



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

**REVISIÓN DE ALGUNOS ASPECTOS RELEVANTES DEL
FENÓMENO DE CONSOLIDACIÓN SECUNDARIA**

T E S I S
PARA OBTENER EL GRADO DE :

**MAESTRO EN INGENIERÍA
(MECÁNICA DE SUELOS)**

**QUE PRESENTA :
JUAN LUIS UMAÑA ROMERO**

DIRECTOR DE TESIS

DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO



CIUDAD UNIVERSITARIA

MÉXICO, D.F. 2008

DEDICATORIAS

A Dios, por su amor infinito que me permite vivir.

A mi amada esposa:

Amparo Cruz Mérida, por su gran apoyo, confianza y sonrisa que me brinda día con día para alcanzar nuevas metas, tanto profesionales como personales. Por tu amor incondicional.

A mis padres:

Ruperto Umaña Torres, mil gracias papá por tener siempre una respuesta de vida a mis dudas y preocupaciones.

Bertha Elena Romero Brito, te agradezco mamá por preocuparte en todo momento por mi; valoró mucho tus consejos que me motivan siempre a seguir adelante.

RECONOCIMIENTOS

A la **Universidad Nacional Autónoma de México**, mi más sincero reconocimiento por brindarme esta formación profesional.

A la **Facultad de Ingeniería**, mi respeto y compromiso por ser cada día mejor, para honrar y mantener el prestigio de nuestra institución académica.

A todos los **Profesores de Posgrado**, mi profundo reconocimiento por su enseñanza, ejemplo y compromiso académico.

A la **División de Ingenierías Civil y Geomática** por la facilidades brindadas para la realización de la investigación de este trabajo en el Laboratorio de Geotecnia “Francisco Zamora Millán”.

AGRADECIMIENTOS

Muchas personas han intervenido en mi formación académica y a la supervisión del desarrollo de este trabajo, y a muchas de ellas les debo mi reconocimiento más sincero por la ayuda y colaboración prestada. Pidiendo de antemano ser disculpado por las omisiones involuntarias, debo mencionar a quienes en forma importante me apoyaron y asesoraron.

Al **asesor de tesis**

Dr. Rigoberto Rivera Constantino

Por la revisión, sugerencias y comentarios en este trabajo, que me ayudaron a mejorarlo.

A los **sinodales**

Dr. Rigoberto Rivera Constantino

M. I. Agustín Deméneghi Colina

Ing. Germán López Rincón

M. I. Roberto Magaña del Toro

Dr. Juan Manuel Mayoral Villa

todos ellos profesores prestigiados, que me compartieron sus conocimientos e ideas para enriquecer este trabajo.

En especial al **profesor**

M. I. Carmelino Zea Constantino

por compartir sus conocimientos e ideas en el análisis y comprensión del tema de este trabajo e incentivar mis deseos por la investigación.

A mis compañeros **profesores del Departamento de Geotecnia de la DICyG**

Dr. Gabriel Moreno Pecero

M. I. Héctor Sanginés García

M. I. Ricardo R. Padilla Velázquez

Ing. Héctor A. Legorreta Cuevas

M. I. Hugo Sergio Haaz Mora

por su amistad y confianza.

A mis **compañeros de trabajo del laboratorio de Geotecnia “Francisco Zamora Millán”**

M. I. Enrique Elizalde Romero

Ing. Alejandro Ramírez Jiménez

Lab. Jesús Benito Juárez

Lab. Oscar Díaz

Lab. Carlos Mendoza

a quienes agradezco la ayuda para la realización de los ensayos de laboratorio.

INDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	1
GENERALIDADES.....	4
OBJETIVOS.....	5
ALCANCES.....	6
2. REVISIÓN DE ENFOQUES	7
RESEÑA HISTÓRICA.....	8
DESARROLLO TECNOLÓGICO.....	47
PROBLEMAS DEL PROCEDIMIENTO DE LA PRUEBA.....	51
DISCUSIÓN DE RESULTADOS OBTENIDOS POR OTROS	
INVESTIGADORES.....	67
MEDICIONES DE PRESIÓN DE PORO.....	67
SECUENCIA DE CARGA.....	71
COMPRESIBILIDAD.....	77
ENVEJECIMIENTO.....	81
3. MODELOS DE COMPORTAMIENTO	89
MODELO DE ZEEVAERT	90
MODELO DE JUÁREZ BADILLO	106
4. ENSAYES REALIZADOS.....	114
ENSAYES A CORTO PLAZO (2 SEMANAS).....	118
ENSAYES A LARGO PLAZO (1 AÑO).....	121
5. RESULTADOS EXPERIMENTALES.....	126
PRUEBAS DE CONSOLIDACIÓN A CORTO PLAZO	127
RESUMEN DE PARÁMETROS	128
DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS.....	131
PRUEBAS DE CONSOLIDACIÓN A LARGO PLAZO	134
DISCUSIÓN DE RESULTADOS	142
CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO	148
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	151
CONCLUSIONES.....	152
ASPECTOS GENERALES.....	152
RECOMENDACIONES.....	155
PROPUESTA DE UN MANUAL DE PROCEDIMIENTO	155
INVESTIGACIÓN FUTURA.....	168
7. REFERENCIAS.....	169
A ANEXO.....	172
A.1 REGISTROS DE LAS PRUEBAS DE CONSOLIDACIÓN	173
B AJUSTE DE CURVAS CON LA TEORÍA DE ZEEVAERT MEDIANTE UN	
PROGRAMA DE COMPUTADORA EN AMBIENTE WINDOWS.....	199
B.1 PLATAFORMA VISUAL BASIC.....	200
B.2 DIAGRAMA DE FLUJO.....	201
B.3 LISTADO DE PROGRAMA.....	201
B.4 MANUAL DEL USUARIO.....	203

CAPÍTULO 1

I N T R O D U C C I Ó N

1. INTRODUCCIÓN

El asentamiento provocado por la consolidación es un problema que los ingenieros de cimentaciones siguen enfrentando con frecuencia en suelos finos saturados; para dar solución a este problema se ha utilizado el procedimiento definido por Terzaghi, el cual considera que el suelo se deforma a medida que el esfuerzo efectivo progresa y que el agua atrapada entre sus poros retarda la compresión por un fenómeno exclusivamente hidrodinámico. Sin embargo, las predicciones de hundimientos hechas con este modelo no siempre reflejan el comportamiento observado de campo y laboratorio; en muchos casos se presentan asentamientos mayores y durante más tiempo; esto se debe al fenómeno de consolidación secundaria, que es el cambio de volumen debido a un reajuste de la estructura interna en la masa del suelo.

Para explicar este fenómeno de consolidación secundaria, se han propuesto modelos alternativos al de Terzaghi, surgiendo gran número de éstos en los últimos años (Merchant y Taylor 1940, Zeevaert 1951, Tan 1957, Murayama y Shibata 1961, Marsal 1961, Lo 1961, Wals 1962, Laing Barden 1965, Schiffman 1969, Wu, Resendiz y Neukirchner 1966, Alberro 2004 y otros). Es por ello, que en este trabajo se presenta una **“REVISIÓN DE ALGUNOS ASPECTOS DEL FENÓMENO DE CONSOLIDACIÓN SECUNDARIA”**, ya que el estudio del problema desde distintos puntos de vista puede ayudar a una mejor comprensión del mismo.

A continuación se presentan y se comentan los temas que conforman los capítulos de esta tesis.

El capítulo II presenta una revisión de enfoques del tema de consolidación secundaria, donde se hace una reseña histórica, se comenta sobre el desarrollo tecnológico que se ha tenido tanto en el monitoreo y cuidados de las pruebas de laboratorio como en los algoritmos de cálculo para la obtención de los parámetros de consolidación, además hace una discusión general sobre las causas del fenómeno en base a los resultados de los diferentes autores.

La masiva proliferación de métodos analíticos disponibles en la literatura especializada sobre el fenómeno de consolidación secundaria dificulta la elección y la debida utilización de las herramientas de análisis. Así, se plantea la pregunta de cual teoría y/o modelo utilizar, para esto se debe tomar en cuenta la similitud de las predicciones teóricas con las observadas en laboratorio y campo, la facilidad y disponibilidad de equipo de laboratorio y cálculo para la obtención de parámetros, el tiempo de ejecución del análisis y la validez y representatividad con las características del problema. Por lo que se hace necesario una comparación entre algunas de estas teorías.

En este trabajo, para fines comparativos, se seleccionaron dos teorías sobre el estudio de la consolidación secundaria, cuyos autores han contribuido de manera importante a un mejor conocimiento del tema. Dichas teorías son:

1. Teoría de “Viscosidad Intergranular” por Zeevaert (1951, 1985)
2. Teoría de “Proporcionalidad Natural” por Juárez Badillo (1975, 1981)

En el capítulo III se presentan las teorías antes mencionadas, describiendo sus principales hipótesis, ventajas y limitaciones, se analizan los resultados de las curvas de consolidación con los ajustes propuestos que se obtendrían siguiendo uno u otro modelo.

La variación de los parámetros de consolidación no pueden calcularse en forma empírica sino experimental, es por ello que se analizó el comportamiento de un suelo fino saturado en pruebas de consolidación en el laboratorio a corto plazo (dos semanas) y largo plazo (un año), utilizando un odómetro convencional de carga controlada, cuyos registros se presentan en el Anexo A. Durante el montaje de estos ensayos se pudo observar que existen numerosos factores que afectan la consolidación del suelo, como son: el efecto de saturación, fricción del anillo con el suelo, temperatura del espécimen, desarrollo de microorganismos y otros más, por lo que en el capítulo IV se dan algunas recomendaciones para minimizar sus efectos durante los ensayos realizados.

En el capítulo V se presentan los resultados y los ajustes de las pruebas de consolidación a corto plazo y a largo plazo, obteniéndose los parámetros involucrados de las ecuaciones teóricas de Zeevaert y de Juárez Badillo; además se presenta una expresión semi-empírica basada en el principio de proporcionalidad natural de Juárez Badillo para la interpretación de curva de consolidación a largo plazo.

Para determinar los parámetros de consolidación de los suelos, es necesario realizar una interpretación de las curvas de consolidación de laboratorio en función del modelo de comportamiento adoptado. Esta tarea involucra muchas horas de cálculo si se realiza en forma manual, si el modelo requiere la determinación de varios parámetros, esta actividad resulta mucho más ardua. Con el objeto de facilitar la tarea descrita se presenta en el Anexo B, una metodología que se basa en un programa de computadora que permite la determinación de los parámetros de consolidación empleando el modelo de viscosidad intergranular propuesto por Zeevaert (1951, 1985), que ha sido uno de los más utilizados en el estudio de la consolidación de la arcilla de la Ciudad de México.

La herramienta que se desarrolló es un programa de computadora en ambiente Windows llamado VINTER-Z, el cual permite realizar el ajuste de los puntos experimentales de la prueba con el modelo adoptado, para obtener los parámetros de consolidación correspondientes.

Finalmente, en el capítulo VI se presentan las conclusiones y recomendaciones de este trabajo, donde se pone a consideración una ecuación semi-empírica la que se utilizó para el ajuste de los puntos experimentales obtenidos de la prueba de consolidación llevada a cabo por más de un año, donde se pudo verificar la existencia al menos de tres puntos de inflexión; además se ofrece una propuesta de manual de procedimiento de laboratorio para obtener mejores curvas de consolidación, y así poderlas usarlas e interpretarlas con la teoría que mejor se adapte a las condiciones reales del problema.

1.1 GENERALIDADES

La consolidación unidimensional de los suelos finos saturados es uno de los temas más apasionante de la Mecánica de Suelos. Desde la formulación de la teoría original de Terzaghi, en 1923, mucho se ha escrito sobre el tema en los últimos años. El fenómeno se explica en términos simples de la manera siguiente.

Al aplicar un incremento de carga de forma instantánea a un suelo fino saturado, el esfuerzo provocado es inicialmente soportado por la fase líquida del suelo, generando un aumento de presión de poro de igual magnitud que la carga aplicada, y conforme transcurre el tiempo, el agua drena hacía las fronteras permeables permitiendo disipar la presión de poro en forma diferida, y así provocando la transferencia de esfuerzo a la fase sólida. Durante este proceso, la reducción del volumen del suelo es igual al volumen del agua expulsada; consecuentemente, su velocidad de deformación es función de la velocidad de salida del agua (consolidación primaria); pero se ha observado que después que el exceso de presión de poro se ha disipado, continúa un proceso de deformación (consolidación secundaria) que se desarrolla generalmente por períodos mayores que los que toma el fenómeno hidrodinámico. Cabe precisar que la fase primaria como la secundaria del fenómeno de consolidación, suelen manifestarse para tiempos convencionales de prueba (24 horas), sin embargo, existe evidencia (Leda, 1992) que para tiempos de prueba mucho mayores, las curvas de consolidación pueden presentar formas no convencionales (con más de un punto de inflexión), fenómeno que no está enteramente descrito por las teorías tradicionales.

En este trabajo se analiza el comportamiento esfuerzo-deformación-tiempo de algunos suelos provenientes de la zona lacustre de la Ciudad de México, ensayados en consolidación unidimensional con aplicación de distintos incrementos de carga como de tiempos de permanencia. Con base en la explicación que se da de su comportamiento y condiciones de ensaye, se juzga la aplicabilidad de los modelos estudiados del efecto secundario.

Además se presenta la ecuación propuesta que se utilizó para describir los resultados experimentales obtenidos de pruebas de consolidación llevadas a cabo por más de un año, donde se pudo verificar la existencia al menos de tres puntos de inflexión.

Por último, se describen varios procesos alternativos y cuidados complementarios en la prueba de laboratorio, y sugerencias pertinentes para la aplicación de estas teorías.

1.2 OBJETIVOS

En este trabajo se hará una comparación y evaluación crítica de los modelos de comportamiento de Zeevaert (1951, 1985) y Juárez Badillo (1975, 1981) para las pruebas de consolidación de laboratorio a corto y largo plazo.

Presentar una expresión semi-empírica para describir los resultados experimentales obtenidos de pruebas de consolidación llevadas a cabo por más de un año, donde se pudo verificar la existencia al menos de tres puntos de inflexión.

Identificar los factores que más afectan el comportamiento de los suelos finos saturados en la prueba de consolidación.

Presentar una propuesta para estimular el desarrollo futuro de técnicas experimentales que ayuden a comprender mejor el fenómeno de la compresibilidad de los suelos

Desarrollar un programa de análisis sistematizado para la obtención de los parámetros de consolidación en suelos finos saturados, aprovechando el desarrollo tecnológico de las computadoras que servirá de apoyo al estudiante y al ingeniero geotecnista en la práctica profesional.

1.3 ALCANCES

Durante la revisión del Estado del Arte, se pudo observar que existe un vasto acervo de consulta sobre el tema de consolidación unidimensional de los suelos, es por ello que se decidió realizar una selección de la información, que refleje adecuadamente la evolución de las principales ideas existentes al respecto y que constituyan la base de las ideas vertidas en este trabajo.

Se pondrán de manifiesto las grandes aportaciones de algunos investigadores, al fenómeno de la consolidación de suelos y se evaluará la aplicabilidad de sus teorías o los resultados experimentales obtenidos en pruebas de consolidación a corto y largo plazo.

Se presentan resultados del comportamiento de suelos provenientes de la zona de lago, ensayados en consolidación unidimensional con aplicación de distintos incrementos de carga como de tiempos de permanencia, detallando los cuidados necesarios tanto en la preparación y durante el ensaye.

Se discute la aplicación de las teorías propuestas por el Dr. Zeevaert y por el Dr. Juárez Badillo, en las curvas de consolidación a corto y largo plazo y se dan recomendaciones prácticas para su uso.

Se presenta un programa de computo Vinter Z para el ajuste de la curva de consolidación a corto plazo. El programa Vinter Z, busca ser una herramienta que facilite el uso de la teoría desarrollada por el Dr. Zeevaert, tanto para los ingenieros de cimentaciones como para los alumnos de la carrera de ingeniería civil en sus materias de Mecánica de Suelos.

Se presenta una expresión semi-empírica basada en el principio de proporcionalidad natural del Dr. Juárez Badillo para la interpretación de curvas de consolidación a largo plazo. Esta expresión toma en cuenta tanto la fase primaria como la secundaria del fenómeno de consolidación, así como la concavidad asintótica, próxima a un valor finito del final del proceso de deformación del espécimen.

Se propone también un manual de procedimientos para la prueba de consolidación unidimensional convencional para suelos finos saturados, basado en la norma internacional ASTM STP 892, y particularmente, en experiencias conjuntas del personal del laboratorio de la Facultad de Ingeniería de la UNAM.

CAPÍTULO 2

REVISIÓN DE ENFOQUES

2. REVISIÓN DE ENFOQUES

Las teorías revisadas y brevemente resumidas que a continuación se presentan, corresponden en su mayoría a enfoques fenomenológicos basados en modelos de esfuerzo-deformación de suelos de tipo elásto-plástico, viscoelástico, viscoelástico-plástico, saturados, cuyo propósito es describir el comportamiento global del suelo; también se presentan algunos enfoques estructurales por medio de la formulación de leyes constitutivas del comportamiento general del suelo bajo carga, por medio de métodos empíricos, estadísticos y de teorías generales.

2.1 RESEÑA HISTÓRICA

En el año de 1925 con la publicación de su libro “Erdbaumechanik”, el Dr. Terzaghi desarrolló los principios que resumen el concepto general en que se basa la teoría de la consolidación unidimensional de los suelos finos saturados, el fenómeno de la consolidación quedó definido por el concepto de “Principio de esfuerzos efectivos” dentro de esta teoría Terzaghi definió la metodología para la realización de la prueba de la consolidación, para estudiar el comportamiento de los suelos finos. Con el paso de las décadas y el desarrollo de la tecnología, se han propuesto diferentes teorías y nuevos modelos y pruebas para estudiar el fenómeno de la consolidación de los suelos finos saturados.

LA TEORIA ORIGINAL DE TERZAGHI

El Dr. Terzaghi propuso para la interpretación del fenómeno de consolidación de los suelos bajo un incremento de carga total constante aplicado en el tiempo cero, la conocida ecuación diferencial (Terzaghi, 1925):

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2.1)$$

donde:	C_v	coeficiente de consolidación
	u	exceso de presión hidrostática
	z	profundidad
	t	tiempo

Esta teoría se basa en las siguientes hipótesis:

- 1) La masa de suelo está saturada, es homogénea e isotrópica
- 2) El agua y los granos de suelo son incompresibles

- 3) El incremento de carga se aplica instantáneamente
- 4) Un cambio en el esfuerzo efectivo provoca un cambio en la oquedad. El cambio en la relación de vacíos (o deformación volumétrica) se aproxima a un valor finito, al final del proceso de consolidación
- 5) El agua expulsada sólo corresponde al agua libre o gravitacional que sale de los poros de la estructura de suelo, por lo que la ley de Darcy se considera válida.
- 6) La compresión del suelo y la trayectoria del drenaje del agua son unidimensionales en la dirección de la compresión
- 7) Los coeficientes de permeabilidad y compresibilidad del suelo permanecen constantes para un incremento de presión determinado
- 8) El peso del suelo no se toma en cuenta

El propósito de la teoría es encontrar las condiciones esfuerzo-cambio volumétrico en cualquier punto en un tiempo determinado, durante el cual la masa se encuentra sometida a una carga sostenida.

En esta teoría se han supuesto constantes el coeficiente de permeabilidad y el de deformación volumétrica, para el incremento de carga dado, sin embargo, estos valores no pueden considerarse estrictamente constantes durante el proceso. La interpretación se efectúa con base en que los valores medios son independientes del incremento de esfuerzo efectivo aplicado y del tiempo.

EL ESTUDIO DE LA CONSOLIDACIÓN SECUNDARIA

Durante el primer Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, que tuvo lugar en la Universidad de Harvard, en Cambridge, Mass, E.U.A., Buisman (1936), presentó los resultados de algunas pruebas de larga duración realizadas en Holanda, tanto en las estructuras como en muestras de laboratorio, resultando evidente que los efectos de la consolidación secundaria, no estaban contemplados en el tratamiento teórico y práctico de los problemas de hundimientos de esa época.

Para interpretar o predecir las mediciones de laboratorio y de campo tomando en cuenta el efecto secundario se propuso, para espesor y carga unitarios, una ecuación del tipo:

$$z_t = \alpha_p + \alpha_s \log_{10} t \quad (2.2)$$

donde:

z_t es el hundimiento total (a tiempo t)
 α_p hundimiento por consolidación
 α_s parámetro del efecto secundario

Buisman creía que ambos efectos ocurren simultáneamente y que podría cambiar el valor del parámetros del efecto secundario después de un tiempo prolongado. El fenómeno de la consolidación secundaria lo atribuyó inicialmente a la deformación plástica del agua adsorbida, acompañada de la expulsión del agua libre.

Años más tarde, Haefeli y Schaad (1948) por una parte y Koppejan (1948) por la otra, confirmaron experimentalmente la validez de la ecuación (2.2) para pruebas de consolidación de laboratorio de 3 semanas de duración.

Koppejan, al observar en pruebas de laboratorio que el hundimiento secundario es función lineal de $\log_{10} t$ a carga constante y de $\log_{10} p$ a tiempo constante, combinó la idea de Terzaghi (1925) sobre la relación empírica de tipo lineal que guardan la relación de vacíos y el logaritmo del esfuerzo efectivo del suelo y las de Buisman antes anotadas, para llegar a una relación del tipo:

$$s = h_0 \left(\frac{1}{C_p} + \frac{1}{C_s} \log_{10} t \right) \log_{10} \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad (2.3)$$

donde:

s asentamiento total
 h_0 la altura inicial de muestra
 C_p y C_s los parámetros de consolidación “primaria” y “secundaria”
 t tiempo
 p_0 carga inicial y su incremento.
 Δp incremento de carga

Haefeli y Schaad pensaron que el fenómeno de consolidación secundaria se debía a procesos coloidoquímicos, suponiendo que dejaba de tener efecto después de un tiempo prolongado.

Josselin de Jong (1942), siguiendo la propuesta de Buisman, sugirió que la permeabilidad de los poros grandes del suelo controlaba la primera fase del fenómeno, mientras que la permeabilidad de los poros pequeños controlaba la segunda, siendo ésta, por lo menos en parte, de tipo hidrodinámico como la primera

LAS ECUACIONES DE NUTTING

La Ley de Ostwald (1925) utilizada por Laing Barden constituye una muestra de lo que Scott Blair (1944) denominó la Escuela Integralista de Reología. Según este autor, Nutting (1921a y 1921b) fué su iniciador al proponer relaciones exponenciales esfuerzo - deformación - tiempo, primer problema de la Reología, mediante el empleo de parámetros constantes de tipo empírico.

TEORÍA DE MERCHANT.

La primera teoría matemática sobre la consolidación secundaria fué desarrollada por Merchant (1939) bajo la supervisión de D. W. Taylor. En ella, se supuso que la deformación total en cualquier tiempo es la suma de una deformación “primaria” proporcional al esfuerzo efectivo, como la supuesta por Terzaghi, y de una deformación “secundaria” total, también proporcional al esfuerzo efectivo, que se desarrolla gradualmente, con una velocidad proporcional a la deformación secundaria faltante para el mismo tiempo.

El modelo reológico de Merchant esta constituido por un elemento de Hooke y un elemento de Kelvin, esto es el elemento Kelvin esta constituido por un elemento Hooke y un elemento Newtoniano en paralelo; éste a su vez se conecta en serie con otro elemento Hooke, en la figura 2.1 se muestra el Modelo de Merchant.

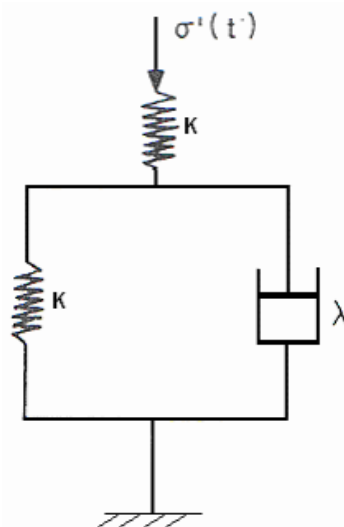


Figura 2.1 Modelo de Merchant.

La notación del modelo es

$$M = (H - (H \parallel N)) = (H - K)$$

donde:

M	modelo de Merchant
H	elemento Hooke
N	elemento Newtoniano
-	conexión en serie
	conexión en paralelo

Este modelo representa un comportamiento viscoelástico lineal en suelo saturado. Merchant y Taylor (1940) obtuvieron únicamente la solución para tiempos pequeños de la ecuación diferencial correspondiente.

Ishii (1951), por una parte y Gibson y Lo (1961) por la otra, plantearon y resolvieron directamente la ecuación diferencial del modelo reológico antes descrito (Figura 2.1).

Christie (1964), resolvió la ecuación de Merchant para todo tiempo (cuya solución original era válida sólo para valores pequeños del tiempo), demostró que resultaba idéntica al resultado obtenido por Gibson y Lo. La solución obtenida por Christie, en forma gráfica, se muestra en la Figura 2.2.

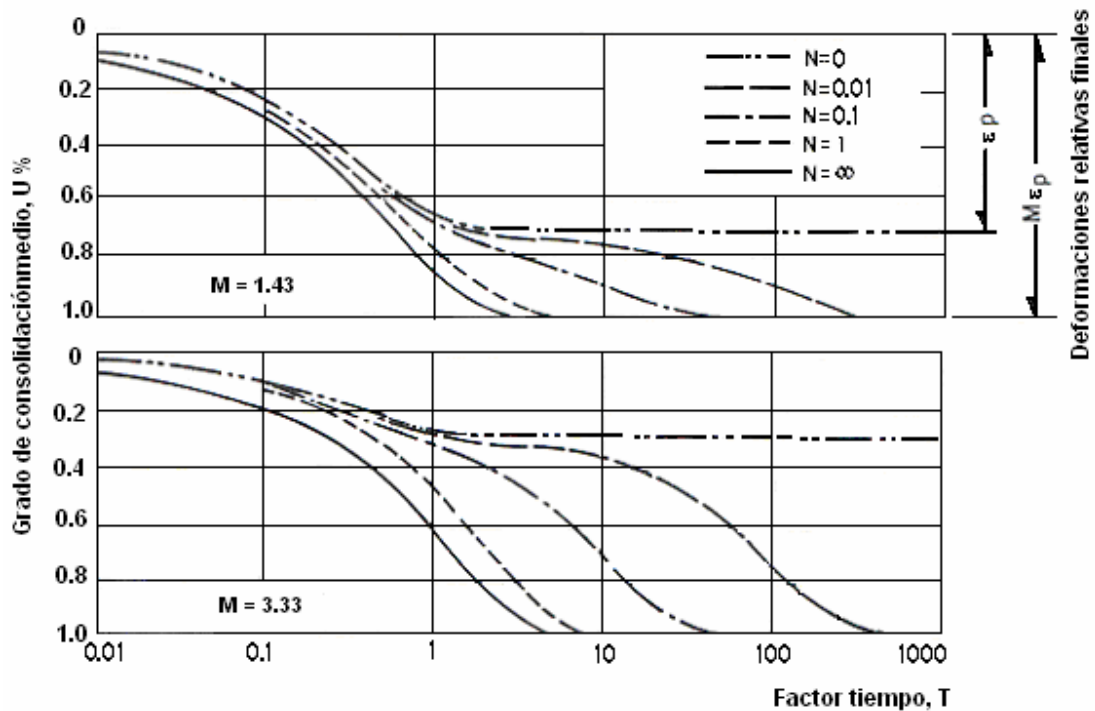


Figura 2.2. Solución por Christie, en forma gráfica.

Un aspecto muy importante por aclarar es que la solución del modelo de la figura 2.1 dada por Gibson y Lo, representa en ocasiones el comportamiento del tramo de “consolidación secundaria” que ocurre con espesores de muestras pequeños, siendo impracticó su uso para espesores grandes de arcilla - digamos - más de un metro (Suklje, 1969).

