.32	1.78E-03	2.22E-01	2.51E-01	600.996	2.96E-06	7.67E-04	1.28E-06	1.60
237	379016.08	0.66243	193.93	160.01	145.95	242.27	251.43	14.06	5.80	2.32	2.54E-03	2.22E-01	2.52E-01	600.996	4.23E-06	1.10E-03	1.82E-06	1.62
238	380218.07	0.667	194.14	159.73	145.67	244.67	253.96	14.06	5.75	2.31	4.57E-03	2.24E-01	2.54E-01	1201.992	3.80E-06	1.98E-03	1.64E-06	1.63
239	381420.06	0.67158	194.27	160.01	145.53	245.62	255.40	14.48	5.89	2.31	4.57E-03	2.26E-01	2.56E-01	1201.992	3.80E-06	1.98E-03	1.65E-06	1.64
240	383223.08	0.67793	194.76	159.73	145.67	248.02	257.21	14.06	5.67	2.30	6.35E-03	2.28E-01	2.58E-01	1803.018	3.52E-06	2.76E-03	1.53E-06	1.65
241	383824.07	0.68047	194.82	159.67	145.53	248.98	258.29	14.13	5.68	2.30	2.54E-03	2.28E-01	2.59E-01	600.996	4.23E-06	1.10E-03	1.84E-06	1.66
242	384425.07	0.68301	194.96	159.80	145.46	249.93	259.37	14.34	5.74	2.29	2.54E-03	2.29E-01	2.61E-01	600.996	4.23E-06	1.11E-03	1.84E-06	1.67
243	385026.07	0.68504	195.17	160.01	145.53	250.41	260.10	14.48	5.78	2.29	2.03E-03	2.30E-01	2.61E-01	600.996	3.38E-06	8.86E-04	1.47E-06	1.67
244	385627.06	0.68707	195.24	159.94	145.53	250.89	260.46	14.41	5.74	2.29	2.03E-03	2.31E-01	2.62E-01	600.996	3.38E-06	8.87E-04	1.48E-06	1.67
245	386228.06	0.68936	195.51	159.94	145.74	251.85	260.82	14.20	5.64	2.29	2.29E-03	2.31E-01	2.63E-01	600.996	3.80E-06	9.98E-04	1.66E-06	1.68
246	386829.08	0.69139	195.44	159.73	145.39	252.81	262.26	14.34	5.67	2.29	2.03E-03	2.32E-01	2.64E-01	601.026	3.38E-06	8.88E-04	1.48E-06	1.69
247	387430.08	0.69342	195.58	159.60	145.46	253.29	262.63	14.13	5.58	2.28	2.03E-03	2.33E-01	2.65E-01	600.996	3.38E-06	8.89E-04	1.48E-06	1.69
248	388632.07	0.69799	196.07	159.80	145.88	253.76	262.99	13.93	5.49	2.28	4.57E-03	2.34E-01	2.67E-01	1201.992	3.80E-06	2.00E-03	1.67E-06	1.69
249	389834.06	0.70206	196.13	159.67	145.39	256.64	265.88	14.27	5.56	2.28	4.06E-03	2.36E-01	2.69E-01	1201.992	3.38E-06	1.78E-03	1.48E-06	1.71
250	390435.06	0.70409	196.20	159.73	145.39	256.64	266.24	14.34	5.59	2.27	2.03E-03	2.36E-01	2.70E-01	600.996	3.38E-06	8.93E-04	1.49E-06	1.71
251	391037.08	0.70637	196.34	160.08	145.60	256.16	265.88	14.48	5.65	2.27	2.29E-03	2.37E-01	2.71E-01	602.022	3.80E-06	1.01E-03	1.67E-06	1.71
252	391638.08	0.70841	196.62	159.80	145.95	256.64	265.52	13.86	5.40	2.27	2.03E-03	2.38E-01	2.72E-01	600.996	3.38E-06	8.95E-04	1.49E-06	1.71
253	392239.07	0.71044	196.75	159.60	145.95	257.12	266.24	13.65	5.31	2.27	2.03E-03	2.39E-01	2.73E-01	600.996	3.38E-06	8.96E-04	1.49E-06	1.71
254	392840.07	0.71247	196.69	160.15	145.60	258.07	267.68	14.55	5.64	2.27	2.03E-03	2.39E-01	2.73E-01	600.996	3.38E-06	8.97E-04	1.49E-06	1.72