LA TEORÍA B DE TAYLOR

Taylor intentó mejorar la teoría de Merchant mediante lo que llamó Teoría B (Taylor, 1942). En ella, introdujo algunas ideas interesantes, como la de la existencia de una línea e-log σ' que depende sólo de la relación de vacíos e, paralela a la usual del final de la consolidación primaria de laboratorio, y la alteración del esfuerzo intergranular, de acuerdo con una idea propuesta por el mismo Terzaghi (1941), en :

$$\sigma' = P_g + P_b + P_v \tag{2.4}$$

que se ilustra en la Figura 2.3 donde, para cada relación de vacíos e, P_g corresponde a la resistencia estática que depende solamente de e, P_b es una resistencia plástica del suelo, en tanto que $P_g + P_b$ representa la situación alcanzada al final de la compresión primaria, usualmente obtenida en el consolidómetro a más tardar en 24 horas.

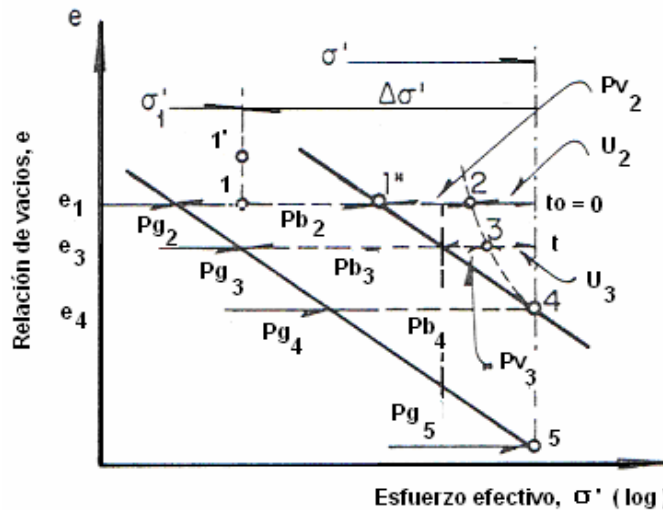


Figura 2.3 Componentes del esfuerzo efectivo según Taylor

La componente $P_v = -\eta \delta e / \delta t$, es debida a la viscosidad intergranular η . Una muestra en el consolidómetro sigue, en la figura 2.3, la trayectoria 1', 1, 1'' (debida a un ajuste por el contenido de aire del agua de la muestra), seguida de la trayectoria 1'', 2, 3, 4, que es la que trata de simular la teoría.

La Teoría B de hecho constituye un caso particular de la teoría de Merchant-Taylor, correspondiendo a un elemento Kelvin en paralelo con un elemento newtoniano, cuya representación es $[N - I (H \parallel N)] = [N - K]$ que representa un suelo saturado, y es también un caso particular de una solución posterior desarrollada por Florin en 1961.

La teoría B tiene el mérito de señalar que los grados de disipación de las presiones del agua pueden obedecer a leyes diferentes, con un juego de isócronas para cada uno. Este efecto no fué tomado en cuenta en la teoría de Merchant-Taylor, ahora llamada Teoría A (Suklje, 1969).

EXTRAPOLACIÓN GRÁFICA: LAS ISOTACAS DE SUKLJE.

La ecuación 2.3 no ha sido el único intento de combinar alguna estimación de la “consolidación primaria” con la ecuación de Buisman-Suklje (1957), Suklje propuso un método gráfico en el que se hace uso de una extrapolación semilogarítmica de la rama secundaria de las pruebas odométricas y una aportación interesante, la introducción de las Isotacas o relaciones e vs. $\log p$ para $\delta e / \delta t$ constante, a diferencia de la idea esbozada por Taylor (y tiempo después por Bjerrum, 1967), en la que dichas relaciones dependen supuestamente del tiempo y no de la velocidad de deformación.

MODELO REOLÓGICO DE TAN

TAN en 1957, quien fue uno de los primeros investigadores que estudió las propiedades reológicas de los suelos, sugiere que el modelo de Maxwell es válido para representar la estructura del esqueleto del suelo.

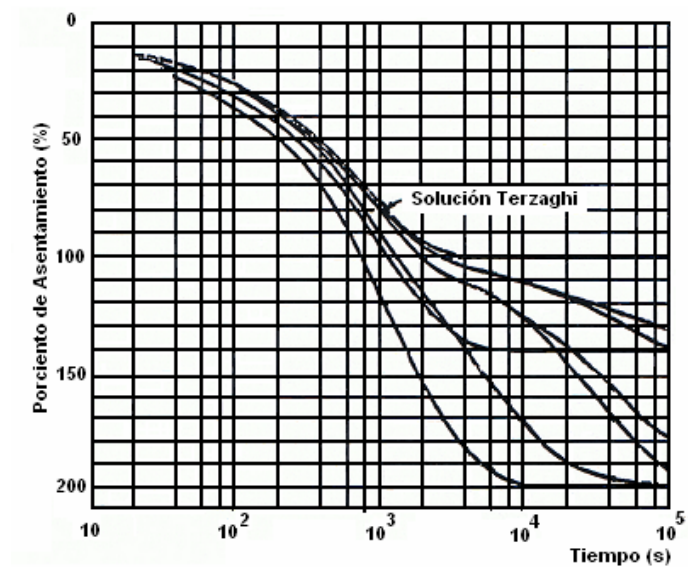


Figura 2.4 Curvas obtenidas por Tan.

A partir de este modelo, establece una teoría de consolidación tridimensional que es general para la compresión primaria y secundaria, la figura 2.4 presenta algunas curvas típicas de la solución de Tan para el caso unidimensional; se puede observar que la función de Terzaghi es un caso especial del proceso general de consolidación.

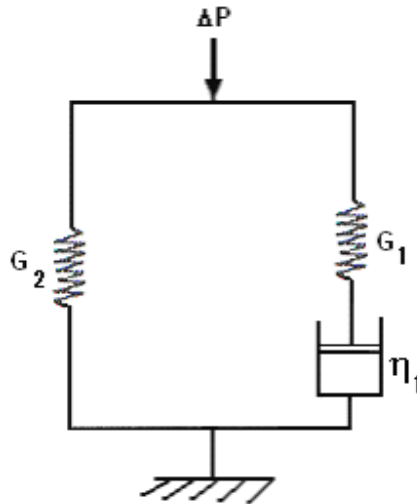


Figura 2.5 Modelo reológico de Tan

La teoría de Tan se basa en un modelo reológico, el cual se presenta en la figura 2.5, donde al inicio de la carga, el resorte con su rigidez G_1 y el amortiguador viscoso lineal η_1 , trabaja en serie lo que representa la compresión primaria, después de G_1 llega a la deformación final (terminación de la fase primaria), el otro resorte G_2 y η_1 trabajan en paralelo, lo que representa la compresión secundaria, hasta cuando G_2 recibe toda la carga y la fase secundaria tiende a un valor final. Nótese que la teoría puede interpretarse como no-linealidad de la relación entre la compresión secundaria y el logaritmo de tiempo, la cual no estaba representada por la expresión de Buisman.

MODELO REOLÓGICO DE MURAYAMA Y SHIBATA

Murayama y Shibata (1961) estudiaron el fenómeno de viscosidad intergranular, la cual fue llamada por ellos, como “viscosidad estructural”, por medio de un modelo reológico que se muestra en la figura 2.6, éste lo constituye un resorte con rigidez E_1 y un modelo de Voigt modificado con E_2 , σ_0 , η conectados en serie. Cuando el esfuerzo aplicado sobrepasa la resistencia de restricción σ_0 , el elemento viscoso η empieza a fluir, lo cual tiene características de no linealidad y puede describir el comportamiento viscoso intergranular.

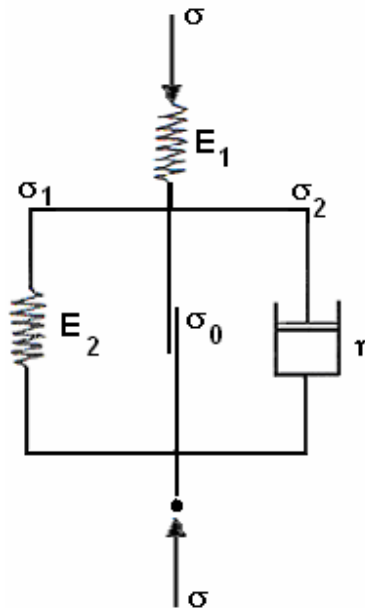


Figura 2.6 Modelo reológico de Murayama y Shibata

MODELO REOLÓGICO DE MARSAL

El modelo de Marsal es una modificación a la teoría de Terzaghi, con base en el hecho de que los desplazamientos de las partículas sólidas del suelo no ocurren simultáneamente al incrementar el esfuerzo efectivo, sino con cierto retardo que se supone función exponencial del tiempo. Este modelo está desarrollado a partir de observaciones de laboratorio y de campo (Marsal, 1944 y 1961; Marsal y Mazan, 1959).

Considera que el proceso de deformación de la fase sólida se divide en dos componentes, una instantánea y otra diferida en el tiempo. La consolidación secundaria ocurre simultáneamente con la primaria.

La componente instantánea de la deformación es función lineal del incremento de esfuerzos efectivos. El coeficiente de proporcionalidad es el módulo de deformación instantánea M_i .

La deformación diferida es proporcional al incremento de presiones efectivas y a una función exponencial del tiempo. Los parámetros involucrados son un módulo diferido, M_d y un coeficiente de relajación, α .

Marsal propone el modelo reológico tridimensional que se muestra esquemáticamente en la figura 2.7. Está integrado por tres cilindros conectados a un tubo y a la válvula, dentro de los cilindros pueden desplazarse sin fricción

pistones unidos a otros tantos resortes. El sistema hidráulico se encuentra total o parcialmente lleno con un líquido incompresible. Los tres resortes concurren al cuerpo B, que desliza sobre una superficie Ω . Los resortes representan el asentamiento de las deformaciones instantáneas, mientras que las diferidas ocurren al moverse el cuerpo B sobre la superficie Ω . En los cilindros del modelo también se toman en cuenta las presiones de poro.

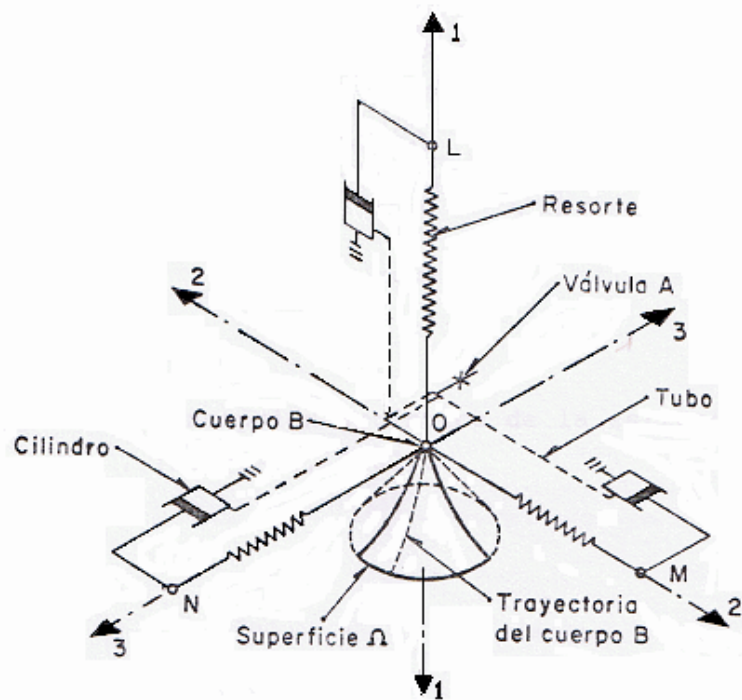


Figura 2.7 Modelo reológico de Marsal (1961)

Marsal considera que si bien las deformaciones elásticas se dan de forma inmediata una vez que se aplica un incremento de esfuerzos efectivos, las deformaciones diferidas se combinan con la transferencias de esfuerzos a la fase sólida del suelo por disipación del exceso de presión de poro u .

FÓRMULA DE BRINCH HANSEN.

Brinch Hansen (1961), por su parte, integró la formula de Buisman con un esfuerzo efectivo primario proporcional a $t^{1/2}$ para obtener, en combinación con las ecuaciones de Terzaghi y Buisman, una ecuación aproximada para todo tiempo, que posteriormente consideró no válida por los resultados experimentales encontrados, tratando de comprobarla (Hansen e Inan, 1969).

MODELO REOLÓGICO DE LO

En el año de 1961, Lo reporto que la teoría Gibson-Lo podría simular algunos de los tipos comunes de consolidación “secundaria”, los tipos I y II de la figura 2.9 pero no los restantes los tipos IIIa y IIIb de la misma figura. Por tal motivo, Lo propuso, en el mismo año 1961, un modelo reológico más general tal como se muestra en la figura 2.8, compuesto por dos elementos Kelvin en serie con el elemento S que incorpora al segundo elemento Kelvin cuando se llega a algún nivel de esfuerzo o deformación critico sin contribuir el mismo a la deformación del conjunto, su representación sería $H - (K - S - K)$. De esta manera el comportamiento sería, descrito antes de un cierto tiempo crítico que cambia con el espesor del estrato, por el modelo Gibson-Lo y después de ese tiempo el modelo de Lo se aplicaría en forma conjunta.

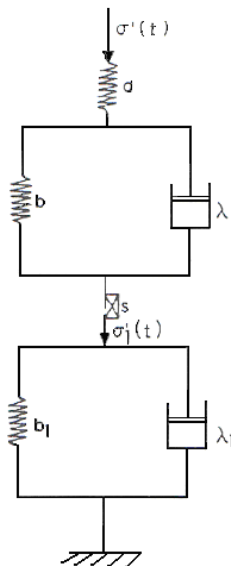


Figura 2.8 Modelo reológico de Lo

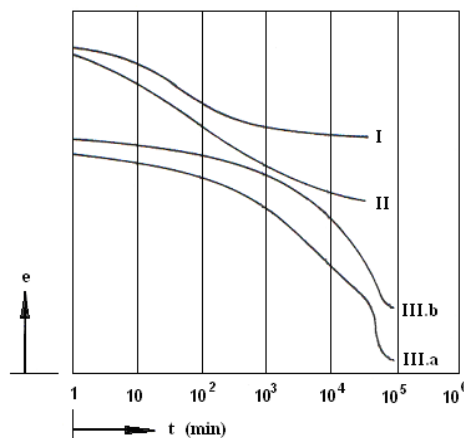


Figura 2.9 Tipos de curvas de consolidación secundaria de Lo

MODELO REOLÓGICO DE WAHLS

Wahls (1962), formuló el problema proponiendo un modelo Kelvin-Terzaghi conectados en serie con un amortiguador viscoso llamado por él, “amortiguador secundario”, cuya viscosidad es no-lineal, en modelo reológico se presenta en la figura 2.10, muestra un n-ésimo modelo, donde A_n , B_n y C_n son constantes de amortiguamiento, t es tiempo, P_0 es el esfuerzo inicial y ΔP es el incremento de carga. Una infinidad de estos modelos en serie representa la estructura del suelo.

$$\varepsilon_n = \frac{C_n}{1 + \frac{B_n}{C_n} t} (P_0 + \Delta P) \tag{2.5}$$

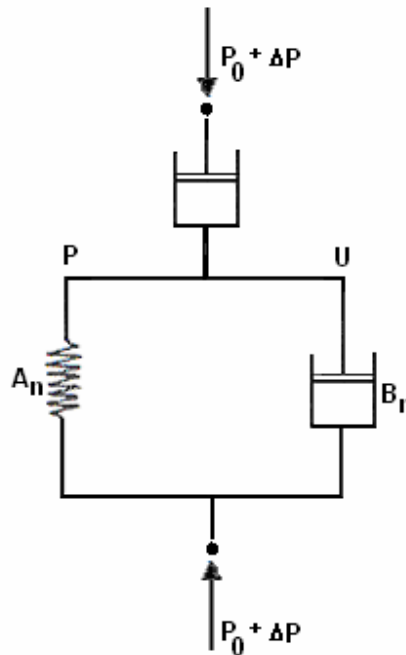


Figura 2.10 Modelo reológico de Wahls 1962

TEORIA DE LAING BARDEN, MODELO TIPO KELVIN DE VISCOSIDAD NO LINEAL

Se desarrollaran modelos con viscosidad no lineal en busca de mejores soluciones. El propuesto por Laing Barden (1965), en el que simula el comportamiento de la estructura del suelo a través de un elemento Kelvin con resistencia viscosa de tipo exponencial (Ley de Ostwald (1925)). De esta manera, la ecuación de Terzaghi (ecuación 2.1), se transforma en un sistema

también no lineal de ecuaciones que debe integrarse mediante la aplicación de métodos numéricos, con soluciones gráficas, los tipos de comportamiento se muestran en la figura 2.11.

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = -\frac{\partial u}{\partial T} \tag{2.6}$$

$$(1 - \mu - u)^n = R \frac{\partial u}{\partial t} \tag{2.7}$$

donde μ es el grado de consolidación

$$R = \frac{Bk(1+e)}{\gamma_w H^2 \Delta p^{n-1}} \tag{2.8}$$

$$T = \frac{c_v t}{H^2} \tag{2.9}$$

La magnitud de los efectos viscosos es controlada por el parámetro R, cuando R crece es más lenta la compresión y se da más rápido la disipación de la presión de poro, afirma que estas dos tendencias aparentemente opuestas pueden ser causados por los efectos de viscosidad.

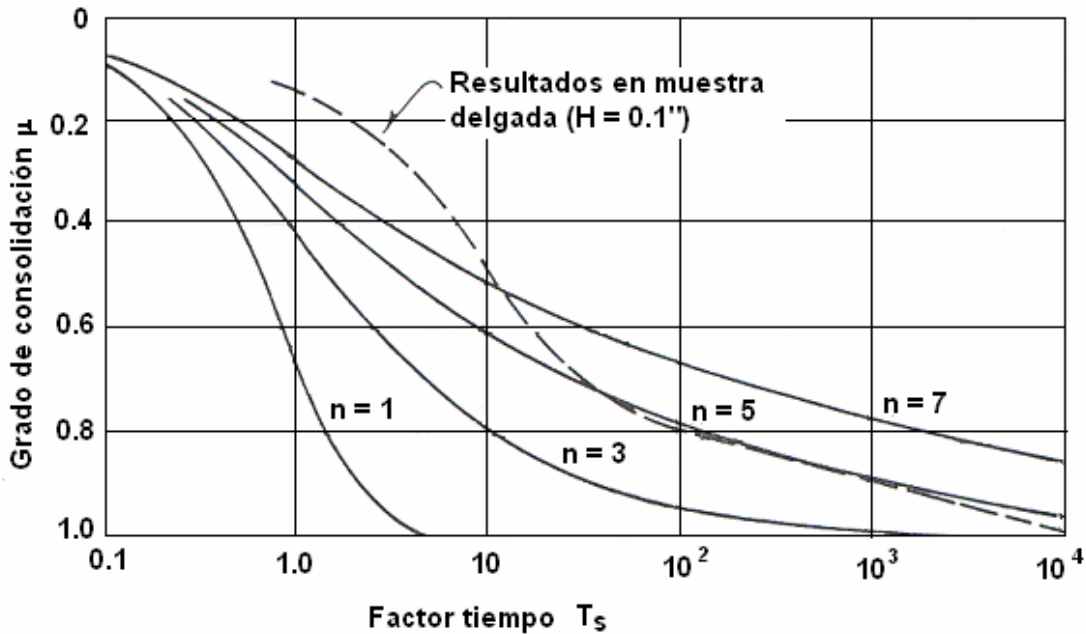


Figura 2.11 Curvas de Laing Barden

Las ecuaciones (2.6) y (2.7) dan énfasis al proceso de consolidación, la ecuación (2.7) muestra que cuando se inicia el fenómeno μ tiene un valor pequeño y u posee un valor grande, lo que indica que es más evidente la consolidación primaria y se presenta la disipación de la presión de poro; sin

embargo, en el transcurso del fenómeno μ aumenta de valor y u decrece, representando así la consolidación secundaria, esto indica que es relativamente independiente de la presión del poro en esta etapa. No obstante la ecuación (2.6) indica que la presión de poro siempre permanece.

El modelo reológico equivalente es $(H \parallel N_v) - N = (K_v - N)$, donde el subíndice v indica parámetro(s) variable(s), o sea, un cuerpo de Kelvin con diferentes viscosidades no lineales (figura 2.12).

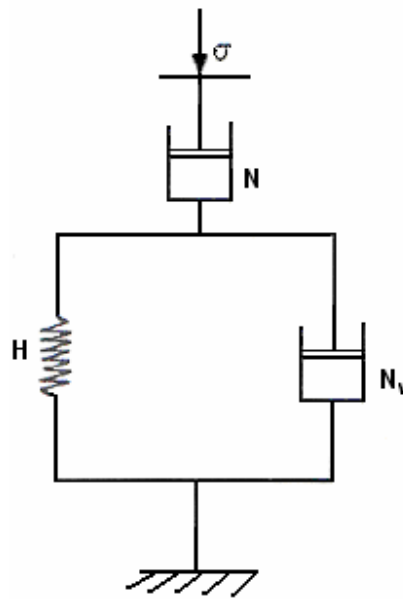


Figura 2.12 Modelo reológico Laing Barden (1965)

De acuerdo con Suklje (1969), la teoría de Laing Barden puede explicar las principales desviaciones observadas en la práctica con respecto a la teoría de Terzaghi, como la disipación más rápida de las presiones de poro, la deformación plástica durante y después de dicha disipación y la influencia de la magnitud relativa del incremento de presión y del espesor de la muestra en la proporción relativa de la consolidación primaria y secundaria, aunque los datos experimentales publicados hasta esa fecha muestran que aún con la teoría de Laing Barden los efectos viscosos son exagerados en la consolidación primaria o poco importantes y de corta duración en la secundaria.

TEORIA DE WAHLS. SERIE INFINITA DE ELEMENTOS KELVIN-NEWTON

Wahls (1962) se presenta los resultados de una serie de pruebas de consolidación efectuadas para estudiar el efecto secundario, las conclusiones alcanzadas y la teoría que de las mismas podían derivarse.

Para el limo calcáreo orgánico de Chicago empleado en las pruebas, Wahls reporta que el coeficiente de compresión secundaria, C_α , es función solamente de la relación de vacíos y la presión efectiva actuante sobre el suelo y que su valor aumenta en cada prueba hasta alcanzar un máximo, disminuyendo a continuación en forma lineal a lo largo de lo que podría ser considerada la curva virgen de la relación de compresión secundaria (figura 2.13) La ecuación de dicha recta fue :

$$C_\alpha = 0.360 e - 0.0122 \quad (2.10)$$

donde e es la relación de vacíos al final de la consolidación primaria.

Un comportamiento similar fue observado por Mesri (1973) en las arcillas orgánicas de Paulding.

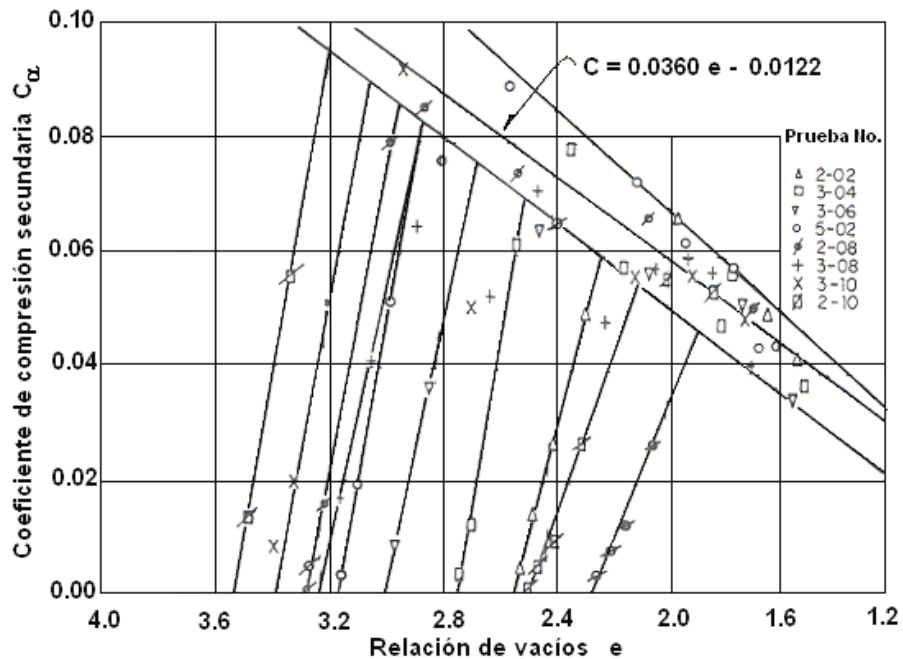


Figura 2.13 Gráfica de Wahls

Posteriormente, Mesri (1987) postuló, para el coeficiente de compresión secundaria, la propiedad:

$$C_\alpha / C_c = \text{Constante} \quad (2.11)$$

Donde:

- C_α coeficiente de compresión secundaria
- C_c índice de compresión de la curva virgen

El valor de la constante, según Mesri, está comprendido entre 0.02 y 0.08 para todos los suelos y entre 0.03 y 0.06 para las arcillas.

Wahls adoptó una serie infinita de cuerpos de Kelvin, equivalentes a los del modelo reológico de la solución de Terzaghi [K], en serie, cada uno, con un amortiguador no lineal (un modelo [K - N_v]), que generan curvas de consolidación del tipo de las de Buisman.

ECUACIONES DE BJERRUM Y BENT HANSEN.

En la Conferencia Rankine de 1967, L. Bjerrum introdujo el concepto de retardamiento de la compresión de una arcilla en la prueba de consolidación. Modificó los trazos de las gráficas, usando líneas rectas en un diagrama doblemente logarítmico, las ideas básicas se presentan en la figura 2.14, que representa las propiedades de la deformación de la estructura (esqueleto) de la arcilla (o un arcilla idealizada con viscosidad nula del agua de poro o sin agua de poro).

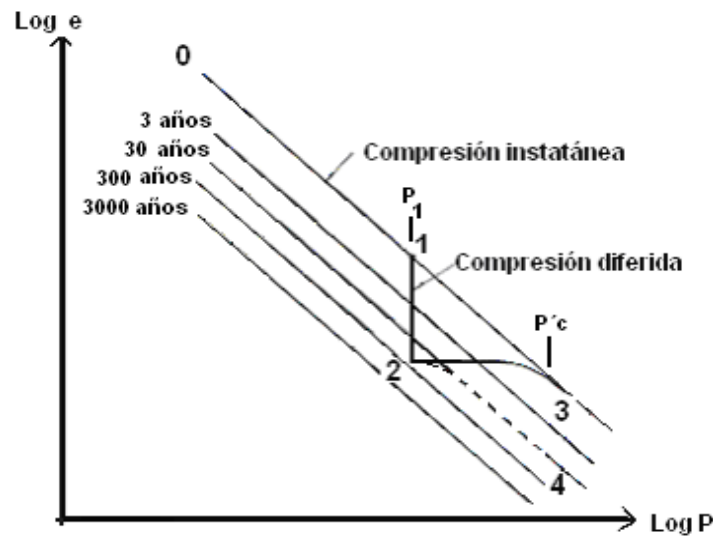


Figura 2.14. Retardamiento de la compresión de una arcilla

En el gráfico se representa una compresión instantánea, esto es $\Delta t = 0$, donde la relación de vacíos e disminuye en función de la carga P , se indica por medio de la recta 0-1. Si la carga P se mantiene constante, entonces la relación de vacíos e disminuirá con el tiempo debido al reacomodo del esqueleto de la arcilla, esta etapa se representa por medio de la línea vertical 1-2, cuya longitud aumenta con el tiempo t hasta interceptarse con las líneas marcadas, 3 años, 30 años. etc., éstas líneas son supuestas paralelas a la línea original para la compresión instantánea, y aproximadamente equidistante para los múltiplos iguales de tiempo.

Si se parte de la condición representada por el punto 2, y se vuelve a cargar el material en forma instantánea ($\Delta t = 0$), la relación de vacíos e que es una función de la carga P seguiría el trazo de la curva 2-3, que al principio es casi horizontal, pero a medida que se siga cargando en forma instantánea se convierte en una asíntota a la línea 0-1 (línea de compresión original).

Por lo que los granos de la arcilla se han reacomodado y han adquirido una restructuración más estable bajo una carga constante, P_1 , la curva sigue hasta llegar a la carga de preconsolidación $P_c > p_1$; hoy a esto se le conoce como fenómeno de endurecimiento.

A partir de las relaciones sugeridas por Taylor y Bjerrum se han propuesto varias ecuaciones de tipo exponencial para e , P y t . La función $e(P, t)$ resultante de la relación sugerida por Bjerrum (1967) es

$$\Delta e = C_r \log(P_c/P_0) + C_c \log(P_f/P_c) + C_\alpha \log((t_1+t)/t_1) \quad (2.12)$$

donde Δe es el incremento en la relación de vacíos debido a la carga P , (P_0 y P_c son las cargas inicial y de preconsolidación) y a su permanencia durante un tiempo t a partir del tiempo t_1 , con el significado usual para los tres coeficientes restantes (C_r es el índice de recompresión del suelo).

Más tarde, Bent Hansen (1969) sugirió expresarla como:

$$(e / e_0) = (P_c / P_0)^{-a} (P_f / P_c)^{-b} ((t_0 + t) / t_0)^{-c} \quad (2.13)$$

donde e y e_0 son las relaciones de vacíos a tiempo inicial t_0 y final t .

Las expresiones anteriores incluyen las curvas virgen y de recarga de los suelos para diferentes tiempos.

TEORIA DE GARLANGER.

Posteriormente, Garlanger (1972) introdujo en la ecuación 2.1 de Terzaghi la expresión:

$$\frac{\partial e}{\partial t} = \frac{\partial e}{\partial p} \frac{\partial p}{\partial t} + \left(\frac{\partial e}{\partial t} \right)_c \quad (2.14)$$

donde:

$$\begin{aligned} \frac{\partial e}{\partial t} & \text{compresibilidad del suelo} \\ \left(\frac{\partial e}{\partial t} \right)_c & \text{velocidad de consolidación secundaria (creep)} \end{aligned}$$

obteniendo las derivadas de e a partir de la ecuación 2.14. Esto equivale a adoptar un cuerpo de Kelvin con parámetros variables para la estructura del suelo $[K_y]$.

La expresión se basa en el principio del esfuerzo efectivo de Terzaghi, la solución de ésta se resolvió por métodos numéricos para las condiciones de frontera usuales del problema, proporcionando resultados para u y e que, integrados, condujeron finalmente a los grados de disipación y consolidación buscados para todo tiempo.

El mismo año, Berre e Iversen (1972) presentaron los resultados de una serie de pruebas de consolidación con probetas de diferentes alturas, haciendo ver que la solución de Terzaghi podía ajustarse sólo a algunos casos, resultando inconsistente para el conjunto.

Demostraron también que la solución de Lo (1961) permitía reproducir la respuesta a tiempos grandes pero no a tiempos cortos o medios y que la solución de Barden (1965) proporcionaba deformaciones correctas para todo el conjunto de pruebas, exagerando la reducción de presiones del agua al principio de las mismas.

En cambio, la solución numérica de Garlanger arriba comentada, daba resultados correctos (figura 2.15), tanto para deformaciones como para presiones de poro, para todas las pruebas, desde las efectuadas en las probetas de menor altura (1.75 cm) hasta las más altas (45.0 cm).

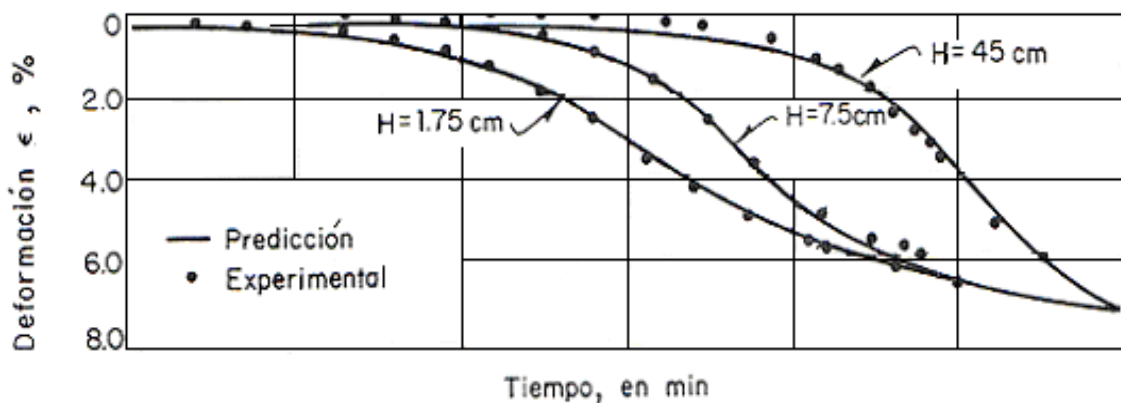


Figura 2.15 Aplicación de la Teoría de Garlanger a los resultados de Berre e Iversen.

LA TEORÍA DE MARTINS Y LACERDA

Con motivo de una encuesta llevada a cabo por Schmertman (1983) sobre el comportamiento del empuje en reposo de los suelos con el tiempo, Kavanzajian y Miltchell (1984) sugirieron, con base en algunos resultados de laboratorio, que el coeficiente de empuje en reposo tiende a la unidad, como en los líquidos, cualquiera que sea su valor actual.

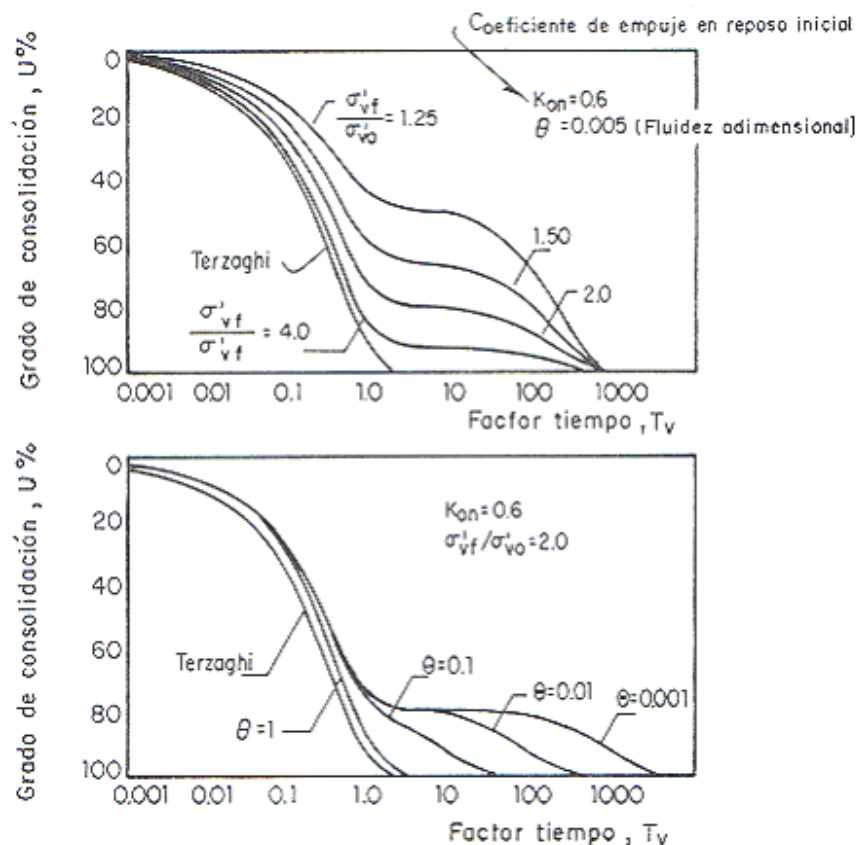


Figura 2.16 Resultados obtenidos por Martins y Lacerda

Martins y Lacerda (1985) adoptaron dicha idea y aceptando las hipótesis de Terzaghi más la de que los esfuerzos cortantes se relajan con el tiempo según $\frac{dq}{dt} = -\lambda q$, siendo q el esfuerzo desviador, obtuvieron la siguiente expresión para la deformación secundaria, ϵ_{vs} , adicional a la primaria de Terzaghi.

$$\epsilon_{vs}(t) = \frac{2}{3} \frac{\sigma'_{vo}}{M} (1 - k_{on}) [1 - \exp(-\lambda t)] \tag{2.15}$$

donde: σ'_{vo} : esfuerzo efectivo vertical inicial,
 M : modulo de deformación volumetrico,
 k_{on} : coeficiente de empuje en reposo inicial,
 t : tiempo
 λ : parámetro que regula la velocidad del fenómeno

La deformación total se obtiene sumando a la primaria de Terzaghi y la secundaria proporcionada por la expresión 2.15. El tipo de resultados que se obtienen se ilustra en la figura 2.16

TEORIA DE GIBSON, SCHIFFMAN Y CARGILL

En la Séptima Conferencia Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, realizada en la Ciudad de México en agosto de 1969, Robert L. Schiffman, propuso un modelo reológico para considerar la consolidación secundaria bajo un análisis viscoelástico. En la figura 2.17 se presenta el modelo.

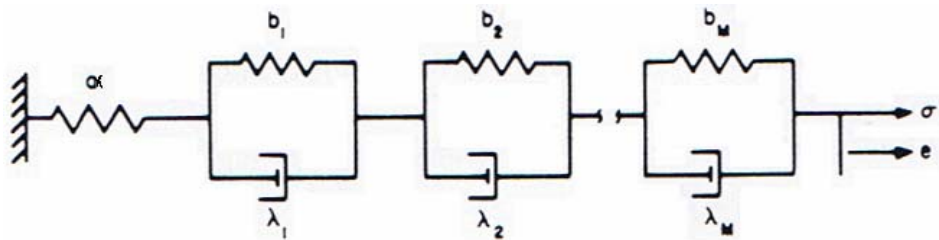


Figura 2.17 Modelo reológico por Schiffman (1969).

Y se expresa como:

$$e = \alpha \sigma' + \sum_{k=1}^M \lambda_k \int_0^t \sigma' \exp\left[-\frac{\lambda_k}{b_k}(t-\xi)\right] d\xi \tag{2.16}$$

donde: α : compresibilidad elástico instantáneo
 b : compresibilidad elástica retardado
 λ_k : Fluidez del elemento Newtoniano
 M : Número de unidades Kelvin viscoelásticas

Cuya interpretación matemática se basa en la relación esfuerzo efectivo-deformación-tiempo:

$$c_v \frac{\partial^2 \sigma'}{\partial z^2} = \frac{\partial \sigma'}{\partial t} + \frac{1}{a} \sum_{k=1}^M \lambda_k \sigma' - \frac{1}{a} \sum_{k=1}^M \frac{\lambda_k^2}{b_k} \int_0^t \sigma' \exp\left[\frac{\lambda_k}{b_k}(t-\xi)\right] d\xi \tag{2.17}$$

siendo:
$$c_v = \frac{k}{a_v \gamma_w}; \tag{2.18}$$

k es el coeficiente de permeabilidad (no confundirlo con el índice de la sumatoria k), γ_w es peso específico del agua y a_v es el coeficiente de compresibilidad.

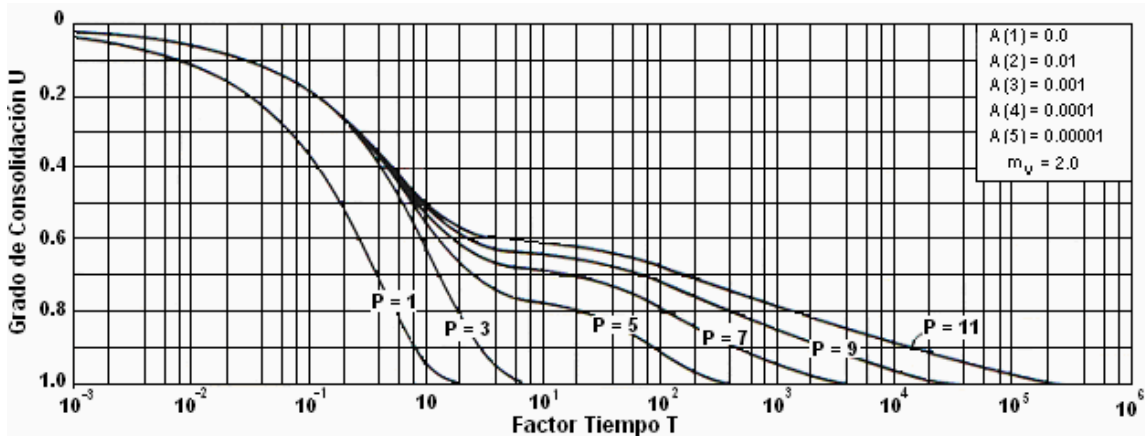


Figura 2.18 Análisis gráficos de los modelos viscoelásticos

El comportamiento de los elementos viscoelásticos conectados en serie se muestra en figura 2.18, donde se aprecia varias configuraciones según el número de éstos. En esta grafica se presentan seis análisis viscoelásticos diferentes, se usaron varios unidades Kelvin para cada modelo. La gráfica (1-P) contiene un parámetro, es el primer modelo de consolidación primaria. El modelo con tres-parámetro (3-P) contiene un elemento elástico en serie con una unidad de Kelvin (Gibson y Lo, 1961). La gráfica (II-P) es un modelo que contiene un elemento elástico en serie con cinco Unidades de Kelvin. Al aumentar el número de unidades Kelvin al modelo, la gráfica presenta dos concavidades y un tramo recto al final, haciendo que el factor tiempo aumente.

La teoria de Gibson, Schiffman y Cargili (1981), consiste en la inclusión de las ecuaciones diferenciales de equilibrio de la carga total vertical y de la presión del agua, para tomar en cuenta el peso propio del estrato, despreciable a nivel de las pruebas odométricas, dando la ecuación diferencial siguiente:

$$\pm \left[\frac{\gamma_s}{\gamma_f} - 1 \right] \frac{d}{de} \left[\frac{k(e)}{1+e} \right] \frac{\partial e}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{k(e)}{\gamma_f (1+e)} \frac{d\sigma'}{de} \frac{\partial e}{\partial z} \right] + \frac{\partial e}{\partial t} = 0 \tag{2.19}$$

donde γ_s y γ_f son los pesos específicos de suelo y agua, siendo el primer término (con signo positivo si la coordenada vertical crece hacia arriba y

negativo en caso contrario), e es la relación de vacíos, k la permeabilidad, σ' esfuerzo efectivo, z la profundidad y t el tiempo.

El comportamiento de esta expresión es la aceleración de la consolidación, con respecto a lo que podría esperarse aplicando la teoría de Terzaghi, esta teoría no maneja la consolidación secundaria.

TEORIA DE JOSSELIN DE JONG.

El investigador Josselin de Jong (1968) propuso dos modelos basados en las hipótesis planteadas por Buisman (1940) que, según él, podrían explicar los efectos secundarios.

En un modelo propuso que la consolidación secundaria es debida a la viscosidad de los granos, introduciendo en el modelo básico del suelo una distribución estocástica de parámetros; simula el suelo mediante un gran numero de cuerpos de Kelvin en serie ([K-K-K]) determinando la distribución de frecuencias de sus propiedades a partir de la grafica de consolidación del suelo, dibujada como logaritmo de asentamiento vs logaritmo del tiempo, figura 2.19.

Sin embargo, cuando trató de incorporar la ecuación de Terzaghi para el tramo primario encontró que no era posible, matemáticamente hablando, encontrar una distribución de frecuencias válida para tiempos pequeños.

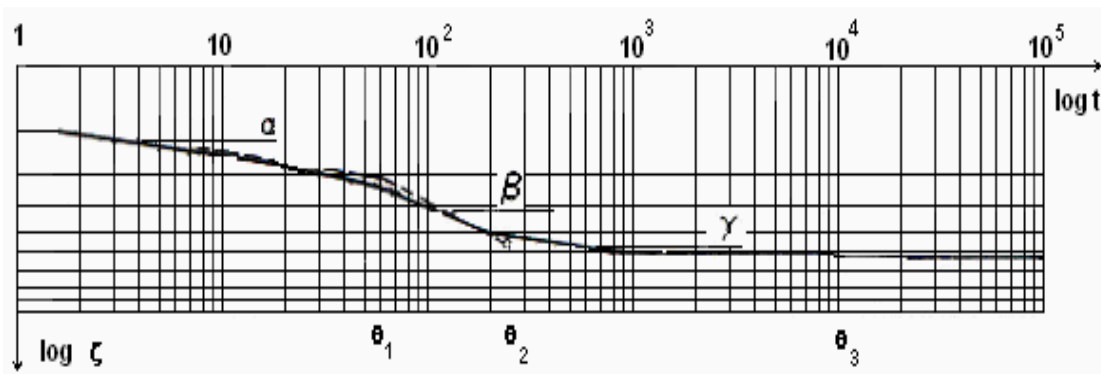


Fig. 2.19 Gráfica de Josselin de Jong

La segunda propuesta para explicar el efecto secundario, lo atribuye a las diferencias de tamaño de los poros interconectados, donde el agua es expulsada para que pueda ocurrir la consolidación del suelo.

Por ello, procedió a desarrollar la sugerencia de Buisman en combinación con la teoría de Terzaghi, de acuerdo con el modelo de cavidades y canales que se muestra en la figura 2.20, también de tipo estocástico, en el que los canales

menos permeables retrasan el drenado de las cavidades a ellos conectados, produciéndose el efecto secundario. Para este caso no es fácil sugerir algún modelo reológico equivalente.

Para tiempos grandes, encontró que el segundo modelo era esencialmente igual al primero, siendo por ello aplicable lo antes expuesto. Para tiempos pequeños demostró solamente su validez, al no producirse contradicciones de tipo matemático como en el primer caso, sin detallar la forma de ajustarlo o de aplicarlo, por la complicación de los desarrollos necesarios.

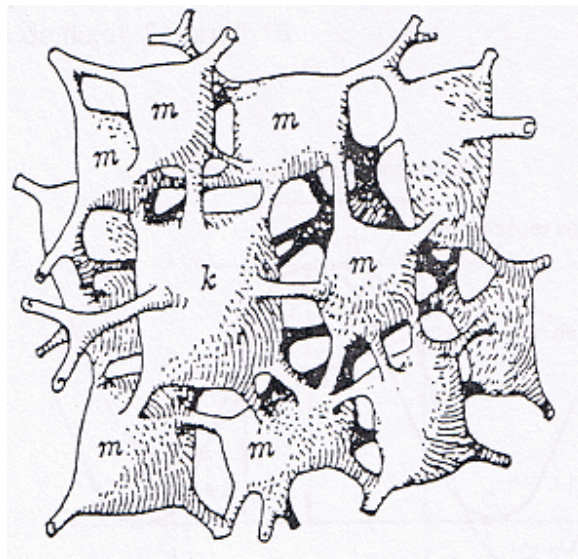


Figura 2.20 Modelo de Cavidades y Canales

Destacó solamente el hecho de que la posibilidad de ajustar su modelo a la realidad indica únicamente que este contiene los elementos necesarios, sin que ello constituya una verificación de que el modelo es la descripción correcta del mecanismo físico en proceso, esperando que los conceptos desarrollados puedan servir en el estudio futuro de la macro y microestructura de los suelos

LA TEORÍA DE PROCESOS DE VELOCIDAD

La deformación y falla de los suelos implica reacomodos de materia que pueden ser estudiados mediante la teoría de procesos de velocidad (Glasstone, Laidler y Eyring, 1941) según la cual, cuando los átomos, moléculas o partículas intervienen en un proceso temporal de deformación o flujo deben vencer ciertas barreras energéticas para cambiar su posición relativa, debiendo analizarse el fenómeno desde un punto de vista estadístico por el gran número de contactos o ligas que intervienen (unidades de flujo).

Este tipo de ideas conduce a la justificación de modelos de tipo Kelvin o similares con viscosidades (y otros parámetros) variables.

De esta manera y mediante otras hipótesis adicionales sobre la forma en que se supone influye el incremento de esfuerzo ($\sigma - \sigma_0$), Murayama y Shibata (1961) calcularon la velocidad de deformación del modelo reológico de la figura 2.6, propuesto para simular el fenómeno de flujo secular (creep) que presentan los suelos en la cámara triaxial, encontrando que la deformación sigue una ley semilogarítmica hasta cierto valor a partir del cual se vuelve asintótica con su valor final, gobernado por los resortes.

Wu, Reséndiz y Neukirchner (1966) aplicaron las mismas ideas llegando al equivalente reológico de suelo, figura 2.21, (H - N) II H y a una ecuación diferencial no lineal para la deformación secundaria, que resolvieron mediante métodos numéricos suponiendo que el esfuerzo efectivo es el de la teoría de Terzaghi.

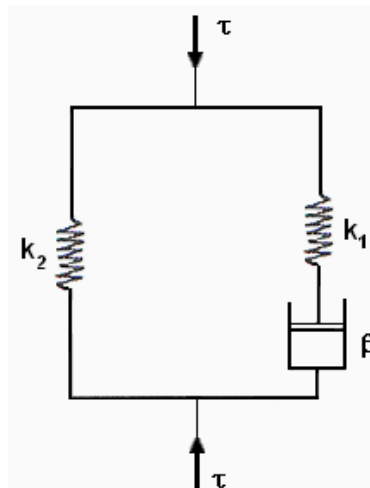


Figura 2.21 Modelo de Wu, Resendiz y Neukirchner

Superponiendo posteriormente la deformación de Terzaghi con la secundaria así calculada, lograron resultados como los que se muestran en la figuras 2.22.

Feda (1989), por su parte, hizo lo propio con el flujo secular de los suelos (creep), haciendo algunos comentarios importantes que limitan la aplicabilidad del método

Señaló que normalmente se ha estudiado el flujo distorsional y no el volumétrico y que hay tres tipos de flujo, el primario, donde hay aumento de la resistencia del suelo por aumentar el numero de contactos entre sus partículas, el terciario, donde ocurre lo contrario y el secundario, donde ambas tendencias se contrarrestan mutuamente, siendo este caso el menos común en la práctica y en el campo de aplicación de las teorías de procesos de velocidad.

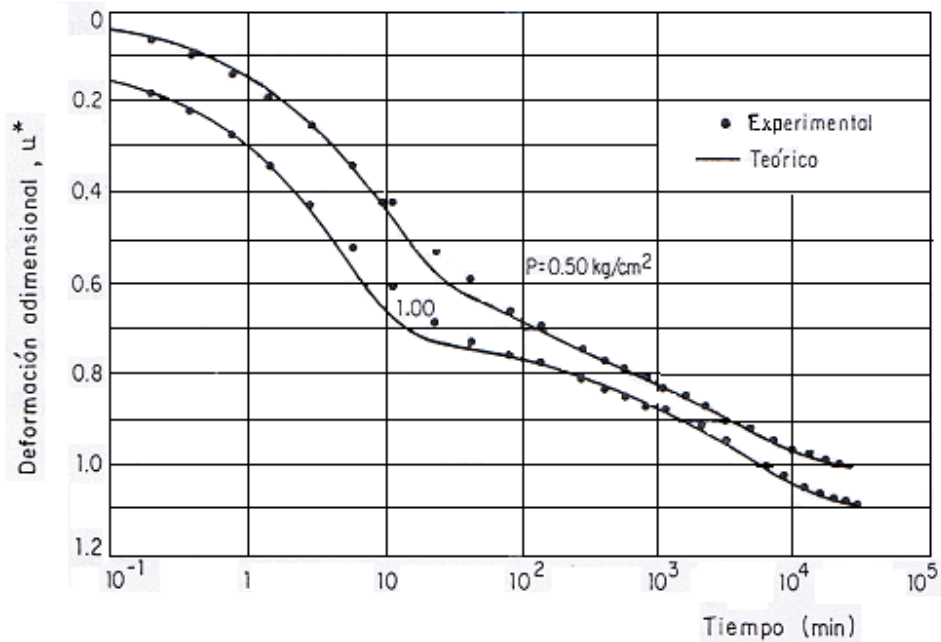


Figura 2.22 Resultados de Wu, Reséndiz y Neukirchner

TEORÍA DE MESRI

En la ingeniería geotécnica, la consolidación primaria es producida por un aumento en el esfuerzo efectivo, lo que es ocasionado ya sea por un aumento en el esfuerzo total o por una reducción en la presión de agua de poro bajo condiciones drenadas.

En 1974 Mesri reunió los conceptos más aceptados, en cuanto a la consolidación total de los suelos. Su teoría está basada en considerar la ecuación propuesta por Garlanger en 1972 como la ecuación real del estado del suelo la cual corresponde a una modificación de la ecuación de consolidación unidimensional de Terzaghi:

$$\frac{de}{dt} = \left(\frac{\partial e}{\partial \sigma}\right) \frac{d\sigma}{dt} + \left(\frac{\partial e}{\partial t}\right)_c \tag{2.20}$$

donde $\partial e / \partial \sigma$, es la compresibilidad del suelo y $(\partial e / \partial t)_c$, representa la variación de la relación de vacíos, debido a las propiedades viscosas del suelo. Posteriormente, introduce el concepto de la variabilidad de la permeabilidad con el cambio de la relación de vacíos.

La ecuación (2.20) puede escribirse como una fórmula general para compresión en respuesta a una presión efectiva (Mesri y Choi, 1985).

$$\int_0^t de = \int_0^{t_p} \left[\left(\frac{\partial e}{\partial \sigma} \right)_t \frac{\partial \sigma}{\partial t} + \left(\frac{\partial e}{\partial t} \right)_\sigma \right] dt + \int_{t_p}^t \left(\frac{\partial e}{\partial t} \right)_\sigma dt \quad (2.21)$$

Compresión total al tiempo t = compresión primaria + compresión secundaria al tiempo t.

Donde:

- e Relación de vacíos
- σ Presión efectiva (esfuerzo vertical efectivo en el caso de compresión unidimensional) y
- t Tiempo

Nótese que t_p , es el tiempo requerido para completar la consolidación primaria, durante la cual el esfuerzo efectivo está aumentando ($d\sigma/dt < 0$) y $(\partial e/\partial \sigma)_t$ y $(\partial e/\partial t)_\sigma$ contribuyen a la compresión primaria total. Durante la compresión secundaria, el esfuerzo efectivo permanece constante ($d\sigma/dt = 0$) y solamente $(\partial e/\partial t)_\sigma$ contribuye a la compresión secundaria observada.

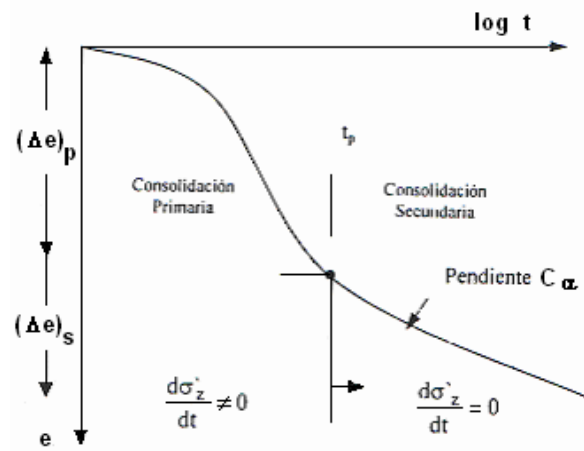


Figura 2.23 Curva típica de compresibilidad

La componente hidrodinámica del proceso de consolidación, cuyo comportamiento obedece a la ley de Darcy, esta representado por la siguiente ecuación:

$$\left(\frac{\partial e}{\partial \sigma'_z} \right)_t \frac{d\sigma'_z}{dt} = \frac{(1+e_0)^2}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k}{1+e} \frac{\partial u}{\partial z} \right)_{\sigma'_z} \quad (2.22)$$

donde:

- u es el exceso en la presión de poro
- k es el coeficiente de permeabilidad en sentido vertical
- z es la distancia vertical medida desde la frontera permeable
- γ_w es el peso específico de agua

Durante la consolidación el coeficiente de permeabilidad en la ecuación (2.22) varía con la profundidad y disminuye con el tiempo, debido a que la relación de vacíos también decrece con el tiempo, por lo tanto, se establece la siguiente relación:

$$\log k = \log k_0 - \frac{e_0 - e}{C_k} \quad (2.23)$$

El valor de C_k puede considerarse constante. Además, algunos estudios realizados demuestran que existe una relación directa entre la relación de vacíos inicial del estrato considerado y el coeficiente C_k . Este tema será tratado más adelante.