REFERENCIAS

- Atkinson J. An Introduction to the Mechanics of Soils and Foundation Trough Critical State Soil Mechanics. Ed. Mc Graw- Hill, 1993.
- Budhú, M. Soil Mechanics and Foundation. Ed. John Wiley & Sons, 2000.
- Barden, L. Consolidation of Clay with Nonlinear Viscosity. *Geotechnique* 15, No. 4, 345-362.
- Bjerrum, L. Engineering Geology of Norwegian Normally Consolidated Marine Clays as Related to the Settlements of Buildings. *Geotechnique* 17, No. 2, 83-118. 1967
- Boudali, M., Leroueil, S., and Murthy, B.R.S. Viscous Behavior of Natural Soft Clays. Proceedings of the 13th. International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering. New Dalhi, Vol , pp: 411-416. 1994.
- Chandrakant, S., John, C. Numerical Methods in Geotechnical Engineering. McGraw-Hill Book Company 1997.
- Chinesta, Francisco, Olmos, F., Poutou, A., y Torres, R. Mecánica de los Medios Continuos. Universidad Politécnica de Valencia, Servicio de Publicaciones, SPUPV 96-837.
- Crawford, C. B. The Resistance of Soil Structure to Consolidation. *Canadian Getechnical Journal* 2, No.2 90-97, 1965.
- Crawford, C.B. On the Importance of Rate Strain in the Consolidation Test. *Getechnical Testing Journal*. GTJODJ, Vol. 11, No. 1, Marzo de 1988, pp: 60-62
- Hamilton, J. and Crawford, C. Improved Determination of Preconsolidation Pressure of a Sensitive Clay. Special Technical Publication No. 254. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1959, pp: 254- 270.
- Janbú, N., Tokheim, O.,& Senneset, K. Consolidation Tests with Continuous Loading. Proceedings of the 13th. International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering. Stockholm 1, 645-654, 1981.
- Juarez, B. Mecánica de Suelos Tomo 1, Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Limusa 2003.
- J.H. Yin and J. Graham. Elastic Visco-plastic Modeling of One-dimensional Consolidation. *Geotechnique* Vol. 46, No.3, 1996 pp: 515-527

- Ladd, C.C. *et al.* Stress –Deformation and Strength Characteristics. Proceedings of the 13th. International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering. Tokyo 2, pp: 421- 494. 1977.
- Leonards, G.A. Proceedings of the 13th. International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering. Tokyo 1977 pp: 384-386.
- Leroueil, S., *et al.* Preconsolidation Pressure of Champlain Clays. Part II Laboratory Determination. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 20, 1983, pp: 803 - 816.
- Leroueil, S., Kabbaj, M., Tavenas, F. y Bouchard, R. Stress – Strain –Strain Rate Relation for the Compressibility of Sensitive Natural Clays. Geotechnique 35, Número 2, 159-180, 1985.
- Leroueil, S. Tenth Canadian Geotechnical Colloquium: Recent Developments in Consolidation of Natural Clays. Vol. 25 No. 4, 1988.
- Leroueil, S. Analysis of Compressibility of Sensitive Soils. ASCE Vol. 116, No.1 Enero de 1990.
- Leroueil, S. Yielding of Mexico City Clay and other Natural Clays. ASCE Vol. 118 No. 7, Julio de 1992.
- Leroueil, S. Compressibility of Clays: Fundamental and Practical Aspects. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, Julio 1996.
- Leroueil, S. Strain Rate and Structuring Effects on the Compressibility of a Young Clay. ASCE 1996.
- Leroueil, S. Evaluation of Preconsolidation Pressure and the Overconsolidation Ratio from Piezocone Test of Clay Deposits in Quebec. Vol. 39, No. 1, Febrero de 2002.
- Levi, Enzo. Elementos de Mecánica del Medio Continuo. Ed. LIMUSA S.A. México, 1971.
- Marsal y Mazari. 1959. The subsoil of Mexico City.
- Mesri, G & Godlewski, P.M. Time and Stress Compressibility Interrelationship, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE 103 GT5, 417-430. 1977.
- Mitchel, James. Seventeenth Nabor Carrillo Lecture Time- The Fourth Dimension of Soil Behavior in Geotechnical Engineering. SMMS 2004.
- Nieves y Domínguez. Métodos Numéricos Aplicados a la Ingeniería. Segunda Edición, Ed. CECSA, México 2002.
- Normas Técnicas de Construcción del Distrito Federal, Cimentaciones, 2004.

Rajot, J.P. A Theory for the Time-Dependent Yielding and Creep of Clay. UMI Dissertation Services, Degree Date, 1992.

Sällfors, G. Preconsolidation Pressure of Soft High Plastic Clays. PhD Thesis, Chalmers University of Technology, Gothenburg, 1975.

Santoyo E. *et al.* Síntesis Geotécnica de la Cuenca del Valle de México. TGC, 2005.

Secretaria General de Obras, Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, Ciudad de México, México, 1990.

Smith, R. & Wahls, H. Consolidation Under Constant Rates of Strain. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division ASCE 95, SM 2, 519-539, 1969.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Área Urbana del Valle de México. Marzo de 1978.

Standard Test Method for One-dimensional Consolidation Properties of Soils Using Controlled-Strain Loading. D 4186-89. ASTM, 1989.

Suklje. The Analysis of the Consolidation Process by the Isotaches Method. Proceedings of the Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. London, 1957.

Tamez Enrique *et al.* Manual de Diseño Geotécnico, Vol. 1. Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, México 1987.

Terzaghi K., Peck R. & Mesri G. Soil Mechanics in Engineering Practice. Third Edition, Ed Jhon Wiley & Sons, 1996.

Wissa, A., Christian, J. Davis, E & Heiberg, S. Consolidation at Constant Rate of Strain. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division ASCE 97, SM 10, 1393-1413. 1971.

Yun, T. and Leroueil, S. Modeling the Viscoplastic Behavior of Clays During Consolidation: Application to Berthierville Clay in Both Laboratory and Field Conditions. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 38, 2001, pp: 484-497.

Yushikuni, H., Nishiumi, H., and Seto, K. The Creep and Effective Stress- Relaxation Behaviour on One –dimensional Consolidation. Proceedings of the 29th Japan National Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 29: 269-270.

Zeevaert, L. Esfuerzo- Deformación – Tiempo en Suelos Finos no Saturados. Revista de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

Zeevaert, L. Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions. Segunda Edición. Van Nostrand Reinhold Co. New York, 1982.