La ecuación (2.21) puede resolverse adoptando las siguientes expresiones:

Para $0 < t < t_p$

$$\left(\frac{\partial e}{\partial \sigma'_z} \right)_t = - \frac{0.434 C_c}{\sigma'_z} \quad (2.24)$$

$$\left(\frac{\partial e}{\partial t} \right)_{\sigma'_z} = - \frac{0.434 \beta C_\alpha}{t} \quad (2.25)$$

Para $t > t_p$

$$\left(\frac{\partial e}{\partial t} \right)_{\sigma'_z} = - \frac{0.434 C_\alpha}{t} \quad (2.26)$$

Donde:

- β es la relación de $(e_0 - e)/(e_0 - e_p)$
- C_c índice de compresión
- C_α índice de compresión secundaria

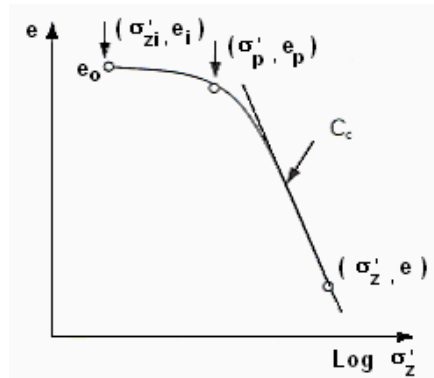


Figura 2.24 Definición de C_c

El valor del índice de compresibilidad C_c , se define como la pendiente del tramo virgen en la curva de compresibilidad del suelo, figura 2.24. El índice de compresibilidad secundario C_α , se define como la pendiente de la curva de consolidación una vez se ha completado el cien por ciento de la consolidación primaria tal como se ilustra en la figura 2.23.

Mesri ha encontrado que el valor de C_α/C_c para cada tipo de suelos tiende a ser constante, y varía entre 0.03 y 0.05 para la mayoría de las arcillas inorgánicas. Para el caso del suelo de la Ciudad de México se han encontrado valores de C_α/C_c aproximadamente igual a 0.046 (Mesri, 1975), y de C_α entre 0.1 y 0.001 (Jaime, 1988).

Los asentamientos debidos a la consolidación primaria pueden expresarse así

$$s_p = \frac{H_o}{1 + e_o} \left(C_r \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{zi}} + C_c' \log \frac{\sigma'_z}{\sigma'_p} \right) \quad (2.27)$$

donde: C_r es el índice de compresibilidad en el tramo de recompresión
 C_c' es el índice de compresión observado
 H_o es el espesor del estrato

Por lo tanto es valida la siguiente expresión

$$C_c' \log \frac{\sigma'_z}{\sigma'_p} = \left(C_c \log \frac{\sigma'_z}{\sigma'_p} + \beta C_\alpha \log \frac{t}{t_p} \right) \quad (2.28)$$

Los asentamientos debidos a la consolidación secundaria están dados por la siguiente ecuación:

$$s_s = \frac{H_o}{1 + e_o} \left(\left(\frac{C_\alpha}{C_c} \right) C_c' \log \frac{t}{t_p} \right) \quad (2.29)$$

Tal como lo explican Prakash y Shridaran (1998) la forma de la curva de consolidación una vez finalizado el proceso de consolidación primaria, no es siempre una línea recta. Por lo tanto, el cálculo de asentamientos en algunos casos puede ser erróneo si se considera el coeficiente de consolidación constante C_α para evaluar los asentamientos secundarios; además debemos agregar que configuración de la curva de compresibilidad dependerá de la secuencia, permanencia y magnitud de los esfuerzos aplicados en la prueba de laboratorio.

Mesri en su teoría considera que la relación de vacíos al final de la consolidación primaria para un estrato de suelo no depende de su espesor, es decir, ha de esperarse una misma relación de vacíos en un estrato pequeño y en uno grande. Además considera que el valor del coeficiente de consolidación secundaria es constante, mientras que otros autores como Larsson (1986), Martins y Lacerda (1989) opinan que este parámetro varía con el estado de esfuerzos del suelo y con el tiempo.

En este trabajo se confirma que el efecto secundario no es constante, ya que puede presentar varias concavidades la curva de consolidación, derivando que el suelo sufre una re-estructuración a través del tiempo.

En el caso de suelos cohesivos, el mecanismo de alteración estructural que comúnmente inicia la compresión secundaria es un incremento del esfuerzo efectivo por el aumento en el esfuerzo total (carga), o reducción en la presión del agua de poro. Sin embargo, en el caso de suelos granulares la compresión secundaria también sigue tales mecanismos de alteración como la densificación por vibración (vibrocompactación, dinamitación, compactación por impactos) lo que no produce un incremento neto en el esfuerzo vertical.

Una aplicación de los criterios utilizados en esta teoría fue el cálculo de asentamientos y presiones de poro, bajo dos terraplenes, Mesri y Choi (1985). En ésta se observa que, si bien los asentamientos se predicen con buena aproximación, la disipación de presiones del agua resulta, en general, sobreestimada, siendo las presiones reales hasta 50% mayores.

MODELO DE ALBERRO

Teoría del comportamiento visco — plástico en la fase sólida del suelo. Las hipótesis principales de la teoría de Terzaghi suponen que el comportamiento del suelo es elástico en términos de esfuerzos efectivos, lo que no representa la realidad del fenómeno de consolidación.

En la publicación SID/650 del Instituto de Ingeniería de la UNAM, Alberro (2006) deduce y desarrolla el modelo *M* de consolidación. En esta sección se retoman las bases teóricas y las principales expresiones para efectuar los cálculos según este modelo, en el que adoptando la teoría clásica de Terzaghi, se introducen hipótesis que representen el comportamiento visco — plástico del suelo, así como también se toma en cuenta la variación que se va presentando de las condiciones de frontera de una muestra sometida a cargas durante una prueba de consolidación. Para el modelo *M*, el proceso de deformación en la fase sólida del suelo se divide en dos componentes: una instantánea la cual es función lineal del incremento de esfuerzos efectivos y otra diferida, que es proporcional al incremento de esfuerzos efectivos pero también es función del tiempo.

Modelo reológico

En cuanto a la evolución de las deformaciones en la fase sólida del suelo, ésta puede asemejarse a la del modelo Kelvin — Voigt, pero con la adición de una cremallera *R* que es un elemento restrictivo y permite el desplazamiento del elemento de Voigt (amortiguador) en un sentido únicamente (figura 2.25). Los resortes 1 y 2 poseen las constantes m_{vi} y m_{vd} , que corresponden a los coeficientes de variación volumétrica instantáneo y diferido respectivamente y que dimensionalmente son iguales al inverso de un módulo de elasticidad. La viscosidad del amortiguador está representada por η .

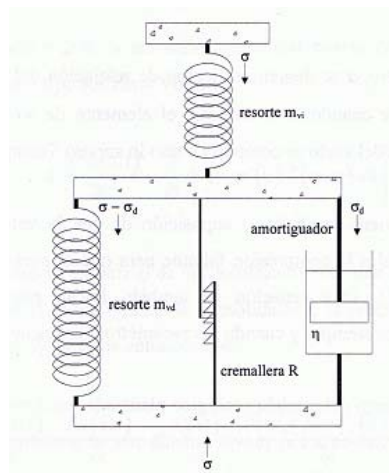


Figura 2.25 Modelo reológico Kelvin — Voigt, con un elemento restrictivo R

Al aplicar un esfuerzo efectivo σ y sin que actúe el elemento R, se tienen la expresión (2.30) en el elemento Kelvin:

$$\sigma = \frac{\varepsilon_i}{m_{vi}} \quad (2.30)$$

y para el elemento Voigt la ecuación (2.31):

$$\sigma = \frac{\varepsilon_d}{m_{vd}} + \eta \dot{\varepsilon}_d \quad (2.31)$$

Siendo ε_i y ε_d las deformaciones instantánea y diferida, respectivamente. Despejando ε_d de la ecuación (2.31), se puede plantear la deformación total para el modelo como:

$$\varepsilon_{(t)} = m_{vd} (1 - e^{-\alpha t}) \sigma + m_{vi} \sigma \quad (2.32)$$

Donde α corresponde a:

$$\alpha = \frac{1}{m_{vd} \eta} \quad (2.33)$$

El inverso del parámetro α se denomina tiempo de relajación del elemento de Voigt. Es importante agregar que cuando α es infinito, el elemento de Voigt se torna puramente elástico y la fase sólida del suelo se comporta como lo supuso Terzaghi.

En la ecuación (2.32) viene implícita la suposición de que la velocidad de deformación diferida es proporcional a la compresión faltante para que el suelo logre su condición de reposo (Marsal, 1961). Esta ecuación es también lineal, por lo que es válida la superposición de efectos siempre y cuando los parámetros físicos del suelo sean constantes.

Si se considera la descarga del modelo reológico planteado, en donde el elemento R impide la recuperación de la deformación previa sufrida por el amortiguador, se ocasiona una deformación de recuperación elástica $-\varepsilon_r$ dada por:

$$-m_{vi} \sigma = \varepsilon_r \quad (2.34)$$

Al término de una etapa de descarga de duración t , la deformación plástica irre recuperable es:

$$\varepsilon_{d(T)} = (m_{vd} (1 - e^{-at}) \sigma + m_{vi} \sigma) - m_{vi} \sigma \quad (2.35)$$

Durante la descarga el resorte m_{vd} permanece deformado bajo el efecto del esfuerzo previo σ , lo que quiere decir que el modelo representa bien la

condición del material, que a futuro se comportara como un suelo preconsolidado. Una recarga posterior genera deformaciones elásticas hasta que la carga alcance el valor del esfuerzo máximo actuante durante el primer ciclo de carga en el resorte m_{vd} . En el tramo preconsolidado, el suelo se comporta entonces según las hipótesis de Terzaghi, con $m_v = m_{vi}$.

Resultados del modelo reológico

En las figuras 2.26 y 2.27 se presentan los resultados experimentales obtenidos con la celda Rowe de una prueba de consolidación con esfuerzo controlado por Alberro e Hidalgo (2007), en donde se aplica la teoría del modelo M de consolidación, se puede observar que existe un grado aceptable de correlación, con las mediciones efectuadas en laboratorio, en la porción de la curva correspondiente al proceso secundario. En el proceso primario las curvas obtenidas mediante la teoría de Terzaghi y el modelo M en la mayoría de los casos son bastantes parecidas.

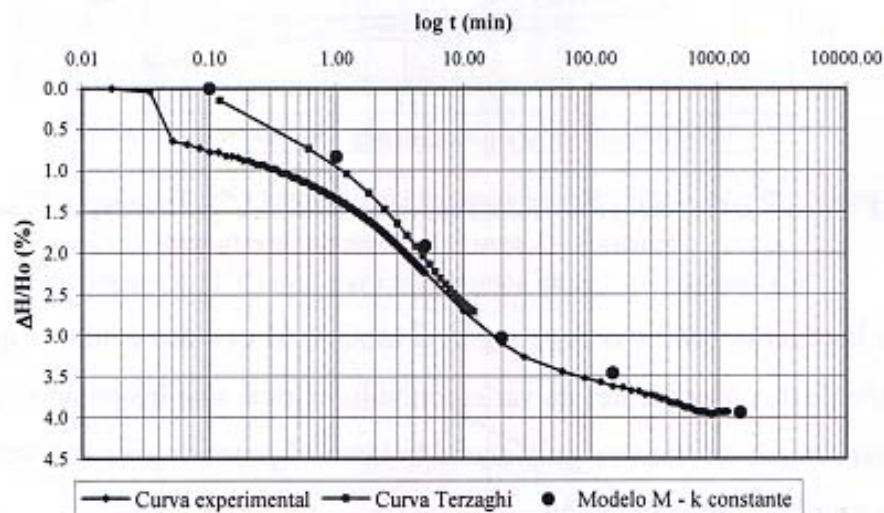


Figura 2.26 Curva de consolidación para una carga aplicada menor al esfuerzo de preconsolidación, ajustada por los modelos Terzaghi y Alberro.

En las pruebas efectuadas con esfuerzos efectivos menores al de preconsolidación, las deformaciones predichas mediante el modelo M tienden a ser un poco menores respecto a las obtenidas por medición directa en laboratorio, figura 2.26.

A medida que la muestra se somete a un esfuerzo efectivo más cercano al de preconsolidación, las deformaciones correspondientes al modelo M se acercan a las experimentales, figura 2.27.

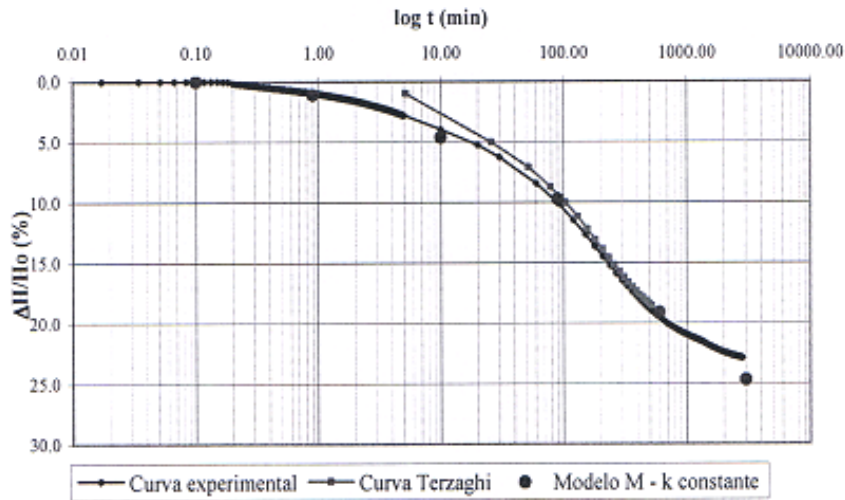


Figura 2.27 Curva de consolidación para una carga aplicada cercana al esfuerzo de preconsolidación, ajustada por los modelos Terzaghi y Alberro.

El comportamiento de los coeficientes de variación volumétrica, uno instantáneo (m_{vi}) y otro diferido (m_{di}) en función del esfuerzo efectivo para las pruebas efectuadas no sigue un patrón en particular, aunque sí se advierte que cuando se llega al esfuerzo de preconsolidación la tendencia se desvía, figuras 2.28 y 2.29.

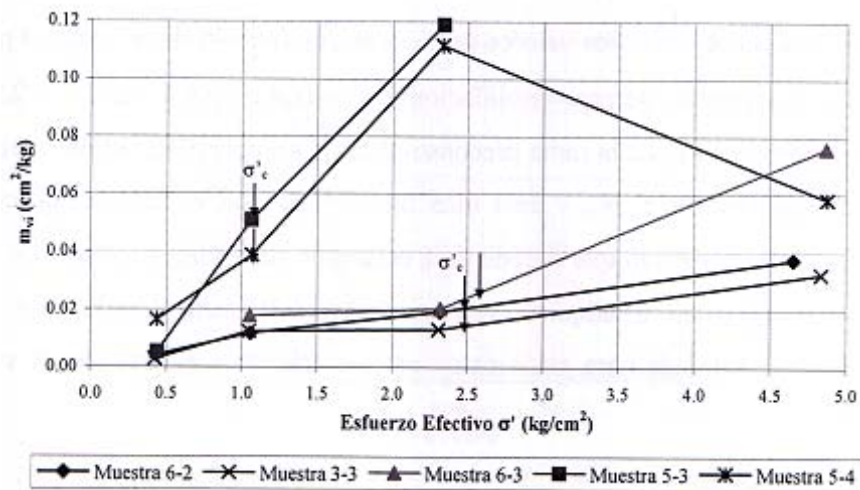


Figura 2.28 Variación de m_{vi} respecto al esfuerzo efectivo

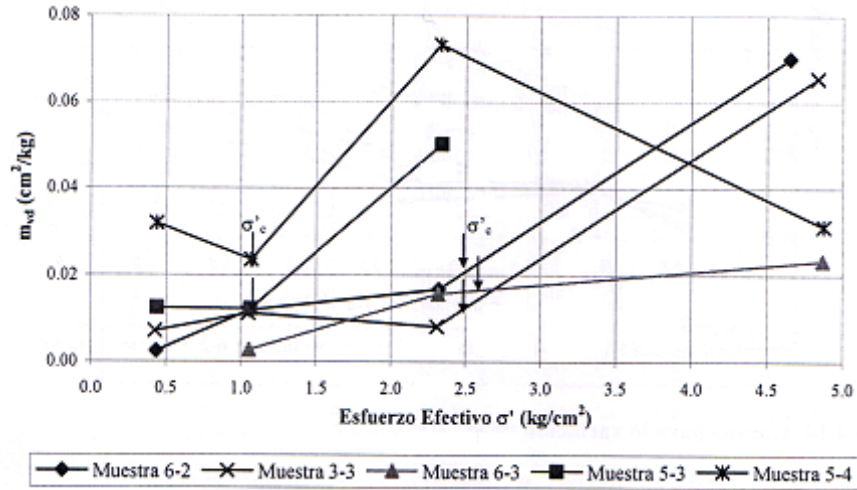


Figura 2.29 Variación de m_{di} respecto al esfuerzo efectivo

En las gráficas 2.28 y 2.29 anteriores, se muestra que los valores del módulo de compresibilidad volumétrica de la arcilla investigada tiende a incrementarse a medida que se aumenta el esfuerzo efectivo al que está sometida, pero obviamente este aumento no puede ser indefinido pues llega un momento en que el material, debido a estar confinado se rigidiza, se podría pensar que hubo un arrastre de material por los altos gradientes sometidos al espécimen.

COMENTARIOS SOBRE LA REVISIÓN DE ENFOQUES

Describir o mencionar todos los trabajos que se han publicado sobre consolidación unidimensional de los suelos requeriría de varios volúmenes. Es por ello que se ha intentado solamente realizar una revisión de tipo conceptual y sin mayor detalle, que refleje adecuadamente la evolución de las principales ideas existentes al respecto y que constituya la base de los siguientes capítulos.

Por esta razón se presenta a continuación una tabla resumen de las contribuciones de los investigadores citados anteriormente y de los comentarios que consideramos pertinentes sobre las bondades y limitaciones de sus aportaciones.

Tabla 2.1 Resumen de las contribuciones de los investigadores y comentarios

AUTOR	CONTRIBUCIÓN	COMENTARIO
Nutting, 1921	Propone una ecuación en base a la reología de relaciones exponenciales esfuerzo-deformación-tiempo con parámetros constantes de tipo empírico	Se inicia la aplicación de la reología al comportamiento de los suelos
Terzaghi, 1925	Principio de esfuerzos efectivos. Explica el fenómeno hidrodinámico que se verifica por la expulsión del agua gravitacional de un suelo saturado en el cual no se observa el fenómeno viscoso.	Solo considera la deformación volumétrica por consolidación primaria.
Buisman, 1936	El fenómeno de la consolidación secundaria lo atribuyó a la deformación plástica del agua adsorbida	Se inicia el estudio del agua adsorbida de los granos y de la viscosidad intergranular.
Haefeli y Schaad, 1948	La consolidación secundaria lo atribuyeron a proceso colidoquímicos	No toma en cuenta el endurecimiento tixotrópico, los granos de arcilla pueden desarrollar con el tiempo de reposo, contactos firmes que hacen que el material sea menos compresible.
Josselín, 1942	Sugirió un fenómeno hidrodinámico, la permeabilidad de los poros grandes controla la consolidación primaria y la permeabilidad de los poros pequeños controla la consolidación secundaria.	Sólo habla del agua libre de los poros de mayor y menor tamaño que provoca una deformación volumétrica, y no habla del acomodo de los granos.

AUTOR	CONTRIBUCIÓN	COMENTARIO
Merchant y Taylor, 1940	Propuso un modelo reológico de comportamiento viscoelástico lineal en suelo saturado.	Aplicable para pruebas de espesores pequeños, el elemento viscosidad lineal representa al agua gravitacional en los poros y no la deformación intergranular.
Taylor, 1942	La teoría B, propone que la compresibilidad depende de la relación de vacíos y la viscosidad lineal intergranular. Habla de una estructura viscosa, causada por los esfuerzos cortantes desarrollados durante la consolidación primaria.	En su modelo se disipa completamente el exceso de presión de poro durante la consolidación primaria, siendo que también se manifiesta en la consolidación secundaria.
Buisman – Suklje, 1957	La compresibilidad esta en función de los esfuerzos efectivos y de la velocidad de deformación.	Grafica la curva de compresibilidad, relacionando la relación de vacíos e y el esfuerzo
Tan, 1957	Considera al suelo con un comportamiento viscoso lineal cuya deformación tiende a un valor final y la velocidad de deformación disminuye con el tiempo.	No toma en cuenta el deslizamiento de los granos por las fuerzas integranulares y que éste es debido a un fenómeno viscoso no lineal.
Murayama y Shibata, 1961	Propone un modelo Voigt modificado con viscosidad no lineal, comenta que si las fuerzas intergranulares rebasan la resistencia a la fricción de los puntos de contacto entre granos, el fenómeno de deformación ya no es solamente elástico sino viscoso no lineal	Hace una diferenciación de la deformación volumétrica principalmente debido a la expulsión del agua del poro y la deformación del esqueleto debido al deslizamiento de granos, cuyo fenómeno no es viscoso lineal.
Marsal, 1944	En su modelo reológico considera que la deformación de la fase sólida se divide en dos componentes, una instantánea y otra diferida, y que la consolidación secundaria ocurre simultáneamente con la primaria.	Se complica demasiado la solución del modelo tridimensional, ya que se deberá aumentar el número de elementos para mejorar el ajuste de la curva experimental.

AUTOR	CONTRIBUCIÓN	COMENTARIO
Lo, 1961	Adiciona un elemento Hooke en serie al modelo reológico de Gibson—Lo, presentando nuevos tipos de curvas de consolidación secundaria.	Las expresiones permiten reproducir comportamientos a tiempos grandes, sin que se logre ajustar a las curvas experimentales para esfuerzos próximos a la carga de preconsolidación
Wahls, 1962	Propuso un modelo de Kelvin conectado en serie con un amortiguador, cuya viscosidad la consideró no lineal.	En su modelo solo se incluye el efecto hidrodinámico en la consolidación primaria, sabiendo que también se manifiesta con menor intensidad en la consolidación secundaria.
Laing Barden, 1965	Propone el modelo de Wahls, pero con amortiguadores de viscosidad no lineal, resolviendo la ecuación por medio de métodos numéricos.	Berre e Iverson (1972), comentan que el modelo proporciona deformaciones aceptables, pero no la respuesta del exceso de presión de poro.
Garlanger, 1972	Adapta un modelo de Kelvin con parámetros variables en función del tiempo para considerar el fenómeno de creep.	Se resolvió la ecuación por métodos numéricos para las condiciones de frontera. El ajuste de las curvas experimentales es aceptable para diferentes espesores. No se presentan curvas ajustadas para diferentes magnitudes de carga.
Martins y Lacerda, 1985	Considera que la consolidación secundaria es por una relajación de esfuerzos cortantes.	No toma en cuenta el desarrollo del fenómeno de solidificación, el cual depende de la actividad de minerales de arcilla del suelo.
Schiffman, 1969	Propone N modelos de Kelvin unidos en serie con un elemento de Hooke, considerando el efecto viscoelástico.	Al aumentar el número de unidades de Kelvin al modelo, la gráfica presenta dos concavidades y un tramo recto al final, lo que indicaría que la deformación no es finita.
Gibson, Schiffman y Cargili, 1981	Propone una expresión para tomar en cuenta el peso propio del estrato	La expresión no incluye la consolidación secundaria

AUTOR	CONTRIBUCIÓN	COMENTARIO
Josseling de Jong, 1968	Realiza un estudio estocástico, considerando cavidades y canales interconectados con diferentes permeabilidades en la estructura del suelo	Es aceptable para tiempos cortos, es necesario aumentar los elementos para mejorar el ajuste sin que haya una descripción correcta del mecanismo físico en el proceso.
Wu, Resendiz y Neukirchner (1966)	Proponen un modelo reológico constituido por un elemento de Hooke y uno de Maxwell unidos en paralelo.	La ecuación diferencial es no lineal y la resuelven mediante métodos numéricos, su ajuste a la curva experimental es aceptable para esfuerzos antes de la carga de preconsolidación.
Mesri, 1974	Consideró que la consolidación secundaria es una continuación de cambio de volumen de la primaria y que el esfuerzo efectivo permanece constante. Define como índice de compresibilidad secundario C_{α} , al valor de la pendiente de la curva de consolidación secundaria.	La forma de la curva de consolidación una vez finalizado el proceso primario, no es siempre una línea recta. Por lo que el índice de compresibilidad secundario no es constante respecto al tiempo. Las deformaciones están en función de la magnitud de la carga aplicada, de la carga de preconsolidación y de re-estructuración del suelo a través del tiempo.
Alberro, 2006	Propone un modelo Kelvin-Voigt, con la adicional de una cremallera, se toma en cuenta el efecto visco-plástico, y considera dos coeficientes de variación volumétrica, uno instantáneo y otro diferido.	Se recomienda su aplicación en pruebas efectuadas con esfuerzos efectivos cercanos al de preconsolidación. No existe un patrón particular entre los módulos de variación volumétrica en función del esfuerzo.

Las teorías aquí resumidas, corresponden en su mayoría a modelos reológicos esfuerzos-deformación de suelos de tipo viscoelástico saturados, con excepción de algunos métodos empíricos y estadísticos. La aceptabilidad de algunos de estos métodos se limita a las condiciones del espécimen (grado de alteración, dimensión, saturación), equipo de ensaye (drenaje, carga o deformación controlada) y al procedimiento de prueba (duración y magnitudes de carga).

CONCLUSIONES DE LA REVISIÓN DE ENFOQUES

- El trabajo de Terzaghi ha servido como base para desarrollar otros modelos.
- El estudio e interpretación adecuada de los modelos reológicos nos permite encontrar en forma cualitativa y aún cuantitativa, las leyes fenomenológicas que representan un determinado comportamiento esfuerzo-deformación y los efectos del tiempo, se persigue conocer el módulo de deformación unitaria y el coeficiente de compresibilidad volumétrica de los suelos.
- La complejidad o sencillez de estos modelos depende fundamentalmente del número de aspectos o variables a manejar, mientras más complejo sea un modelo, más variables se tienen, y más difícil será encontrar las soluciones matemáticas, por lo que se tiene la necesidad de emplear técnicas numéricas para obtener soluciones aproximadas.
- Los resultados de la investigación de las diferentes unidades reológicas, permiten visualizar las leyes más probables y compatibles de esfuerzo-deformación-tiempo con el comportamiento real de los suelos finos saturados; sin embargo, el suelo está formado por una estructura compleja, por consiguiente, la evaluación de los parámetros de comportamiento del suelo será mediante de la observación de las deformaciones obtenidas en pruebas de laboratorio de materiales representativos y de las mediciones de campo.
- El éxito de una ecuación constitutiva depende del grado de aproximación que se consigue en la predicción, de la representatividad y del entendimiento del fenómeno. De aquí que los modelos reológicos bien seleccionados pueden ofrecer una herramienta útil para visualizar e interpretar los fenómenos de esfuerzo-deformación-tiempo de los suelos.

2.2 DESARROLLO TECNOLÓGICO

El estudio de la compresión unidimensional de los suelos se suele hacer en el odómetro (del griego oidema, expansión). Reinke, en 1839, empleó un aparato de concepción análoga para el estudio de la deformación de materiales, en contacto con el agua, de algunos geles y tejidos vegetales. Este aparato no pasó por perfeccionamientos posteriores y no fue empleado en el estudio de los suelos.

El primer odómetro fue construido por Frontard en 1910. Terzaghi, en 1921, empleó otro modelo diseñado por él para el estudio de la compresibilidad de arcillas. Este aparato fue posteriormente perfeccionado por Casagrande, Gilboy y otros.

El objetivo de la prueba de consolidación unidimensional en el odómetro, es determinar el cambio de volumen, y la velocidad con que ocurre, en un espécimen de suelo confinado lateralmente y sujeto a una carga axial.

El odómetro consiste esencialmente en un anillo, en el cual se encuentra confinado el suelo, donde se colocan dos piedras porosas en la parte superior e inferior de éste. El anillo está hecho de material inoxidable, para evitar la corrosión, con excepción del cilindro exterior (cazuela) de plástico transparente cuya base es rígida y hermética.

La carga se aplica a un cabezal de acero colocado arriba de la piedra porosa superior, esto es por medio de pesos colocados en una ménsula, que cuelga del extremo de la viga de cargas. La carga se transmite al marco por medio de un cable apoyado en una rótula fija, ligada al pedestal del aparato. La viga de carga puede girar alrededor de la rótula, por lo que la carga en el portapesas se amplifica a una relación del brazo de palanca de la ménsula de carga. El peso de la viga y la ménsula de carga se balancean con un contrapeso.

La deformación del suelo se mide por medio de un extensómetro situado sobre el yugo, la precisión del extensómetro suele ser de una centésima de milímetro.

En ensayos con muestras saturadas, para evitar que la muestra se seque durante la compresión, y para simular las condiciones existentes en el campo, el cilindro de plástico transparente se llena de agua, la cual se comunica con las piedras porosas.

A continuación se presentan los adelantos tecnológicos que se han dado en el proceso de la prueba de consolidación para controlar las variables que pueden afectar, así como los dispositivos que ayudan a hacer mediciones más precisas y evitar alteraciones en los resultados, así como los diferentes dispositivos para su estudio.

Odómetro instrumentado

El odómetro desarrollado por Casagrande tiene ciertas limitaciones: no permite controlar el drenaje, la medida de las presiones intersticiales, la existencia de la fricción lateral. Debido a la existencia de esta fricción, la distribución de la presión no es uniforme, ni permite aplicar presiones crecientes de un modo continuo; la carga en escalones puede ocasionar impacto en la muestra, situación que puede ser perjudicial en suelo susceptibles.

Odómetro de deformación controlada

Con la intención de reducir el tiempo que se consume en la labor experimental de las pruebas de consolidación unidimensional (carga controlada), diversos investigadores crearon nuevas técnicas de laboratorio para determinar las características de compresibilidad de los suelos finos. La prueba de consolidación unidimensional con velocidad constante de deformación, se nombra como prueba VCD.

Hamilton y Crawford (1959), mencionaron por primera vez la realización de ensayos de consolidación con velocidad constante de deformación, VCD; en su artículo, presentaron resultados de un programa experimental que incluía la realización de algunos ensayos VCD, cuyo objetivo era conocer el efecto de la velocidad de deformación en las curvas de compresibilidad.

Ambos autores supusieron que en este tipo de ensayos se desarrollaban presiones intersticiales en grado considerable, ya que exhibieron menor compresibilidad comparada con la que obtuvieron en los ensayos del odómetro de carga controlada (ECI). Debido a que en esta primera serie de ensayos VCD se careció del registro de las presiones de poro generadas en los especímenes, Hamilton y Crawford (1959) no pudieron establecer ninguna expresión para estimar el esfuerzo efectivo medio en la muestra, menos aún propusieron un procedimiento de análisis para el novedoso método de prueba, de tal forma que únicamente pudieron valorar curvas de compresibilidad (en las que el esfuerzo efectivo era en realidad esfuerzo total), así como cargas de preconsolidación, dejando de lado el coeficiente de consolidación c_v , y el coeficiente de permeabilidad, k .

Posteriormente el mismo Crawford (1964), realizó una serie de tres ensayos de consolidación con velocidad constante de deformación, en los que sí midió la presión de poro en la base de las muestras, y comparó las curvas de compresibilidad de estos ensayos con aquellas obtenidas mediante la técnica de carga controlada. Más que una justificación de los ensayos VCD como una técnica rápida, Crawford (1964) pretendía demostrar el efecto, hasta entonces

poco estudiado, de la velocidad de deformación en las curvas de compresibilidad. A pesar de que en esta serie de ensayos VCD se registró la presión intersticial en la base de las muestras, no se dedujo alguna expresión para estimar el esfuerzo efectivo medio.

No fue sino hasta un año más tarde cuando el mismo Crawford, reportó una serie de ensayos de consolidación con VCD, en los que calculó el esfuerzo efectivo medio en la muestra como el resultado del esfuerzo total aplicado menos la mitad del exceso de presión de poro que se midió en la base; sin embargo, no calculó los parámetros c_v y k . Casi al mismo tiempo que se presentaba el estudio anterior, Wahls y De Godoy (1965) reportaron una serie de ensayos VCD en los que calcularon el esfuerzo efectivo medio en la muestra como el resultado del esfuerzo total menos dos tercios de la presión de poro que se registró en la base.

Después de las publicaciones anteriores, Smith y Wahls (1969) presentaron el primer procedimiento de análisis para los ensayos de consolidación con VCD. El novedoso procedimiento introdujo hipótesis simplificadoras entre las que se encuentran incluidas algunas de la teoría de la consolidación de Terzaghi (1943) muy difundida; así, los autores establecieron de manera simple una expresión para calcular el esfuerzo efectivo medio en la muestra, además de que encontraron expresiones para estimar, por primera vez en un ensayo de este tipo, el coeficiente de consolidación, c_v y el coeficiente de permeabilidad, k .

La prueba VCD consiste básicamente en comprimir con velocidad constante a una muestra de suelo saturado alojada en un anillo metálico fijo a una base, permitiendo que drene por la cara superior. La compresión se realiza por la acción de una máquina que eleva al espécimen haciéndolo reaccionar contra un cabezal fijo a un marco de carga; por medio de un transductor de presión de poro se registra continuamente la presión intersticial en la base de la muestra, una celda de carga indica la fuerza con la que está reaccionando el suelo, mientras que un transductor de desplazamiento hace lo propio con las deformaciones.

El tiempo de duración de un ensayo VCD es típicamente de 48 horas si no es que menos, y de éste se obtienen curvas prácticamente continuas de los parámetros de compresibilidad, consolidación y permeabilidad del suelo estudiado. Por otra parte, el principio de operación de la prueba, permite automatizar con relativa facilidad la adquisición de datos y la deducción de los mismos, en lo que mucho ayudan las computadoras personales y otras herramientas digitales actuales.

Cabe hacer mención, que en este ensaye no se permite el término de la consolidación primaria, debido que el exceso de presión de poro no cesa durante el ensaye.

Consolidación en la celda Rowe

La celda Rowe es un equipo que fue desarrollado en la Universidad de Manchester por P. W. Rowe, con el objetivo de efectuar pruebas de consolidación en suelos de baja permeabilidad, sin los inconvenientes que presentan los consolidómetros convencionales.

En cuanto a su funcionamiento, la celda Rowe se diferencia de los demás consolidómetros en que la muestra de suelo es cargada hidráulicamente, mediante presión aplicada en un diafragma flexible ubicado en su parte superior. Asimismo en la celda es posible controlar las condiciones de drenaje de la muestra, se puede aplicar contrapresión e igualmente pueden efectuarse mediciones de presión de poro durante la realización de las pruebas de consolidación. En la figura 2.24 se muestra un esquema de los dispositivos que conforman la celda Rowe.

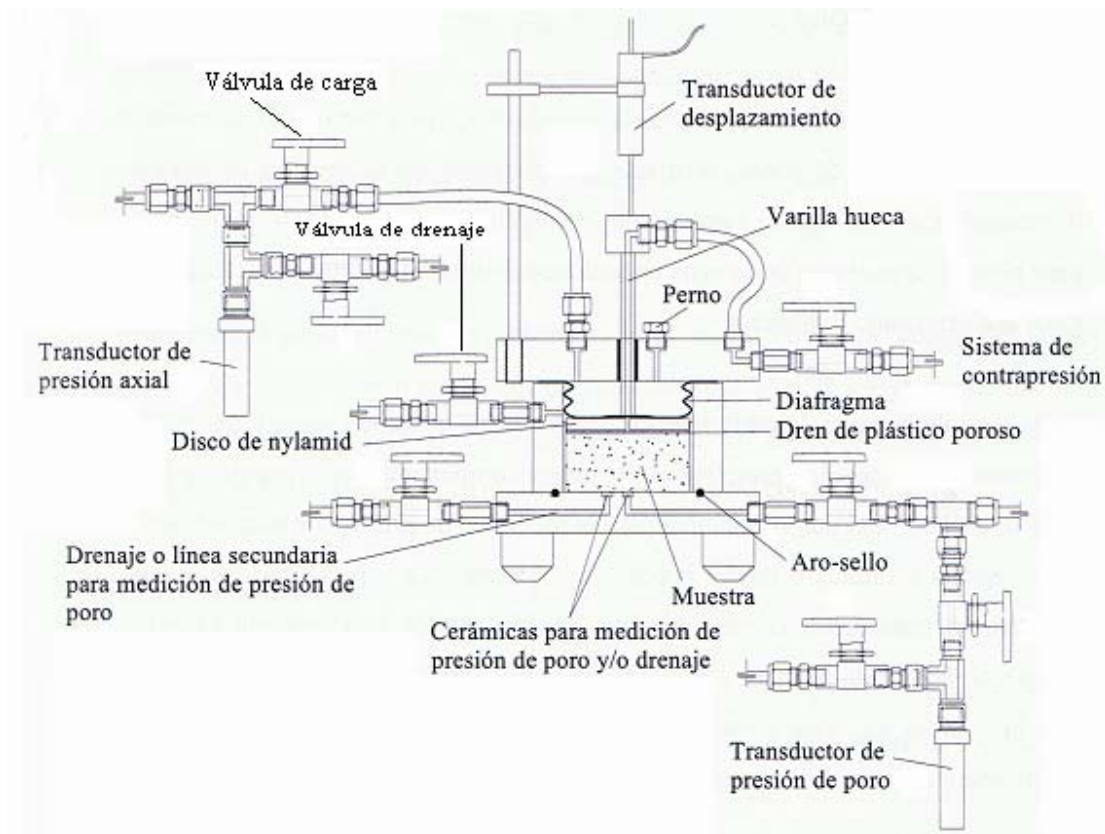


Figura 2.24 Esquema de los dispositivos de la celda Rowe

La celda Rowe da la posibilidad de efectuar ensayos de consolidación con velocidad de desplazamiento constante. Electrónicamente se logra que la presión axial aplicada en el diafragma se controle de manera que la muestra se vaya comprimiendo a una velocidad determinada, esto se automatiza con el registro del transductor de desplazamiento y el tiempo transcurrido.

Comentario: El ensayo de deformación controlada no representa las condiciones reales de campo; ya que el suelo de cimentación estará sometido con una carga constante, requiriendo estimar la velocidad y magnitud de la deformación a través del tiempo.

2.3 PROBLEMAS DEL PROCEDIMIENTO DE LA PRUEBA

Múltiples investigaciones experimentales indican que los resultados de la prueba dependen en forma significativa de una serie de factores, relacionados con la técnica de procedimiento en el laboratorio. Los principales factores que perturban los resultados de laboratorio son:

1. Alteración del espécimen
 - a) Por extracción
 - b) Labrado de probeta
 - c) Conservación de la muestra
2. Tamaño de muestra ensayada
3. Dispositivos
 - a) Papel filtro
 - b) Piedras porosas
 - c) Tipo de anillos
 - d) Fricción entre anillo y probeta
 - e) La fricción del anillo con relación al diámetro y altura
 - f) Deformación del sistema
4. Grado de saturación de la probeta
5. Temperatura
6. Desarrollo de microorganismos

A continuación se comentan los factores de influencia de perturbación del espécimen.

2.3.1 Alteración del espécimen

Un espécimen de suelo será remoldeado cuando presente un cierto grado de perturbación en su estructura y en su contenido de agua natural.

Las perturbaciones tienden a alterar la estructura ocasionando una reorganización de granos. Los factores más comunes de ésta perturbación son:

- a) **Alteración de la muestra por la extracción.** Existen dificultades para obtener muestras inalteradas de calidad, especialmente cuando se trata de profundidades importantes. La operación de extracción y transporte de muestras, así como la preparación de los especímenes para las pruebas dan lugar a que el suelo quede sometido a esfuerzos muy diferentes de los existentes *in situ*. Esta variación inevitable del sistema de esfuerzos modifica el comportamiento del suelo.
- b) **Labrado de probeta.** La muestra puede alterarse durante la manipulación para su labrado (Van Zelst, 1948). Se ha observado que la mayor alteración puede ocurrir durante el enrasado de las caras del espécimen y durante la introducción de la muestra de suelo dentro del anillo metálico, así como la pérdida del contenido de agua, si no se tiene el cuidado suficiente en labrar la muestra en un cuarto húmedo.
- c) **Conservación de la muestra.** Las muestras extraídas se deberán conservar en un lugar acondicionado para que no sufran alteraciones en su estructura ni en su contenido de agua, su tiempo de almacenamiento deberá ser el mínimo posible para que no haya alteraciones en su composición mineralógica.

Bjerrum (1967) destacó que la medición de la presión de preconsolidación era particularmente sensible a la alteración de la muestra y que sólo es posible realizar determinaciones consistentes y confiables si se aplican técnicas de muestreo y laboratorio de la más alta calidad.

Una indicación de la influencia de esta perturbación puede obtenerse sometiendo a prueba una arcilla en estado inalterado y otra remoldeada. Rutledge y Schmertmann (1953) resumen así los efectos de la perturbación en la curva odométrica:

- a) Disminuye la relación de vacíos para una presión vertical dada
- b) Es difícil precisar la presión de preconsolidación
- c) La pendiente de la rama virgen disminuye

Para un suelo arcilloso normalmente consolidado (figura 2.25) bajo una presión de sobrecarga efectiva σ'_o , y con una relación de vacíos de e_o , el cambio en la

relación de vacíos con un incremento de presión en el campo será aproximadamente el mostrado por la curva 1, esta es la curva virgen, que es aproximadamente una línea recta sobre una gráfica semilogarítmica. Sin embargo, la curva de consolidación de laboratorio para un espécimen no perturbado del mismo suelo (curva 2) estará localizada a la izquierda de la curva 1. Si el suelo está completamente remodelado y se lleva a cabo en él una prueba de consolidación, la posición general de la gráfica e - $\log \sigma'$ se dará por la curva 3. Las curvas 1, 2 y 3 se intersecarán aproximadamente para una relación de vacíos $e = 0.4e_0$ (Terzaghi y Peck, 1967).

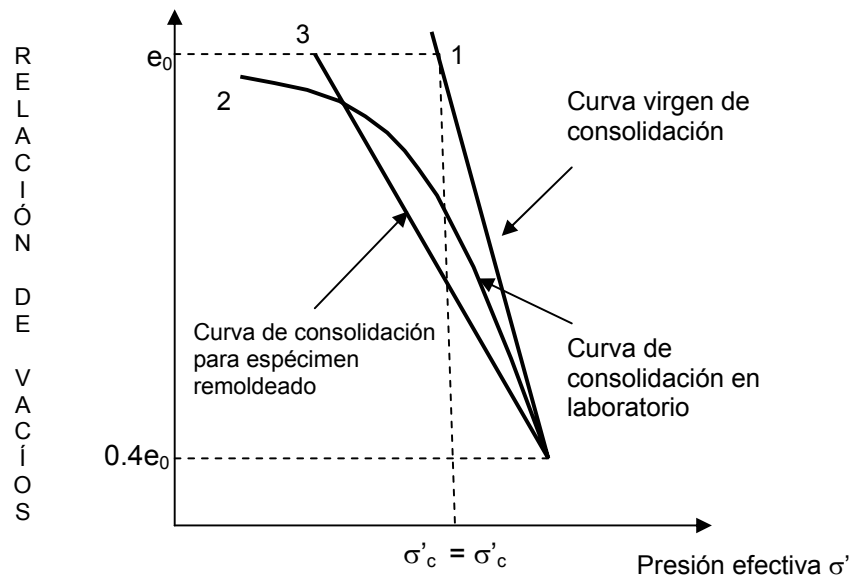


Figura 2.25 Curvas de compresibilidad de una arcilla normalmente consolidada

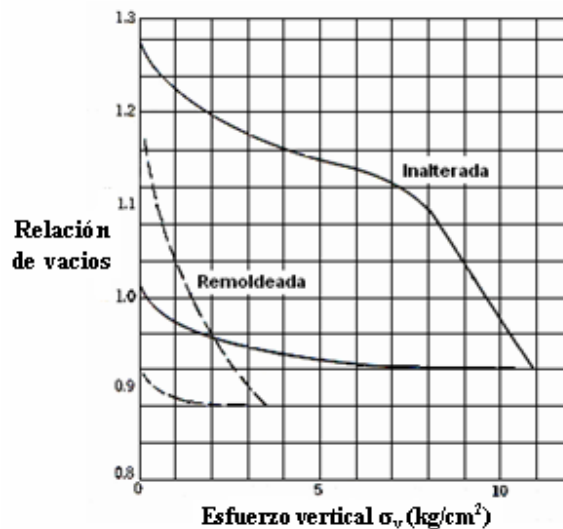


Figura 2.26 Influencia de la perturbación de la arcilla de San Lorenzo (Casagrande, 1932).

En la figura 2.26 se presentan los resultados de pruebas odométricas para una arcilla, donde se muestra que la destrucción de la estructura natural de una arcilla, por remoldeo, aumenta fuertemente la compresibilidad aún en niveles bajos de presión.

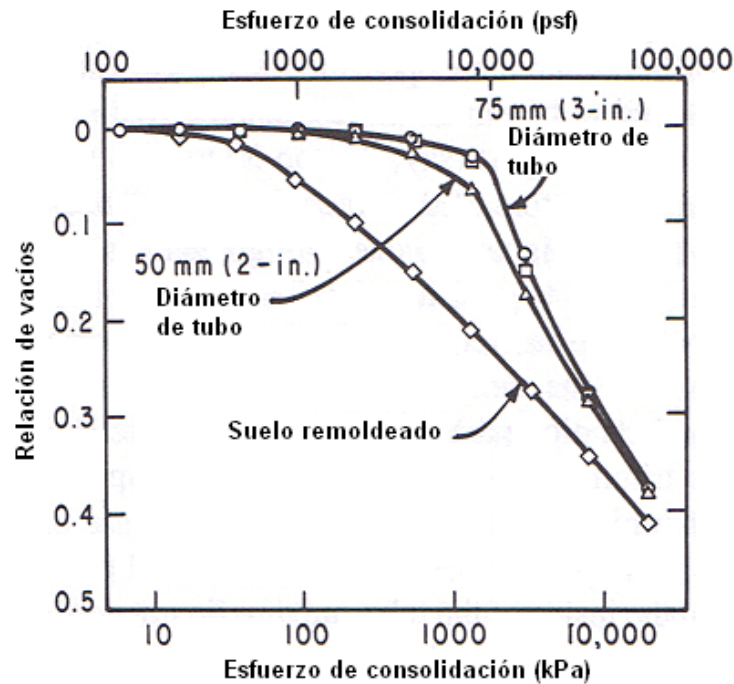


Figura 2.27 Curvas de compresibilidad para diferentes muestreadores

El grado de alteración de una muestra extraída del campo dependerá del tipo de procedimiento y del muestreador; en la figura 2.27 se muestran las curvas de compresibilidad para una muestra arcilla de Wisconsin extraída con tubos de 3 y 2 pulgadas de diámetro bajo las mismas condiciones de trabajo. La curva de compresibilidad de la muestra extraída con el tubo de menor diámetro se encuentra por debajo de la curva de la muestra extraída con un tubo de diámetro mayor y por arriba de la curva del material remoldeado, esto indica que a menor diámetro del muestreador mayor será el grado de alteración de la muestra. En la curva de compresibilidad de una muestra remoldeada no se puede medir la carga de preconsolidación.

Rutledge (Shmertmann, 1953) resume así los efectos de la perturbación en la curva de compresibilidad.

1. Disminuye la relación de vacíos para una presión vertical dada
2. Es muy difícil apreciar la historia de esfuerzos del suelo, por medio de la presión de preconsolidación
3. La pendiente de la rama virgen disminuye

2.3.2 Tamaño de la muestra

Para considerar el tamaño óptimo de muestra, se deben considerar por lo menos dos aspectos: el primero está relacionado por la representatividad del estrato de campo a estudiar, y el segundo por la relación de los efectos que se tienen en las pruebas de laboratorio. En este apartado se describirán los efectos que se han encontrado en especímenes de diferente tamaño sujetos a pruebas de consolidación.

Rowe (1971), publicó la comparación de resultados obtenidos en el laboratorio del coeficiente de consolidación c_v , en especímenes de 25 cm de diámetro y 9 cm de altura contra especímenes de 7.6 cm de diámetro y 2 cm de altura para el mismo material de arcilla, concluyendo que el valor de c_v tiende a disminuir cuando aumenta la carga de consolidación para ambos casos. Burghignoli y Calabresi (1977), obtuvieron el rango de valores de c_v para una arcilla que van de 0.5 a 5×10^{-4} cm/s para los especímenes de 2 cm de altura y de 0.8 a 1.2×10^{-4} cm/s para las muestras de 25 cm de altura.

Karol (1951) recomendó reducir el tamaño de la muestra para acelerar la prueba de consolidación, para muestras remoldeadas sugirió utilizar anillos con alturas de 12.7 a 25.4 mm, sin embargo, Zelst (1948) demostró que esas técnicas de la preparación y el uso de especímenes tan delgados ocasionan remoldeo importante en las muestras. Chan y Kenney (1973) observaron en sus pruebas de permeabilidad que la mayor alteración puede ocurrir durante el enrasado de las caras del espécimen, y que el remoldeo se da aproximadamente en 0.64 mm en la cara enrasada.

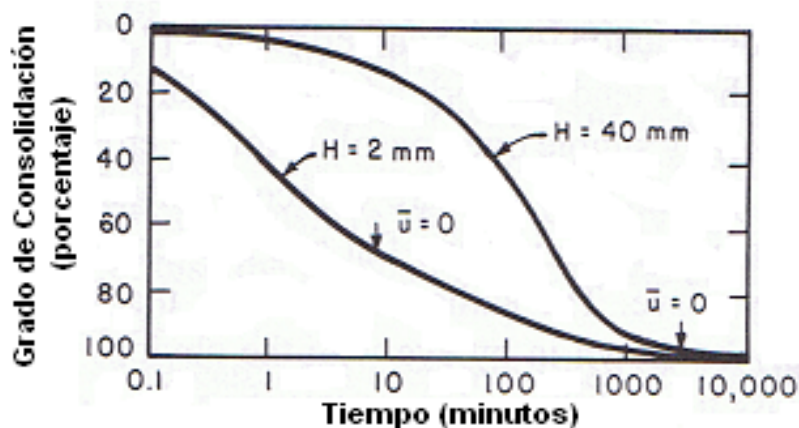


Figura 2.28 Gráficas de consolidación representando la influencia de la distancia de drenaje y la presencia de la consolidación secundaria. Barden (1965).

Barden, L. (1965), presenta gráficas de consolidación de especímenes ensayados con diferentes espesores 2 y 40 mm, concluyendo que los efectos relativos de consolidación secundaria dependen de la distancia de drenaje, diciendo que éstos son más notables para los especímenes delgados que para los de mayor espesor, figura 2.28.

El tamaño recomendado para la prueba del odómetro, será tal que el diámetro sea por lo menos 4 veces la altura del espécimen.

2.3.3 Dispositivos

a) Papel Filtro

Newland y Allely (1960) sugieren el empleo de papel filtro entre la muestra y cada piedra porosa, pues de ese modo se evita que se taponen los poros de dichas piedras y, además, el papel filtro actúa como vehículo del agua entre poros de la piedra, lo cual da lugar a la obtención de mejores curvas de consolidación.

Baracos (1976) examinó el taponamiento de las piedras porosas con el suelo durante la prueba de consolidación, por medio de fotografías de microscopio electrónico, haciendo mención de la importancia del papel filtro.

Antes de colocar los papeles filtros, se deberá corroborar que su diámetro no sobrepase al de la muestra, porque se atoraría entre la piedra porosa y el anillo, durante el proceso de la prueba, lo que impediría la deformación real del espécimen. Una vez cortados y verificados se sumergen en agua para saturarlos completamente, antes de colocarlos entre la muestra y las piedras porosas.

b) Piedras porosas

Newland y Allely (1960) sugieren utilizar piedras porosas de grano relativamente fino. Las piedras porosas suelen ser de material abrasivo (por ejemplo, carborundo), material refractario (bauxilita) o bronce poroso. Las piedras porosas deben ser más permeables que el suelo ensayado, cuando menos de 100 a 1000 veces, para permitir el libre drenaje del agua. Sus dimensiones deben ajustarse al diámetro interior del anillo, con una holgura de 0.25 mm. Además, deben tener forma cónica, para que no se apoyen o atoren en el anillo durante la prueba.

Una verificación práctica de la permeabilidad de la piedra porosa previamente saturada, es colocar una gota de agua sobre de ella y verificar que, una vez ingresada la gota, escurrirá en forma inmediata otra gota, es decir, como se encuentra completamente saturada la piedra porosa no habrá un espacio más

para otra gota de agua, así que tendrá que salir una gota al ingresar otra. Se recomienda que se hiervan en agua para destaparlas y saturarlas.

c) Tipos de anillos

Lambe (1951), hace hincapié entre la diferencia que existe en el efecto de la fricción dependiendo del tipo de anillo empleado: flotante o fijo.

En un **anillo fijo**, todos los movimientos del suelo son hacia abajo con relación al anillo. El promedio de carga actuante P' en un plano Z es:

$$P' = P - (H)(F) \quad (2.20)$$

Siendo: P carga aplicada en la parte superior
 H altura del anillo
 F fricción lateral por unidad de longitud a lo largo del anillo

En un **anillo flotante**, el espécimen de suelo se mueve en dos sentidos, se generan fuerzas de fricción en dos sentidos, cuya longitud máxima será (H/2).

$$P' = P - (H/2)(F) \quad (2.21)$$

La manera cómo se efectúa el movimiento relativo entre la muestra y el anillo, la mayor distorsión se produce en la parte superior del conjunto anillo-muestra; de donde se deduce que es allí donde se presenta la mayor fricción, por lo que no es válida la distribución lineal (Zeevaert, 1966).

Durante el proceso de consolidación existe un movimiento relativo en la interfase suelo- anillo, dicho movimiento es mayor de lo que se puede deformar la capa delgada de material remoldeado, lo cual trae como consecuencia el rompimiento de la adherencia existente en la interfase suelo – anillo; para un anillo flotante el movimiento sería en ambos sentidos, lo que implica menos efectos de fricción.

d) Fricción entre anillo y probeta

Al aplicar la carga a la muestra confinada en el anillo, un porcentaje de la carga total se transforma en fricción (suelo-anillo). Esta fricción disminuye al aumentar la carga. Por debajo de la presión de preconsolidación, pero por encima de dicha presión, este porcentaje se mantiene relativamente constante (Leonards y Girault, 1961; Monden, 1961). Según Monden (1969), la relación entre la presión tangencial en el anillo y la presión normal en el odómetro, en suelos amasados hasta el límite líquido, viene dada por la siguiente expresión aproximada: $0,12 + 0,00095 IP$.

Por otro lado, Taylor encontró que la fricción en suelos inalterados, por encima de la presión de preconsolidación, era algo más de la mitad que en suelos amasados (Monden, 1969; Akroyd, 1957); en efecto, la aplicación de la fórmula de Monden a la arcilla inalterada de Ciudad de México, por encima de la presión de preconsolidación da valores algo inferiores al doble de los medidos (Leonards y Girault, 1961).

Durante la descarga, la fricción disminuye hasta que llega a invertir su sentido, pudiendo entonces tomar valores muy elevados.

Leonards y Girault (1961), afirmaron que se puede disminuir grandemente la fricción del anillo-suelo, colocando en el interior del anillo teflón, y untando además con una grasa especial.

Sin embargo, el método más eficaz hasta la fecha ha sido untar las paredes del anillo con grasa de silicón. Con él, prácticamente, se ha eliminado la fricción en odómetros normales (Barden y Berry, 1965; Burland y Roscoe, 1969).

En una prueba de consolidación, en la interfase suelo—anillo, la adherencia se rompe al efectuarse el desplazamiento relativo entre la muestra y el anillo, después de alcanzar la máxima adherencia; en ésta nueva condición física, ya no hay que tener en cuenta la adherencia que existe en la interfase. Si no se rompe dicha adherencia, no habría consolidación pues no daría lugar al movimiento relativo presente durante el proceso de consolidación. De acuerdo a lo anterior, sólo debemos tener en cuenta la fricción residual debida al rozamiento en la interfase suelo-anillo.

e) La fricción del anillo con relación al diámetro y altura

En la prueba de consolidación efectuada en el odómetro es importante corregir el esfuerzo aplicado con motivo de la fricción lateral o arqueado del material que ocurre sobre el anillo de prueba,

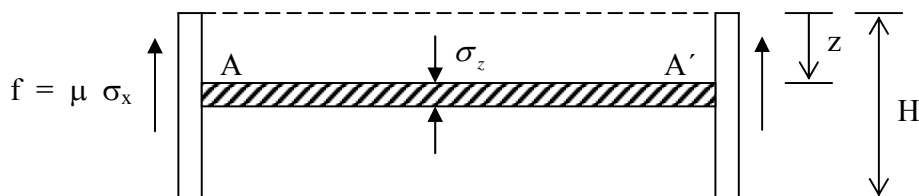


Figura 2.29 Análisis de la fricción lateral (Zeevaert, 1966)

$$\sigma_z + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} dz \quad (2.22)$$

Sea σ_z el esfuerzo vertical y σ_x el horizontal en una sección A-A' a una profundidad z de la parte superior de la probeta. El equilibrio de esta faja será:

$$-\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} dz \pi R^2 = 2\pi R \mu \sigma_x dz \quad (2.23)$$

$$-\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = \frac{2\mu}{R} \sigma_x = \frac{4\mu}{D} \sigma_x \quad (2.24)$$

en donde μ es el coeficiente de fricción, R el radio y D el diámetro de la probeta.

Si para un material determinado se conoce:

$$\frac{\sigma_x}{\sigma_z} = k \approx \frac{\nu}{1-\nu} \quad (2.25)$$

sustituyendo en la expresión (2.24), resulta

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = -\frac{4\mu}{D} k \sigma_z \quad (2.26)$$

integrando:

$$\int \frac{\partial \sigma_z}{\sigma_z} = -\frac{4\mu}{D} k \int dz + c \quad (2.27)$$

$$\text{Log } \sigma_z = -\frac{4\mu}{D} k z + c \quad (2.28)$$

para $z = 0$, $\sigma_z = \sigma_a$, por lo que $c = \text{Log } \sigma_a$
por consiguiente:

$$\text{Log } \frac{\sigma_z}{\sigma_a} = -\frac{4\mu}{D} k z \quad (2.29)$$

$$\sigma_z = \sigma_a e^{-\frac{4\mu}{D} k z} \quad (2.30)$$

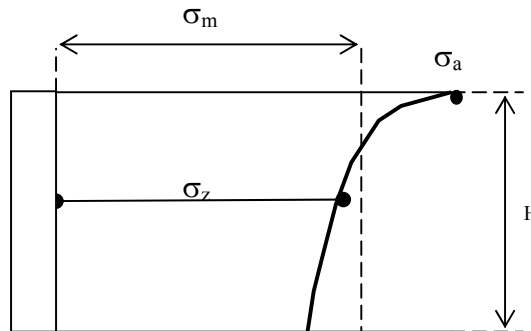


Figura 2.30 Distribución de esfuerzos

De la figura 2.30 el valor medio del esfuerzo aplicado a la probeta valdrá:

$$\sigma_m = \frac{1}{H} \int_0^H \sigma_z dz \quad (2.31)$$

Obteniéndose

$$\sigma_m = \frac{D}{4\mu k H} \left[1 - e^{-\frac{4\mu}{D} k H} \right] \sigma_a \quad (2.32)$$

llamando:

$$C = \frac{4\mu k}{\left(\frac{D}{H}\right)} \quad (2.33)$$

obteniendo la relación:

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_a} = \frac{1}{C} \left[1 - e^{-C} \right] \quad (2.34)$$

Esta expresión representa el factor de corrección a la presión aplicada. De lo anterior, se deduce que es necesario procurar en estas pruebas reducir a un mínimo la fricción lateral entre el material y el anillo de prueba, esto indica la importancia de la relación $\frac{D}{H}$, por lo cual es conveniente usar los mayores valores posibles para esta relación.

f) Deformación del sistema

El Instituto Geotécnico Danés (Brinch Hansen, 1966) fue quizá el primero en comprobar experimentalmente que las deformaciones propias de los aparatos que ellos usaban eran del mismo orden de magnitud que las de ciertos suelos duros; por ejemplo, arcilla glaciaria y arena densa.

Para conocer la deformación real del suelo en la prueba de consolidación ($\delta_{\text{real del suelo}}$), es conveniente realizar una prueba de deformación del sistema, esto es, conocer la deformación acumulada del aparato, papeles filtros, piedras porosas y cabezal. Esta prueba de deformación del sistema, consistirá en registrar la deformación que se vaya presentando a diferentes tiempos con una carga sostenida. Para obtener la deformación real del suelo será la deformación registrada en el ensaye menos la deformación del sistema para el mismo tiempo transcurrido con la carga aplicada.

$$\delta_{\text{real del suelo}} = \delta_{\text{prueba}} - \delta_{\text{sistema}} \quad (2.35)$$

2.3.4 GRADO DE SATURACIÓN

Lowe (1964), señaló por primera vez, que el alivio de esfuerzo provocado al muestrear el suelo, puede generar la formación de burbujas de gas en los especímenes que en el campo estén saturados, conteniendo un alto porcentaje de gas disuelto. Para simular las condiciones originales, se aplica una contrapresión al espécimen de suelo, para disolver las burbujas, y aumentar el grado de saturación que tiene después de ser muestreado. El hecho de aplicar esta presión al suelo provoca cambios en las curvas de compresibilidad y consolidación.

Zeevaert (1982), comenta que la acción bacteriana produce gas orgánico y dióxido de carbono en forma de burbujas en los poros del suelo; las muestras inalteradas de estos suelos nunca se presentan con 100% de saturación en el laboratorio. Cuando el suelo puede considerarse inorgánico el grado de saturación puede ser del orden de 98% a 99% dependiendo de la profundidad a la cual fue extraída la muestra. En los suelos inalterados que contienen materia orgánica, el grado de saturación determinado en el laboratorio puede ser mucho menor que 98%.

Se somete el espécimen a una contrapresión, con el propósito de asegurar un grado de saturación cercano al 100%, lo cual permite que la medición de la presión de poro sea confiable.

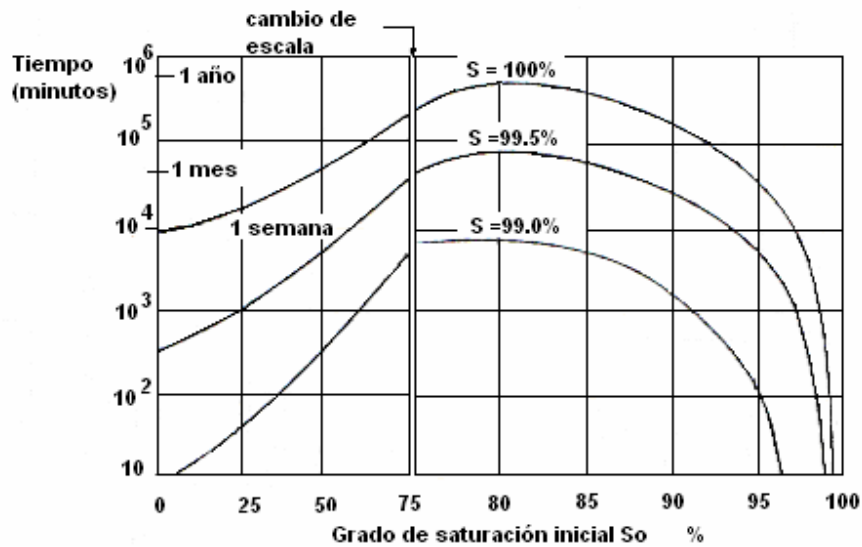


Figura 2.31 Tiempo necesario para saturar el espécimen (Black y Lee, 1983)

La contrapresión se mantiene el tiempo suficiente para que se disuelvan las burbujas de gas; en realidad es muy difícil llegar al 100% de saturación. En las investigaciones de Black y Lee (1983), reportan el tiempo necesario para la saturación de un espécimen figura 2.31. Para lograr una saturación del espécimen por medio de la contrapresión se emplearían varios días, provocando un mayor tiempo de prueba.

Las líneas de saturación del sistema no deberán tener burbujas de aire atrapadas, ya que esto generaría errores de medición de presión de poro, además, se tiene que tener mucho cuidado con la magnitud de la contrapresión aplicada, por ejemplo, si esta es pequeña, puede ser insuficiente para generar la saturación deseada, y, si es muy grande, puede ocasionar daños en la estructura del suelo; por lo que se recomienda utilizar el valor de la presión de poro que la muestra tenía in situ.

A continuación se comentan las diferencias en las curvas de compresibilidad de dos muestras gemelas, saturadas, obtenidas con los ensayos convencionales (COV) y de contrapresión (BP). Las curvas son similares, con una pequeña disminución en la compresibilidad para las muestras saturadas (contrapresión), esto se aprecia en las pruebas realizadas por Paniagua y Jaime (1989) a la arcilla de la Ciudad de México. En la figura 2.32 se ve que el valor del esfuerzo crítico (σ_b) es aproximadamente el mismo en ambos tipos de ensaye.

En ensayos convencionales es muy común que se inunde de agua el espécimen, lo que provoca una expansión debido a la liberación del efecto capilar remanente. Así mismo, en especímenes con minerales activos de arcillas, sensibles a los cambios de humedad, se presenta una expansión

mucho mayor; la magnitud de estos cambios volumétricos dependerá del contenido y tipo de minerales de arcilla que el material contenga.

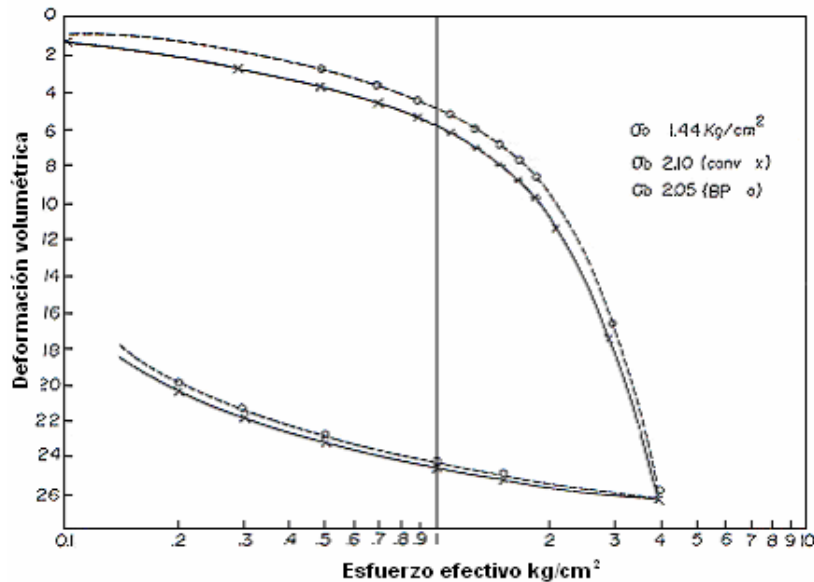


Figura 2.32 Curvas de compresibilidad arcilla de la Ciudad de México, muestras con y sin contrapresión (Paniagua y Jaime, 1989).

Zeevaert (1978), realizó una investigación sobre la expansión de los materiales en el odómetro, la figura 2.32, muestra en forma cualitativa los resultados. La curva A representa la prueba de compresibilidad efectuada en una probeta de material inalterado en su estado de humedad natural, y la curva B muestra la compresibilidad del mismo material si antes de efectuar la prueba éste se satura por capilaridad. Por medio de estas dos curvas podrá determinarse la expansión del material bajo un esfuerzo dado. Si una probeta de material en su estado de humedad natural se lleva a un esfuerzo σ_2 ; punto b_1 , sobre la curva A, y en seguida se permite la saturación por efecto capilar, el material sufre una expansión pasando la oquedad de e_1 a e_2 , lo mismo sucederá para cualquier esfuerzo a la izquierda del punto O que no sufre expansión al saturar el material. En estas condiciones, el cambio en la deformación unitaria provocada por la saturación valdrá:

$$\Delta \varepsilon = - \frac{e_2 - e_1}{1 + e_1} \tag{2.36}$$

para el punto de esfuerzo vertical σ . Los valores $\Delta \varepsilon$ se pueden graficar contra el esfuerzo vertical obteniéndose la relación $\Delta \varepsilon$ vs. $\log \sigma$ como se muestra en la parte inferior de la misma figura.

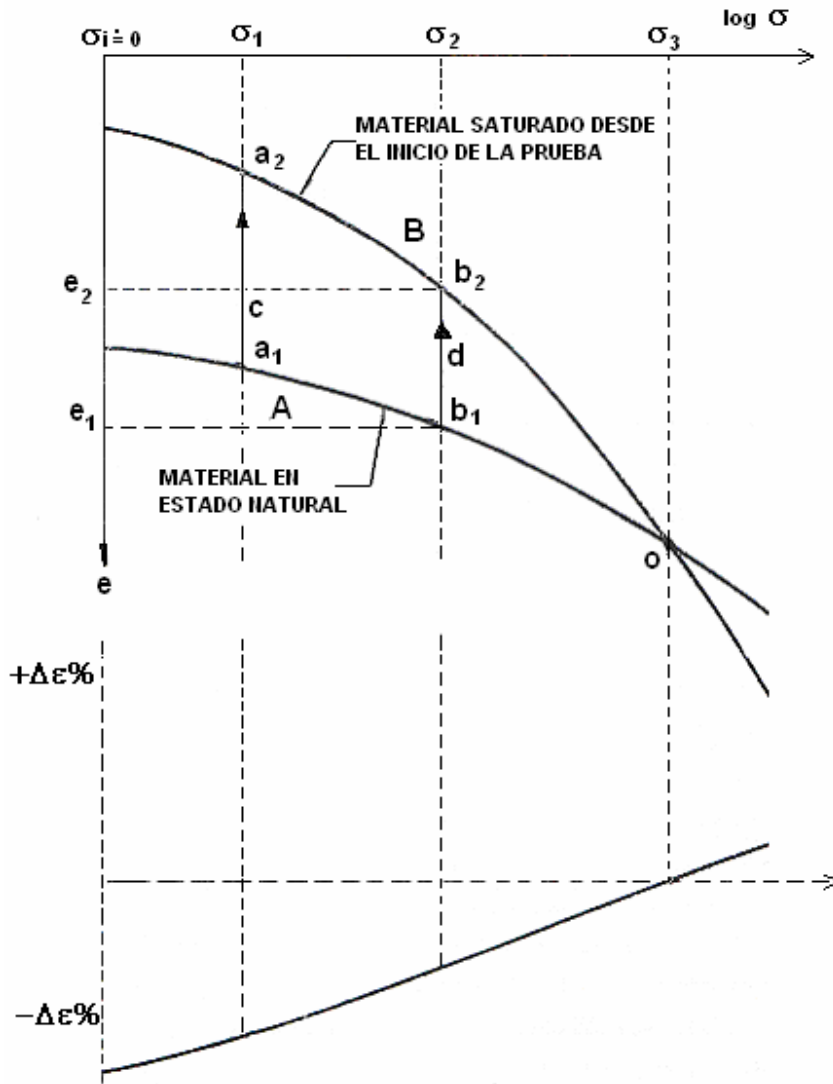


Figura 2.32 Compresibilidad y cambio volumétrico de un material expansivo.

El procedimiento de saturación más común en los laboratorios, consiste en vaciar agua a la muestra durante la prueba de consolidación; se recomienda que la saturación del espécimen se realice por capilaridad, para ello, se recomienda inundar la pastilla hasta cubrir la mitad de la altura del anillo, con la finalidad de que las burbujas de aire atrapado de la muestra salgan a través de la piedra porosa superior; de ser posible se debe de utilizar el agua del lugar donde se extrajo la muestra, para evitar nuevas alteraciones químicas con los minerales y con los organismos del suelo.

La inundación de la pastilla del suelo, se debe efectuar cuando el espécimen haya alcanzado el esfuerzo efectivo de campo en la prueba, así el cambio de humedad se presentará bajo las condiciones de esfuerzos reales.

2.3.8 EFECTOS DE LA TEMPERATURA

La mayoría de los investigadores, Gray (1936), Lagaros (1969), Mitchell (1969) y Plum (1969), han encontrado que el aumento de temperatura causa una reducción pequeña en la relación de vacíos.

Habibagahi (1973) en sus investigaciones no encuentra ningún efecto en la relación de vacíos para un suelo inorgánico, pero sí registra una disminución ligera en la relación de vacíos para un suelo orgánico para un aumento en la temperatura de 25 a 50 °C. Habibagahi explicó que esto fue ocasionado por la dilatación del anillo, lo que probablemente redujo en forma súbita la fricción del anillo –suelo.

Los aumentos de temperatura reducen la viscosidad de agua, por lo que aumenta la permeabilidad k y el coeficiente de consolidación c_v , esto fue comentado por Finn (1951), quién observó que el valor del c_v se duplicó cuando aumentó la temperatura de 4.4 a 21.1 °C (40 a 70 °F).

En realidad el cambio volumétrico por consolidación primaria, dependerá de la facilidad que tenga el agua de salir de los vacíos, por lo que la temperatura es un parámetro es muy importante, ya que al aumentar, aumenta la fluidez del agua gravitacional, ocasionado una reducción mayor en la relación de vacíos.

Todos los comentarios expresados por los autores son para muestras que mantienen su contenido de agua, pero puede presentarse otra situación en la cual no se encuentre inundada o no se tenga una contrapresión de saturación, y que al aumentar la temperatura disminuya el contenido de agua, ocasionando una desecación del espécimen. Cuando un material arcilloso con minerales activos o coloides orgánicos se deshidrata, sufre contracción que ocasiona cambios de volumen importantes. Por lo que se recomienda mantener el espécimen en un lugar donde no haya cambios bruscos de temperatura, por ejemplo que los rayos del sol no den directos a la muestra; corrientes de aire u otros fenómenos que favorezcan los cambios de temperatura.

Si las condiciones ambientales del lugar son extremas, provocando una disminución de la humedad del espécimen (desecación), se recomienda encapsular la muestra dentro de un ambiente húmedo, esto se logra introduciendo tiras de algodón humedecidos con agua y colocando una cubierta de papel auto adherible sujeto con ligas (ver apartado 6.2.1 Propuesta de manual de procedimiento).

2.3.9 DESARROLLO DE MICRORGANISMOS

Los suelos orgánicos poseen actividad bacteriana, ésta se puede generar y activar de forma rápida durante el tiempo de la prueba, por estar expuesta al aire y en contacto con el agua.

Los ácidos orgánicos producidos por los organismos que se encuentran en etapa de putrefacción aumentan la descomposición del suelo.

Inclusive en suelos inorgánicos, se generan microorganismos por estar a la intemperie y por la misma descomposición del agua. En algunos laboratorios se usa agua desmineralizada, destilada y desaireada para la saturación del espécimen, tratando de disminuir así la producción de micro-organismos, esto puede ocasionar nuevas reacciones con los minerales del suelo para mantener el equilibrio iónico.

Otros productos muy recurrentes en pruebas a largo plazo, son los antibacteriales (cloro, yodo u otros), que en la mayoría de las ocasiones afectan la consistencia de la estructura por el deterioro de la materia orgánica del espécimen. Se ha observado que las caras de la muestra se blanquean por la concentración del antibacterial; además afectan el papel filtro deshaciéndolo.

Para disminuir la reproducción de micro-organismos, en pruebas de corto plazo hasta de 2 semanas, se sugiere cubrir la cazuela del espécimen con papel acrílico autoadherible, con la finalidad de aislarlo del ambiente, así se evitarán contactos con insectos, polvo y variación de humedad.

En pruebas de largo plazo se sugiere ingresar continuamente el agua, esto es, no dejar el agua de inundación estancada por días. El ingreso continuo del agua se realiza llenando continuamente la cazuela por medio de goteo y manteniendo el nivel de agua de inundación por medio de un vertedor de excedencia. El goteo deberá ser con una velocidad tal que no introduzca aire al agua, no salpicando, para ello se utiliza una manguera obturada para regular el gotero y conducirla a la pared del recipiente para que resbale, evitando así la introducción del aire.

2.4 DISCUSIONES DE RESULTADOS OBTENIDOS POR OTROS INVESTIGADORES

2.4.1 Medición de presión de poro

La medición de la presión del agua intersticial en la prueba del odómetro se realizó originalmente con el propósito de corroborar las predicciones hechas con la teoría de Terzaghi; posteriormente, se ha llevado a cabo para realizar pruebas diferentes a la convencional.

Taylor (1942) fue el primero en reportar mediciones de este tipo, con suelos remodelados; posteriormente, Marsal (1944) utiliza el mismo equipo, pero con suelos inalterados.

Marsal y Mazan (1959) reportaron las primeras mediciones en la arcilla lacustre de la Ciudad de México, señalando desviaciones de la teoría de Terzaghi, hecho que fue corroborado por Leonards y Girault (1961). Whitman et al (1961) señalaron la importancia que tiene la flexibilidad de los sistemas de medición utilizados hasta entonces, los errores que generaban, así como la sugerencia de utilizar transductores electrónicos para minimizar los efectos apuntados.

Se han ideado diferentes procedimientos de prueba con la ayuda de la medición de presión de poro, con el objeto de comparar la teoría con lo experimental, a continuación se comentan las variantes más utilizadas.

1. Gradiente constante (CG). Los incrementos de carga se aplican de tal manera, que la diferencia de la presión de poro entre las caras superior e inferior de la muestra se mantenga constante.
2. Relación de la presión de poro/carga, constante (CPR). La carga es aplicada de tal manera que la presión de poro en la cara sin drenaje siempre mantiene una proporción, respecto de la presión total.
3. Flujo controlado (RFC). La velocidad de drenaje es restringida con válvula, de tal manera la presión de poro en la cara drenada de la muestra decrezca lentamente hasta alcanzar el valor de la contrapresión aplicada; el gradiente hidráulico a lo largo de la muestra permanece relativamente pequeño.
4. Control de contrapresión (BPC). Inicialmente, la contrapresión es igual a la presión de poro en la muestra, y se reduce paulatinamente, hasta un valor final constante.
5. Presión de poro nula. La velocidad de deformación de la probeta es tan baja que no se genera presión de poro o se mantienen en valores despreciables.

Desde entonces, se han publicado diversos resultados de medición de presión del agua intersticial durante la consolidación en diferentes arcillas. Las mediciones realizadas en arcillas de la Ciudad de México por Marsal y Mazari (1959), Leonards y Girault (1961), Marsal (1961), y Mesri y Choi (1980) coinciden en los siguientes aspectos:

- a) En especímenes de dimensiones similares, y con alturas de anillo de alrededor de 2 cm y una sola superficie de drenaje (en la otra superficie se realiza la medición de presión intersticial), el exceso hidrostático se disipa después de 10 - 20 minutos de haberse iniciado la consolidación, en la rama de recompresión.
- b) Para relaciones de incremento-carga (RIC) pequeños, las mediciones señalan que la disipación se lleva a cabo con mucha mayor rapidez que la predicha por la teoría de Terzaghi.
- c) El método de Casagrande para predecir el 100 % de consolidación en forma teórica es aplicable si la RIC es igual o mayor que la unidad. El método de Taylor se ajusta con mejor aproximación a las mediciones experimentales si la RIC es pequeña.

La presión de poro en exceso se obtiene restando la presión de poro a la contrapresión, ambas generalmente registradas en la base de la muestra de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$u_e = u_b - c \quad (2.37)$$

En la cual, u_e es la presión de poro en exceso de la hidrostática, u_b y c son la presión de poro y la contrapresión, respectivamente. En la prueba, la presión de poro alcanza un máximo para después disiparse hasta que el dispositivo detecta que el flujo de agua libre cesa, lo que a su vez significa que la consolidación primaria ha finalizado.

De acuerdo con la ecuación de Terzaghi: $\sigma = \sigma' + u_e$ (en la que u_e es la presión de poro en exceso de la hidrostática), después que la carga sea aplicada, el agua de poro debería soportar inicialmente toda esa carga y posteriormente sería transferida a las partículas sólidas hasta que el esfuerzo efectivo sea igual a la carga aplicada, por lo tanto, el valor máximo alcanzado por u_e en las curvas u_e vs. $\log t$ debería ser aproximadamente igual a la carga aplicada. Sin embargo, siempre existe una demora temporal hasta que la presión de poro alcanza su máximo, se ha atribuido a que los valores de presión de poro iniciales son afectados por el flujo que sale y entra al transductor, además las cargas aplicadas resultan siempre menores a los valores máximos de presión de poro, esto se ha adjudicado a una relación entre el sistema de medición de presión de poro y la compresibilidad volumétrica del esqueleto sólido del suelo.

La medición del tiempo de disipación de presión de poro se muestra en la figura 2.33 donde la abscisa del punto de intersección entre los tramos descendentes y horizontal corresponde a dicho tiempo, según el método de Casagrande; y se observa además la demora temporal de la presión de poro, parte superior izquierda.

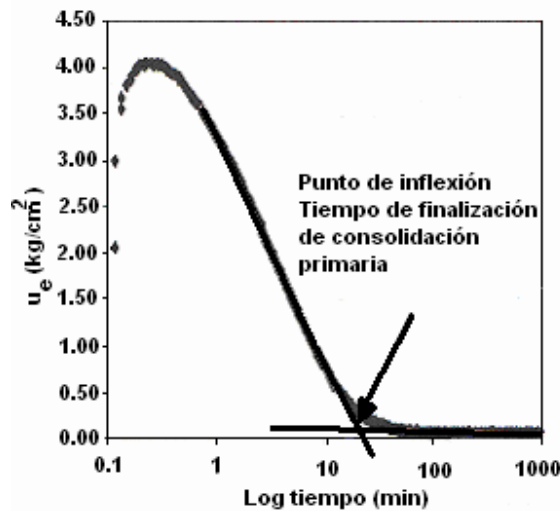


Figura 2.33 Determinación del tiempo de finalización de consolidación primaria

En los ensayos de consolidación unidimensional con contrapresión, y con medición de presión de poro, se mide la disipación del exceso de presión hidrostática en el agua intersticial durante cada incremento de carga.

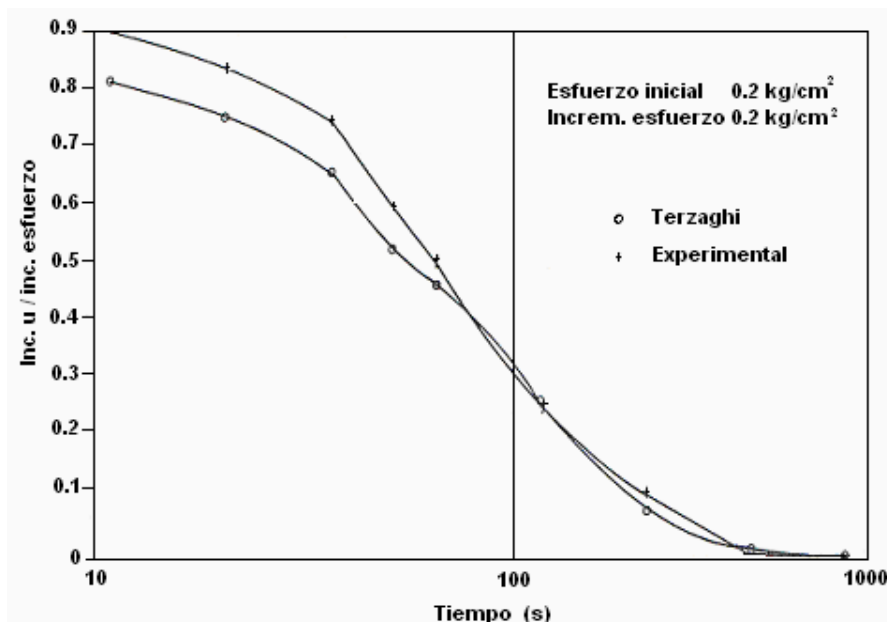


Figura 2.34 Curvas de disipación de presión de poro vs. Tiempo, (Paniagua y Jaime, 1989)

En la figura 2.34 se muestra la variación del exceso de presión de poro, respecto del tiempo, comparada con la predicción hecha con la teoría de Terzaghi, para dos incrementos y con $RIC = 1$; se observa que la tendencia de la curva teórica se acerca bastante a los datos experimentales, con valores más altos para grados de consolidación menores al 50%, a partir de los cuales la dispersión es mínima (Paniagua y Jaime, 1989).

En cuanto a la compresión secundaria, se ha observado flujo de agua fuera del espécimen, pero con un gradiente tan pequeño, que no es posible medirlo. Esto se manifiesta, cuando al cerrar el drenaje en el ensaye de consolidación, al término de la consolidación primaria, la deformación en el espécimen se detiene, y al volver a abrir el drenaje, la deformación continúa.

Los factores más importantes en la variación de la disipación de la presión de poro son:

- La estructura del suelo, por ejemplo cuando presenta fracturas, éstas se cierran cuando el esfuerzo aplicado aumenta, y en general la relación de vacíos de la muestra disminuye notablemente por la consolidación, provocando una amplia variación en el tiempo de disipación de u_e .

- La homogeneidad de la muestra, si el espécimen presenta un contenido de arena, esto provocará una rápida disipación de presión de poro.

- El esfuerzo aplicado, en ocasiones (en especial en los primeros incrementos de carga), las cargas no son lo suficientemente para elevar el exceso de presión de poro para ser detectas por los transductores

- La fluidez del agua que dependerá de la temperatura del ensaye

- La altura de la muestra, cuando la altura es menor el tiempo de espera para la disipación de la presión de poro será también menor

- La resolución del dispositivo de medición

El ensaye convencional permite obtener resultados muy similares a los de contrapresión, excepto en la estimación del tiempo de 100% de consolidación primaria. Dada la sencillez de los primeros, es más práctico emplearlos en los ensayes de rutina de corto plazo.

En cuanto al ensaye de velocidad controlada, Paniagua y Jaime (1989) midieron el desarrollo del incremento de presión de poro en la base del espécimen, dando como resultado que existe un aumento significativo después del esfuerzo crítico, así lo muestra la figura 2.35, por lo que se sugiere disminuir la velocidad del ensaye.

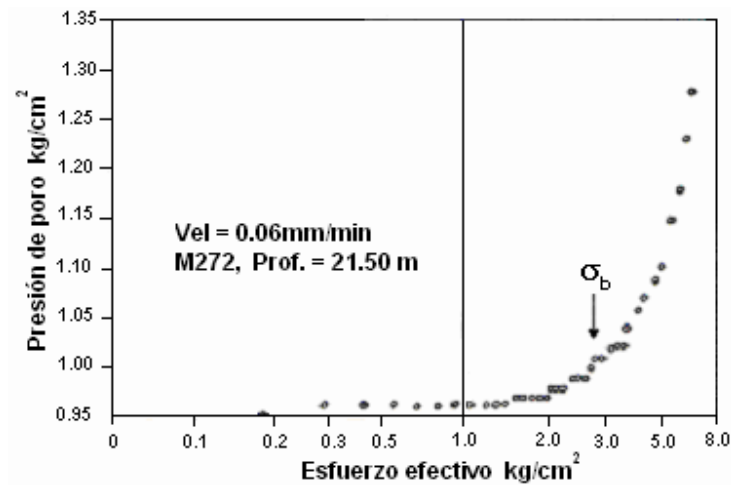


Figura 2.35 Gráfica Presión de poro vs. Esfuerzo efectivo

En este tipo de ensaye no proporciona la información necesaria para conocer la consolidación secundaria, ya que durante toda la prueba existirá siempre un exceso de presión de poro.

2.4.2 SECUENCIA DE CARGA

a) Relación de incremento de esfuerzo en la curva de consolidación

La configuración de la curva de consolidación depende de la relación del incremento de esfuerzo aplicado durante la prueba.

Taylor (1942) realizó estudios con las arcillas de Boston, definió a la relación del esfuerzo como $\Delta P/P$, siendo ΔP el incremento de esfuerzo y P es el nivel de esfuerzo acumulado antes del incremento. Los resultados que presenta Taylor son para suelos remoldeados, donde comenta que el coeficiente de consolidación c_v crece cuando la relación de esfuerzos $\Delta P/P$ se aumenta, y caso contrario si $\Delta P/P$ se disminuye el c_v decrece.

De las consideraciones anteriores, se pueden hacer las siguientes observaciones: un suelo inalterado conserva su estructura natural; en cambio, un suelo remoldeado está perturbado estructuralmente, por lo que no tiene sentido realizar pruebas de influencia de relación de esfuerzo, ya que el suelo no responde a un comportamiento estructural natural, pierde su significado real.

Wahls(1962) hizo también investigaciones experimentales para estudiar la influencia del incremento de esfuerzos. Después de realizar pruebas en el

odómetro, concluyó que el efecto de compresión secundario es más significativo cuando la relación $\Delta P/P$ disminuye, observó que el coeficiente de compresión secundaria C_t (pendiente del tramo recto en la consolidación secundaria) es independiente del incremento de esfuerzo ΔP y de la relación $\Delta P/P$.

La compresión secundaria representa esencialmente un reacomodo adicional de la estructura interna del suelo después de que la mayor parte de la carga ha sido transferida del agua a la materia sólida, debe esperarse que las velocidades de esta compresión secundaria dependan del esfuerzo efectivo, siendo independientes de la magnitud del incremento precedente de carga aplicado para alcanzar ese esfuerzo efectivo y del espesor del estrato de suelo.

Las conclusiones anteriores tienen verificación experimental en las pruebas efectuadas. En la figura 2.36, se han trazado curvas de consolidación análogas a las que realmente se obtienen, para un mismo suelo el que se lleva a una misma carga final, pero empleando incrementos de presión diferentes. Por ejemplo, si la carga final es en todos los casos de 1 kg/cm^2 , en la curva marcada con 10% se llegó a esa presión con un último incremento de 90 g/cm^2 , teniendo antes el suelo una presión, bajo la que se estaba consolidado, de 910 g/cm^2 ($\Delta P/P = 0.10$) y en la curva marcada con 100% se aplicó al suelo 0.5 kg/cm^2 , teniendo previamente 0.5 kg/cm^2 como presión de consolidación ($\Delta P/P = 1.0$).

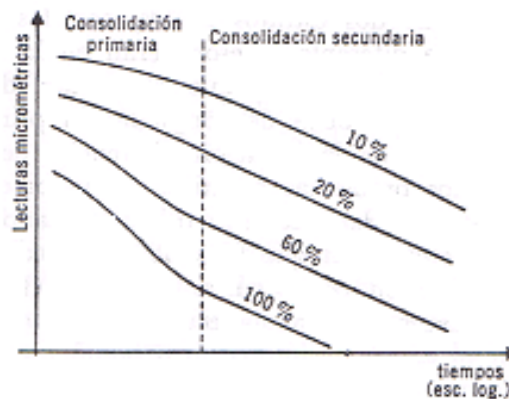


Figura 2.36 Comparación de las curvas de consolidación secundaria usando diferentes incrementos de carga

Puede observarse que cuanto menor es el incremento de carga, en porcentaje de la carga precedente aplicada, menos clara resulta la transición entre los efectos primario y secundario. Para porcentajes decrecientes del incremento de presión, la concavidad es menor, desapareciendo en una curva trazada con un incremento próximo a un 20%, para el incremento de 10% la curvatura se invierte, transformándose en convexa. En todos los casos, la compresión

secundaria esta representada por líneas rectas paralelas aproximadamente. (Juárez Badillo, 1969).

Los porcentajes anotados en la figura 2.36 son únicamente ejemplos ilustrativos. La apariencia del conjunto de curvas puede ser distinta en otros suelos, dependiendo de la intensidad de la consolidación secundaria, sin embargo, en todos los casos se mantiene la tendencia general.

Leondards y Altschaeffl (1964) realizaron varias pruebas de consolidación de la arcilla de la Ciudad de México, donde variaron la relación de esfuerzo $\Delta\sigma/\sigma'$ y midieron la disipación de exceso de presión de poro (Δu) a través del tiempo. En la figura 2.37, se muestran los resultados del comportamiento general de la deformación del espécimen con el tiempo, de las curvas de consolidación puede verse que, para $\Delta\sigma/\sigma' \geq 1.0$, se facilita encontrar el termino de la consolidación primaria, es decir, cuando el exceso de presión poro es nulo (punto de inflexión de la curva); en cambio para $\Delta\sigma/\sigma' < 0.25$ se torna más difícil.

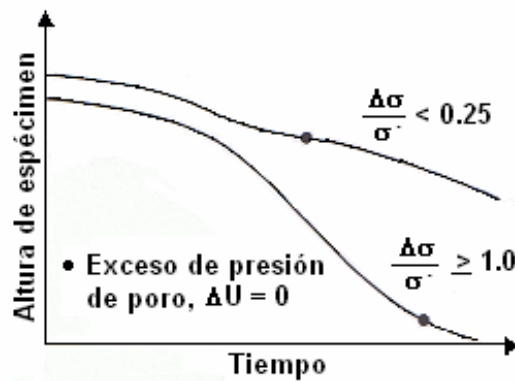


Figura 2.37 Curvas de consolidación para un mismo material con diferente relación de esfuerzos

La conclusión práctica de las consideraciones anteriores estriba en que en una prueba de consolidación deberán usarse incrementos de carga lo más grandes posibles, con el objeto de obtener curvas de consolidación que no resulten distorsionadas por el efecto secundario. Esta conclusión, sin embargo, debe atenuarse por el hecho de que si se usan incrementos muy grandes, las magnitudes k , a_v y e pueden variar lo suficiente como para producir discrepancias importantes en los resultados de la aplicación de la Teoría. La experiencia ha demostrado que la mejor componenda entre estos dos requerimientos en conflicto puede obtenerse usando una serie de incrementos de carga en el que cada uno duplique la carga total precedente. Esta serie de incrementos tiene la ventaja adicional, de que para una escala semilogarítmica de la curva de compresibilidad, el incremento del esfuerzo será aproximadamente el mismo para el trazo.

b) Relación de incremento de esfuerzo en la curva de compresibilidad

Langer (1936), realizó pruebas de odómetro con muestras inalteradas de arcilla de Paris; observó que la curva de compresibilidad se desplaza hacia abajo cuando la magnitud del incremento aumenta. Langer concluyó que la diferencia de las curvas de compresibilidad obtenidas con diferentes incrementos se hace más notable cuando la consistencia de arcilla es más rígida y su permeabilidad es mayor.

La relación incremento - carga tiene influencia en la curva de compresibilidad, como se observa en la figura 2.38. En esta figura se muestra la naturaleza de la curva e vs $\log \sigma$ para varios valores de $\Delta\sigma/\sigma'$. Si $\Delta\sigma/\sigma'$ es menor a la unidad, la estructura del material se encuentra más abierta comparada con el acomodo de los granos de la arcilla para la relación $\Delta\sigma/\sigma' > 1$.

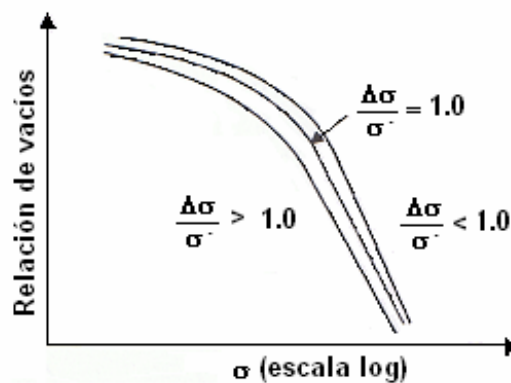


Figura 2.38 Efecto de la relación de esfuerzos en curvas de compresibilidad.

d) Duración de la carga sostenida

La configuración de la curva de compresibilidad, relación de vacíos vs. Presión efectiva depende del tiempo que duren los incrementos de carga. Para tiempos largos se obtienen curvas aproximadamente paralelas y cada vez más bajas (Crawford, 1964; Bjerrum, 1967; Lobdell, 1970). La curva de trazo lleno de la figura 2.39 corresponde a una duración de un día de los incrementos de carga. Si al llegar a una presión efectiva σ'_0 , la carga se deja treinta días actuando, la relación de vacíos desciende hasta el valor correspondiente a la curva de treinta días. Si a continuación se aplican de nuevo incrementos de un día de duración, la deformación será pequeña para los primeros incrementos debido a la resistencia adicional adquirida por la arcilla gracias a la disminución de la relación de vacíos durante los treinta días señalados. Como consecuencia, la

curva de trazo lleno señalará una presión de cuasipreconsolidación σ'_p producida por ese cambio de uno a treinta días bajo σ'_o .

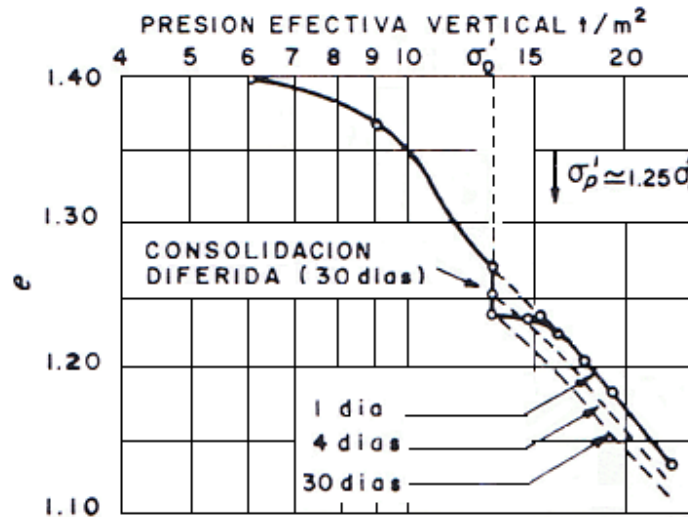


Figura 2.39 Ensaye edométrico con distintos tiempos de aplicación de cada incremento de carga (Bejerrum, 1967)

Si una muestra de arcilla extraída, estuvo sometida durante largo tiempo a la presión efectiva correspondiente a la presión del suelo suprayacente, y es sometida a un ensayo edométrico, es lógico pensar que en ocasiones la curva de compresibilidad presente una presión de cuasipreconsolidación dependiente del tiempo de aplicación de los incrementos de carga, tal como sucede en algunos casos (Crawford, 1964), en que la presión de preconsolidación es tanto mayor cuanto menor es el tiempo de actuación de los incrementos de carga.

En la Conferencia de la Especialidad ASCE "Diseño de Cimentaciones para Control de Hundimientos" celebrada en Evanston, Illinois, Crawford (1966) presentó los resultados de pruebas incrementales de odómetro en muestras inalteradas de arcilla de los Valles de St. Lawrence y del Río Ottawa. Utilizando una relación de $\Delta P/P = 1$, se presentaron los resultados de las pruebas con duraciones de carga de un día, muestra registrada (96-1-18) y una semana con registro (96-1-20). Los resultados de Crawford son reproducidos en la figura 2.40 (la curva "final de consolidación también identificada como 96-1-18 es para la misma prueba de un día de duración, pero la compresión secundaria interpretada para cada incremento de carga fue restada de la lectura de 24 horas). Se observa que la carga de preconsolidación (P'_{cq}) aparente fue reducida significativamente.

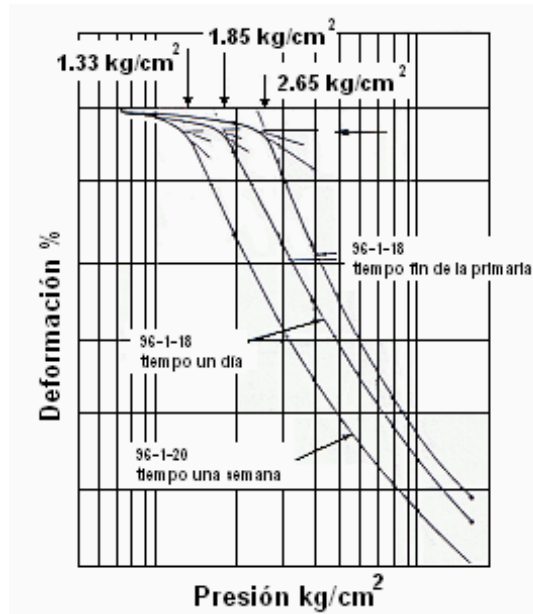


Figura 2.40 El efecto de la duración del incremento de carga en la preconsolidación aparente según Crawford, 1964.

Los resultados semejantes de pruebas usando cargas a incrementos y a velocidad constante de deformación, han sido desde entonces reportados por muchos autores (Sallfors 1975 Vaid et al 1979; Leroueil, Kabbaj, et al, 1985; Leroueil, 1988). Esta reducción aparente en P'_{cq} se debe a tres efectos:

- 1) deformación por corte debido a que al remover las muestras del terreno se destruyen parcialmente adhesiones rígidas que fueron construidas durante el lento proceso de sedimentación, lo que aumenta la respuesta de la arcilla a compresiones secundarias;
- 2) se permite el desarrollo de compresiones secundarias antes de alcanzar P'_{cq} ;
- 3) una desestructuración total de las arcillas sedimentarias que ocurre a un nivel de deformación crítico, sin tomar en consideración la relación de vacíos (Leonards, 1980; Leonards, et al, 1981). Este último efecto es ilustrado por la flecha horizontal en la figura 2.40

Pruebas en arcilla artificialmente sedimentada en las que el muestreo no fue requerido y en las que no se permitieron compresiones secundarias antes de que la carga final fuera aplicada, no mostraron una degradación en valores de P'_{cq} , debido a las relaciones reducidas de carga (Altschaeffl, 1960; Leonards, 1972). Así, los valores de P'_{cq} pueden ser determinados confiablemente (un poco conservadoramente debido a los efectos de muestreo) a partir de las

pruebas de incremento de consolidación en muestras de alta calidad, si los incrementos de carga son lo suficientemente pequeños para definir P'_{cq} cercanamente y que las duraciones de carga no excedan apreciablemente aquellos correspondientes al 100% de consolidación.

2.4.3 COMPRESIBILIDAD

En mecánica de suelos se acostumbra relacionar el esfuerzo con la deformación del material para expresar su compresibilidad en términos del esfuerzo y cambio en la relación de vacíos. El cambio de relación de vacíos Δe expresa explícitamente el cambio de volumen que sufre un suelo al incrementarse el esfuerzo $\Delta \sigma$.

Para efectuar la prueba se aplican incrementos de esfuerzo vertical y se miden posteriormente las deformaciones verticales de la probeta para dichos incrementos. Para cada incremento de esfuerzo se permite que el material se consolide expulsando el agua gravitacional de sus poros y se verifiquen los fenómenos visco-plásticos de que se ha hablado, esto dependerá evidentemente de la permeabilidad del suelo y de la altura de la probeta. Por razones prácticas, este plazo suele ser de 24 horas, excepto cuando se desea estudiar con detenimiento la consolidación secundaria, caso en el que se espera un tiempo mucho mayor.

La curva de compresibilidad esta en función de las deformaciones que se registren en la prueba de consolidación, en donde predomina la consolidación primaria y/o la secundaria, para ejemplificar esto, supóngase que se grafican las deformaciones para un tiempo correspondiente a la consolidación primaria $t = t_p$, con los respectivos esfuerzos de carga, para esto se usarán gráficas de consolidación tipo como se muestran en la figura 2.41.

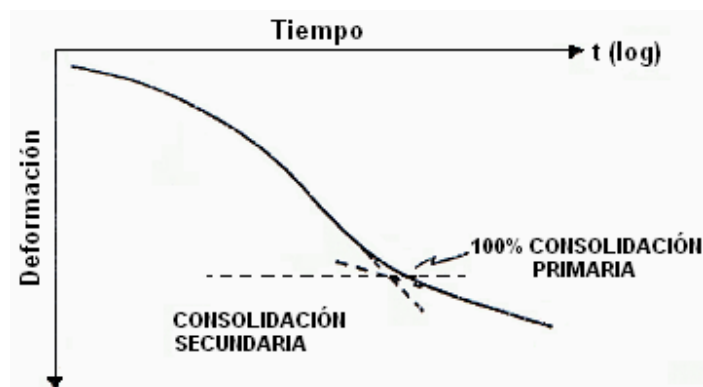


Figura 2.41 Curva de donde predomina la consolidación primaria

Para graficar la curva de compresibilidad de las deformaciones totales, será necesario obtener una curva de consolidación como la que se presenta en la figura 2.42, en donde se esperaría que la deformación total llegase a un valor límite, para ello, será necesario esperar un tiempo mucho mayor ($t = t_{\infty}$).

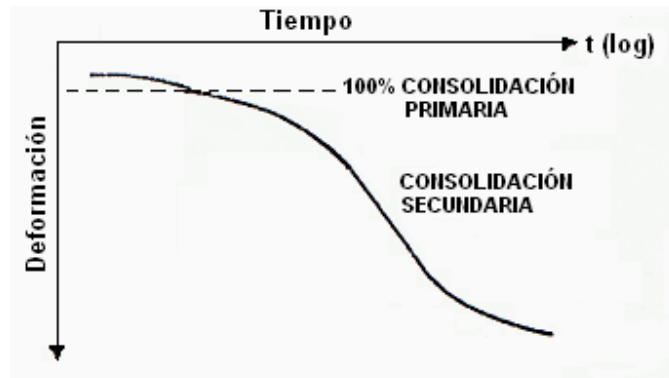


Figura 2.42 Curva de donde predomina el efecto secundario

La distancia entre los puntos graficados de las curvas de compresibilidad para los tiempos $t = t_p$ y $t = t_{\infty}$, (figura 2.43), será la deformación causada por la consolidación secundaria.

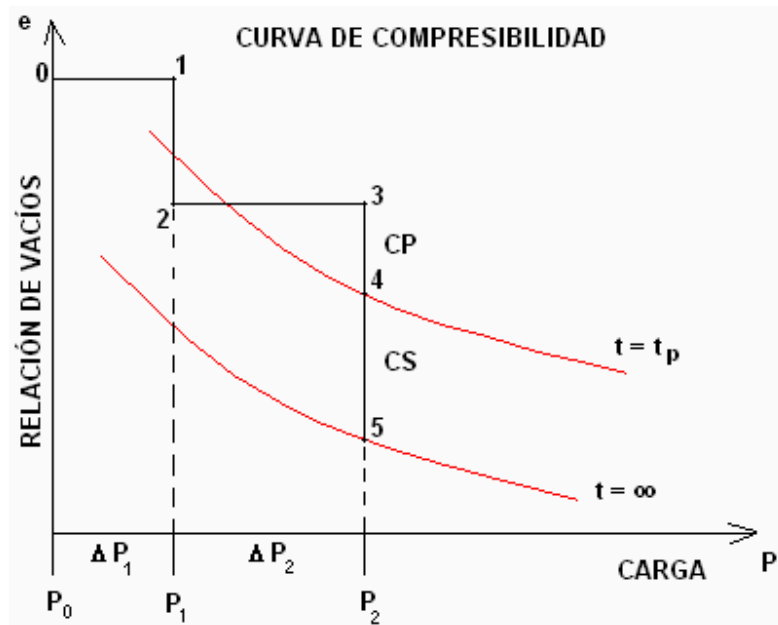


Figura 2.43 Curva de compresibilidad para diferentes desarrollos de la consolidación secundaria

Si se representa sobre estos trazos la construcción de la curva de compresibilidad donde se tiene una carga P_0 con su respectiva relación de vacíos e (punto 0) y se aplica un incremento ΔP_1 (punto 1, para un $t_1 = 0$) y se deja este incremento de carga un tiempo t_2 mayor de t_p sin llegar al tiempo t_{∞} se llegara al punto 2, para después aplicar otro incremento ΔP_2 (punto 3, para un $t_3 = 0$) manteniéndolo con un tiempo t_4 igual a t_p , se llegaría al punto P_4 , y si se dejará el incremento ΔP_2 hasta llegar al tiempo t_{∞} que se verifica la deformación total tendría el punto P_5

En base al análisis anterior, se ve que todo lo que este entre los tiempos t_p y t_{∞} , representan combinaciones de consolidación primaria y secundaria.

Por lo que se ve, la curva de compresibilidad puede ser distinta para un mismo espécimen, ya que dependerá como se ha comentado anteriormente, de la magnitud y relación de los incrementos carga, la duración de la carga y del desarrollo de la consolidación secundaria.

Presión de preconsolidación

Arthur Casagrande fue el primero en reconocer que los esfuerzos efectivos actuantes en el pasado mayores que la actual presión por peso propio (P'_0) podrían causar que la compresibilidad de recarga fuera mucho más pequeña que la compresibilidad virgen, hasta que la presión efectiva máxima en el pasado fuera excedida. El llamó al esfuerzo de fluencia, presión de preconsolidación (P'_c ó σ_b).

Esto es, un suelo en el campo a cierta profundidad ha estado sometido a una cierta presión efectiva máxima (σ_b) en el pasado de su historia geológica, llamada como presión de preconsolidación. Esta presión efectiva máxima pasada puede ser igual o mayor que la presión en el tiempo del muestreo (σ_{oi}). La reducción de la presión en el campo es causada por procesos geológicos naturales o por procesos humanos. Durante el muestreo del suelo, la presión efectiva existente (σ_{oi}) es también liberada, resultando cierta expansión.

Cuando el espécimen está sometido a una prueba de consolidación, una pequeña cantidad de compresión, es decir un pequeño cambio en la relación de vacíos (Δe), ocurrirá cuando la presión total aplicada es menor que la presión máxima en el campo a la que el suelo fue sometido en el pasado (σ_b).

Cuando la presión total aplicada sobre el espécimen es mayor que la presión efectiva máxima en el pasado (σ_b), el cambio en la relación de vacíos es mucho mayor (Δe), y la relación $e - \sigma$ es prácticamente lineal con una pendiente más inclinada, figura 2.44.

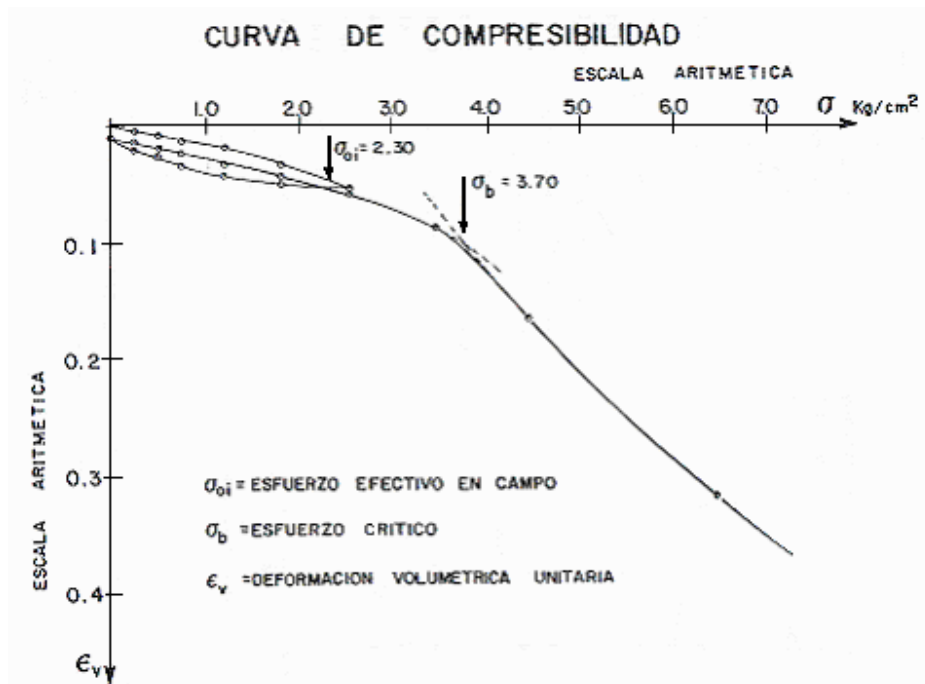


Figura 2.44 Curva de compresibilidad típica

Este gráfico se distingue netamente en dos partes características de la curva, la primera llamada de recompresión y la segunda, de mayor pendiente, llamada curva virgen. Estos dos tramos están limitados por la llamada presión de preconsolidación (σ_b). En este tipo de suelos el tramo virgen (la rama inclinada) no debe usarse para diseño si se quieren evitar fuertes desplazamientos verticales (Zeevaert, 1953).

Cuando se rebasa el esfuerzo de preconsolidación de compresión confinada σ_b se observa un quiebre en la curva de compresibilidad el cual se origina por la falla interna de la estructura del suelo al alcanzarse su resistencia al esfuerzo cortante. Teóricamente, el quiebre puede valorizarse por medio de la siguiente ecuación:

$$\sigma_b = \frac{1-\nu}{1-2\nu}(2c) \tag{2.38}$$

en donde ν representa el valor de la relación de Poisson en el momento del quiebre y c es la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. El valor de ν en el quiebre de la curva tiende a ser del orden de 0.25, o bien $\sigma_b/2c = 1.5$. (Zeevaert, 1984).

Esto nos conduce a las dos definiciones básicas del material con base en la historia de sus esfuerzos:

1. Normalmente consolidada: la presión de sobrecarga efectiva presente es la presión máxima a la que el suelo fue sometido en el pasado.
2. Preconsolidada: la presión de sobrecarga efectiva presente es menor que la que el suelo experimentó en el pasado. La presión efectiva máxima en el pasado se llama esfuerzo de preconsolidación.

La presión efectiva en el pasado no se determina explícitamente porque es usualmente una función de procesos geológicos y, en consecuencia, debe ser inferida de los resultados de pruebas de laboratorio.

La relación de preconsolidación (OCR) para un suelo se define como:

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_c}{\sigma'} \quad (2.39)$$

donde σ'_c es la presión de preconsolidación del espécimen
 σ' es la presión efectiva presente

En el apartado 6.2.1, se dan algunas recomendaciones para obtener una buena curva de compresibilidad, tomando en cuenta todo lo que se ha comentado al respecto.

2.4.4 ENVEJECIMIENTO

El envejecimiento de suelos puede ser ampliamente interpretado en función del tiempo de la formación y la transformación natural de minerales incluyendo la materia orgánica y el endurecimiento natural.

Leonards y Ramiah (1959) han demostrado que si una arcilla amasada hasta el límite líquido, que está siendo sometida a un ensayo edométrico normal, se mantiene durante doce semanas en un intervalo de carga determinado y a continuación se vuelve a cargar en tiempos de veinticuatro horas, se produce en la curva edométrica un punto de gran curvatura, equivalente a una presión de preconsolidación, a una presión mayor que la que correspondió al reposo de doce semanas, a la que los autores antedichos llaman «presión de cuasipreconsolidación». La interpretación de este fenómeno es que un período de descanso produce una estructura más resistente en la arcilla para soportar nuevas cargas.

Los resultados son típicos de las pruebas, se observa que bajo un pequeño incremento de esfuerzo se presenta un esfuerzo cuasi-preconsolidado (figura 2.45).

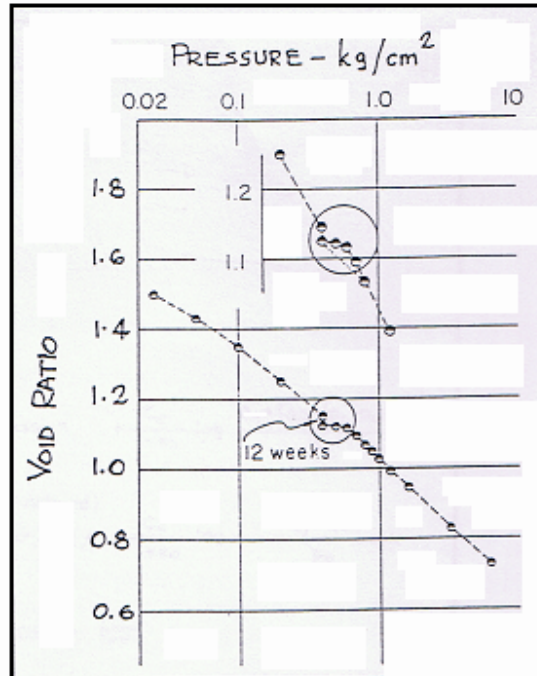


Figura 2.45 Cuasi-presconsolidación inducida por doce semanas de compresión secundaria en una arcilla caliza residual remodelada (según Leonards y Ramiah, 1959).

La consolidación secundaria resulta de un nuevo arreglo de partículas que involucran una disminución neta de volumen de vacíos. El suelo está reservando una resistencia interparticular incrementada a través de una interferencia geométrica de partículas, aumentada por un arreglo más eficiente y a través del microentrelazo de superficies rugosas.

De aquí se puede concluir que a la formación de un determinado arreglo estructural del material, los granos de arcilla pueden desarrollar con el tiempo de reposo, contactos firmes que hacen que el material se muestre menos compresible y más resistente dentro de un determinado rango de esfuerzos efectivos. Los fenómenos así observados se presentan principalmente en arcillas y limos arcillosos que contienen minerales activos, este fenómeno es menos marcado cuando los materiales contienen minerales de baja actividad.

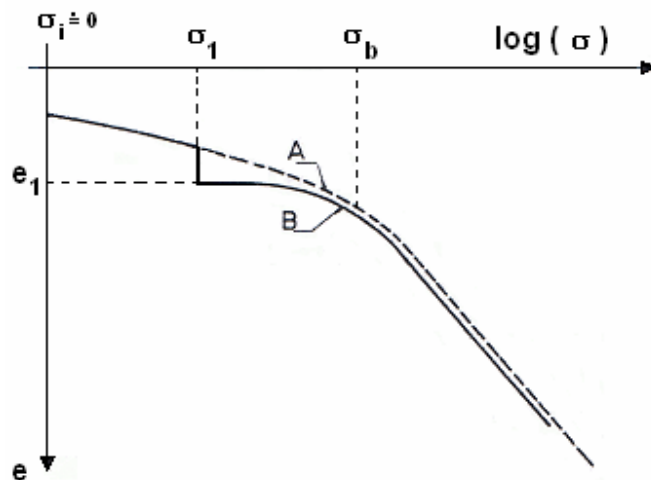


Figura 2.46 Esfuerzo permanente antes del esfuerzo de preconsolidación

En el laboratorio se ha estudiado el fenómeno de endurecimiento a través del tiempo con esfuerzos intergranulares fijos en muestras inalteradas (Zeevaert, 1947). En la figura 2.46, la curva (A) de compresibilidad de un material inalterado; el tramo de la izquierda representa la recompresión del material hasta llegar al quiebre definido por el esfuerzo de preconsolidación σ_b ; después de este esfuerzo la compresibilidad aumenta y sigue por la rama inclinada a la derecha de σ_b (rama virgen). Si antes de llegar el esfuerzo a σ_b se suspende la prueba para σ_1 , el material se seguirá deformando con el tiempo hasta reducirse la relación de vacíos a e_1 , en un tiempo determinado. Al continuar la prueba después de este tiempo, el material presenta menos compresibilidad que la curva de recompresión (A) y al llegar en las cercanías de σ_b se observa un quiebre siguiendo la curva (A) no interrumpida en forma asintótica por abajo. Sin embargo, si el mismo proceso se estudia para la rama inclinada de la curva (tramo virgen), se obtendrá la curva de compresibilidad (B) que muestra la figura 2.47.

El comportamiento anterior implica fenómenos importantes de endurecimiento que suceden en los contactos intergranulares de la estructura.

Esto es, en el primer caso, el alivio de carga y la recompresión antes de llegar al esfuerzo de preconsolidación σ_b no alteran sensiblemente el arreglo estructural del material. No se produce acomodamiento plástico de los granos por no haber reducción importante de los vacíos, consecuentemente se tendrán sensiblemente los mismos contactos firmes. La deformación observada a esfuerzo constante σ_1 figura 2.46, se interpreta exclusivamente como un retardamiento de la deformación elásto-plástica por efectos de la viscosidad del material. La curva de compresibilidad (B), es prácticamente paralela pero menos inclinada que la rama original a la derecha de σ_b .

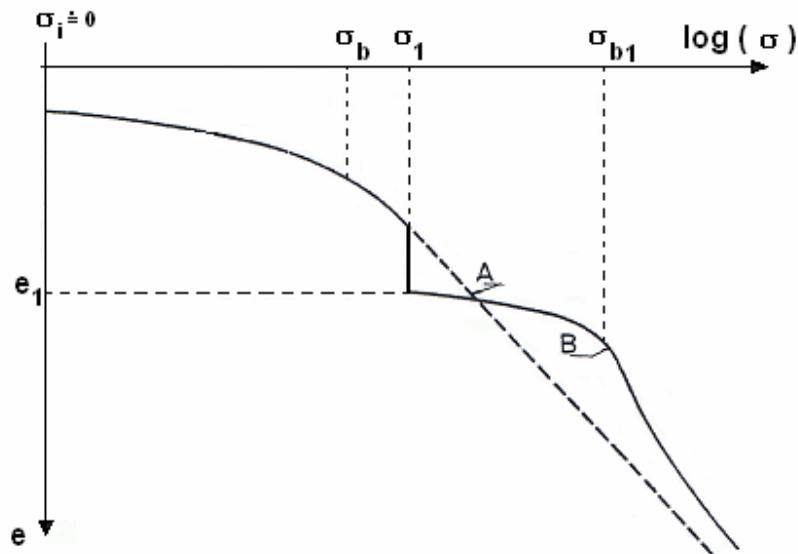


Figura 2.47 Carga sostenida en un esfuerzo mayor σ_1 al esfuerzo de preconsolidación σ_b .

En el segundo caso, al rebasarse el esfuerzo σ_b correspondiente al tramo virgen, la estructura interna del material sufre un colapso formándose a partir de σ_b una estructura que puede presentar con el tiempo más contactos firmes entre sus granos cohesivos, más aún cuando el material contiene minerales de arcilla que pueden desarrollar alta adherencia y establecer dichos contactos. Sin embargo, esto sucede a cambio de una reducción fuerte de los vacíos. Si el proceso se repite para esfuerzos más altos a la derecha de σ_b el fenómeno se hace cada vez más notable.

a) Endurecimiento tixotrópico

El endurecimiento tixotrópico es un proceso que puede ocurrir bajo condiciones de composición y volumen constante (Mesri, 1990). El suelo está incrementando la interacción entre las partículas, debido a su reorganización, principalmente rotación de partículas orgánicas e inorgánicas y de iones.

El endurecimiento tixotrópico es la forma más pura de envejecimiento del suelo, ya que no requiere ningún cambio de volumen o alteración química de los sólidos del suelo o del agua intersticial. Por lo tanto, es el único mecanismo de envejecimiento que puede operar en muestras de suelos que son selladas herméticamente y que permanecen en composición constante, incluyendo el volumen de vacíos, y en un medio ambiente constante, tal como la temperatura.

Existen dos pruebas muy representativas para este fenómeno, las pruebas de envejecimiento tixotrópico no drenado de la arcilla de la Ciudad de México (Mesri, 1975) y la de arcilla Saint Alban del Este de Canadá (Choi, 1982).

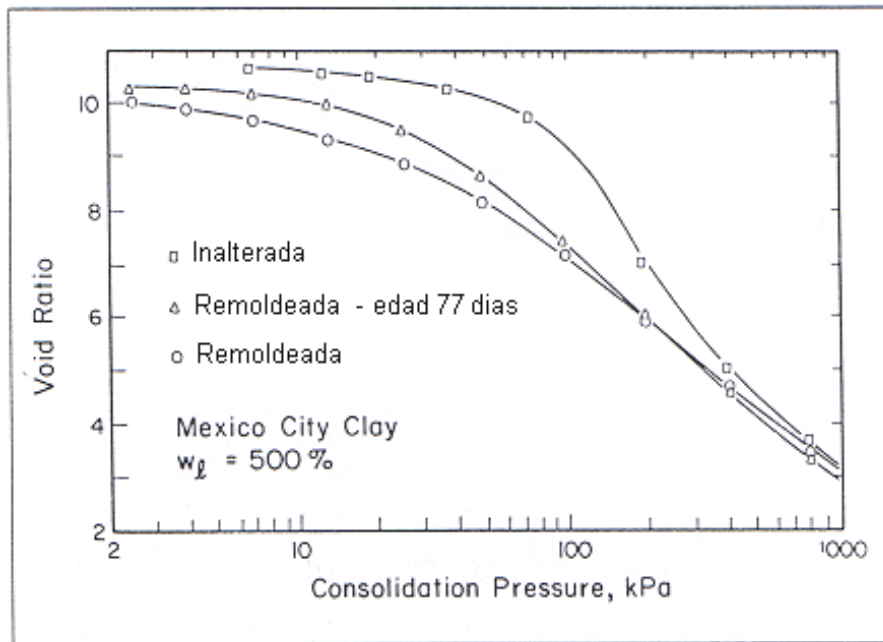


Figura 2.48 Endurecimiento tixotrópico no drenado de la arcilla de la Ciudad de México (Mesri, 1975).

Una arcilla completamente remoldeada de la Ciudad de México fue cuidadosamente colocada dentro de anillos de odómetro de acero inoxidable que fueron sellados y almacenados durante 77 días. Al final el resultado primario de la prueba $e-\log \sigma'_v$ efectuada al espécimen de envejecimiento remoldeado es comparado con aquellos especímenes inalterados y remoldeados, los resultados se presentan en la figura 2.48. El envejecimiento tixotrópico no drenado redujo la compresibilidad del suelo remoldeado y su comportamiento tendió hacia la arcilla inalterada. Los resultados de la prueba del odómetro en la Arcilla de la Ciudad de México después del envejecimiento tixotrópico no drenado son congruentes con la información de Zeevaert (1949) respecto a la resistencia al corte no drenado. Para la Arcilla de la Ciudad de México parece que el solo endurecimiento tixotrópico no drenado puede llevar a la arcilla remoldeada a una estructura natural inalterada.

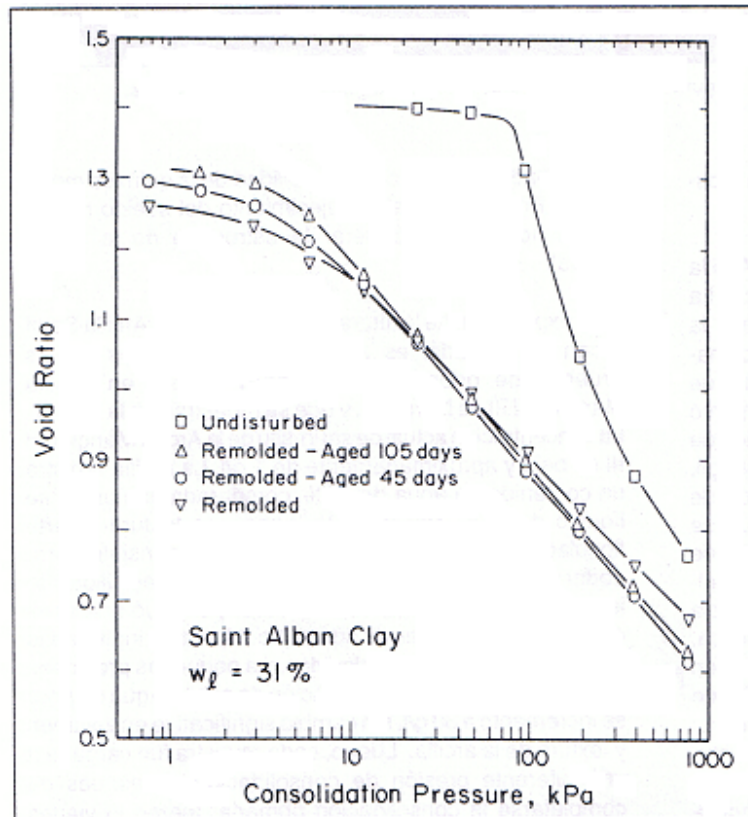


Figura 2.49 Efecto de endurecimiento tixotrópico no drenado de la arcilla Saint Alban (Choi,1982).

Una serie similar de pruebas en el odómetro fue preparadas para la arcilla Saint Alban, se presentan los resultados obtenidos en la figura 2.49, donde se observa el efecto de endurecimiento tixotrópico no drenado. En esta gráfica se observa que el endurecimiento tixotrópico no drenado no podría aumentar la presión de preconsolidación de la composición remoldeada de la Arcilla Saint Alban para alcanzar a la presión de preconsolidación de la arcilla natural inalterada, ya que necesita otros procesos químicos, que a continuación se comentan.

b) Alteración química

La razón es que durante su historia geológica, la arcilla Saint Alban ha sido sometida a alteración química. La actual composición de la arcilla Saint Alban no tiene la misma composición que la original la cual fue condicionada a presión de preconsolidación in-situ. La arcilla fue depositada en un medio ambiente marino y experimentó consolidación y envejecimiento con una concentración de sal en el agua de poro.

Después de que envejeció y desarrolló una presión de preconsolidación, la concentración de sal del agua de poro se redujo gradualmente, en parte como resultado de la filtración de agua fresca a través de la arcilla y principalmente a través de la difusión de sal fuera de la arcilla hacia los límites que estaban en contacto con el agua fresca. Debido a que este lixiviado de sal ocurrió a una presión efectiva de sobrecarga σ'_{v0} que fue menor a la presión de consolidación σ'_p , la estructura del suelo no sufrió un cambio significativo; de hecho, corresponde a la estructura floculada-agregada abierta que se desarrolló en la alta concentración de sal del ambiente marino. La curva e-log σ'_v , del suelo inalterado a una presión de consolidación que causa una pérdida total de estructura, refleja su química original. Sin embargo, la curva e-log σ'_v del suelo remodelado refleja la compresibilidad de la química modificada. Por lo tanto, el envejecimiento del suelo remodelado no puede recuperar la estructura de la arcilla natural.

Esta explicación de la alteración química en la Arcilla Saint Alban de Canadá, es apoyada por resultados de las pruebas de odómetro de Kenney (1966) en Arcillas Manglerud III de Noruega, figura 2.50. Muestras inalteradas de odómetro fueron establecidas, y a pequeñas presiones de consolidación, la concentración de sal del agua de poro se incrementó a 30 g/l, sin cambio significativo en volumen y textura de la arcilla. Luego, cada muestra fue cargada a una diferente presión de consolidación y después de completarse la consolidación primaria, fueron lixiviadas con objeto de reducir la concentración de sal a 1 g/l. Los especímenes que fueron lixiviados a presiones de consolidación menores a la presión de preconsolidación, sufrieron cambios muy pequeños en cuanto a compresión y estructura. Sin embargo, los especímenes que fueron lixiviados a presiones de consolidación mayores a σ'_p sufrieron una compresión significativa, definiendo una relación e-log σ'_v substancialmente por debajo y diferente de la curva e-log σ'_v de la arcilla inalterada. En resumen, la alteración química de algunas arcillas suaves tales como las del Este de Canadá y Noruega, ha cambiado la composición de estas arcillas. Debido a que la alteración química tuvo lugar después que estas arcillas envejecieron a través de endurecimiento tixotrópico, y posiblemente con cementante en los contactos entre partículas, la textura permaneció sin cambio y corresponde a su composición antes de la alteración química. Cuando estas arcillas pierden su estructura por consolidación más allá de la carga de preconsolidación σ'_p o en el caso extremo de remodelo, tienden a reflejar la compresibilidad de la composición existente. Debido a que el lixiviado reduce substancialmente el límite líquido de estas arcillas, se espera un cambio mayor en la estructura y por lo tanto mayor compresión en la transición de la condición inalterada a la condición remodelada.

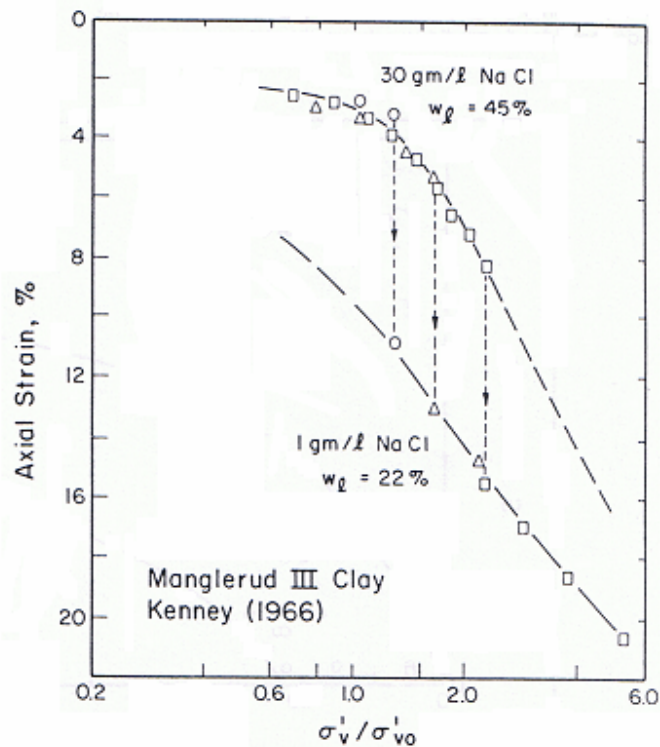


Figura 2.50 Efecto de lixiviado de sal durante la consolidación de la arcilla Manglerud III, Kenney (1966).

Comentario final del apartado

La adecuada preparación y modelado de las pruebas radica el aspecto más importante, puesto que no basta con realizar una sustitución de equipos o de instalación de aditamentos de mejor resolución para el registro de las mediciones en las pruebas, ya que por el hecho mismo del cambio tecnológico se debe hacer también el cambio ideológico, ya que las teorías en que se basan estas nuevas pruebas implican por sí mismas una visión diferente de la teoría de la consolidación unidimensional a corto y a largo plazo, con sus implicaciones que conlleva.

CAPÍTULO 3

MODELOS DE
COMPORTAMIENTO

3. MODELOS DE COMPORTAMIENTO

Los modelos de comportamiento tienen como finalidad el estudio e interpretación adecuada de los fenómenos relativos a las propiedades esfuerzo-deformación y los efectos del tiempo de los suelos, fundamentados en una teoría congruente.

Creemos que para evaluar un modelo como aceptable debe describir con precisión un amplio conjunto de observaciones en el laboratorio y en el campo, que contenga pocos parámetros arbitrarios, y que debe ser capaz de predecir realmente los resultados de observaciones futuras.

Para fines comparativos, se seleccionaron dos teorías “Viscosidad Intergranular” y “Principio de Proporcionalidad Natural”, correspondientes a los investigadores: Dr. Leonardo Zeevaert Wiechers y Dr. Eulalio Juárez Badillo, respectivamente; los cuales han estudiado y trabajado durante varias décadas con los suelos de la Ciudad de México; además, en sus predicciones, no es necesaria la medición de la presión de poro durante la prueba de consolidación y en sus fórmulas intervienen pocos parámetros.

En este capítulo se resumen las teorías antes mencionadas.

3.1 MODELO DE ZEEVAERT

Consideraciones Teóricas

La teoría está basada en dos modelos reológicos: el modelo de Terzaghi y el modelo desarrollado por Zeevaert (1951, 1985) llamado unidad (Z), ambos tratan de representar el comportamiento del suelo bajo condiciones de confinamiento, las hipótesis en que se basan son:

1.- El suelo está formado de dos estructuras con diferentes propiedades reológicas, una representa la estructura primaria y la otra representa la estructura secundaria (figura 3.1).

2.- La estructura primaria está constituida de granos finos que forman una estructura esquelética continua capaz de tomar esfuerzos efectivos: La deformación volumétrica de la estructura concebida, tiene la tendencia de disipar la presión de poro, de acuerdo con el modelo de Terzaghi, los grandes espacios de la estructura primaria están saturados con agua libre de aire, y la deformación volumétrica para un incremento de esfuerzos aplicado es solamente de naturaleza elastoplástica.

3.- La estructura secundaria está constituida por suelo muy fino y ultrafino, formando capas entre los granos más grandes y moviéndose continuamente a

través de ellos en su estructura primaria, la estructura secundaria, como ha sido visualizada, tiene poros que están llenos de agua de diferentes viscosidades, como aquellos que se suponen para la estructura primaria. Esta agua no ha sido drenada por los poros debido a la presión aplicada durante el proceso de consolidación; ya que la estructura secundaria está constituida principalmente de granos minerales, los desplazamientos relativos entre ellos están considerados que son un fenómeno de características altamente viscosas debido al agua adsorbida alrededor de los granos minerales.

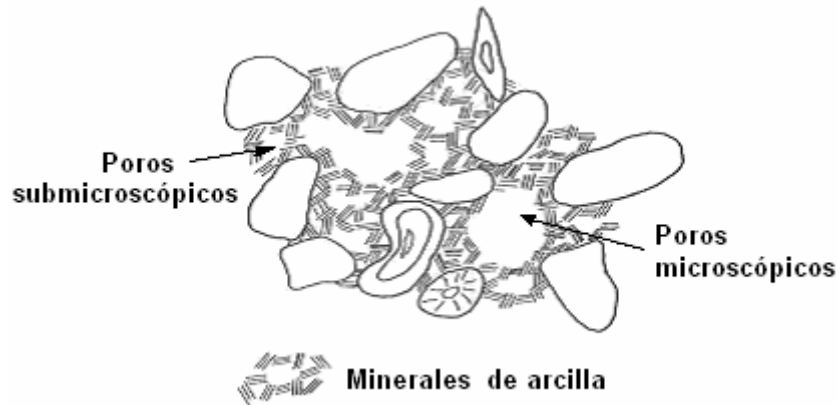


Figura 3.1 Estructura de la arcilla

Modelo Reológico

Al someter el suelo a un incremento de carga unitaria Δp se origina un cambio volumétrico total $\Delta \epsilon_v$, por lo que supone que el cambio total por el efecto de la compresión es la suma de las deformaciones volumétricas primaria $\Delta \epsilon_{v1}$ y secundaria. $\Delta \epsilon_{v2}$.

$$\Delta \epsilon_v = \Delta \epsilon_{v1} + \Delta \epsilon_{v2} \tag{3.1}$$

Dichos cambios volumétricos son retardados por el fenómeno hidrodinámico de la consolidación. Para el análisis del fenómeno se utilizan la unidad Kelvin y la unidad Z en serie, como se muestra en la figura 3.2.

La consolidación primaria se analiza por medio de la unidad Kelvin, que es equivalente al modelo de Terzaghi, contiene un elemento resistente en paralelo con un amortiguador (elemento de Newton); de fluidez lineal (ϕ_1) simulando la fluidez del agua de poro en la estructura primaria y el elemento resistente cuenta con una compresibilidad (α_1). La compresión de este modelo tiende a ser finita.

La consolidación secundaria se analiza con un modelo propuesto por el autor

denominado unidad Z, está formada de un elemento altamente viscoso no lineal, que incrementa su viscosidad con el tiempo al estar conectado en paralelo con un amortiguador de fluidez lineal (ϕ_2). El elemento altamente viscoso representa la compresión de los granos minerales de arcilla al momento de aplicarse esfuerzos sobre ellos. El amortiguador representa el retardo hidrodinámico de las deformaciones volumétricas ($\Delta\varepsilon_{v2}$) debidos a la fluidez lineal (ϕ_2), del agua en los pequeños poros de la estructura secundaria. La fluidez no lineal varía en el tiempo (t), es: $\frac{a}{b+t}$ siendo "a" y "b" dos constantes que se determinan experimentalmente

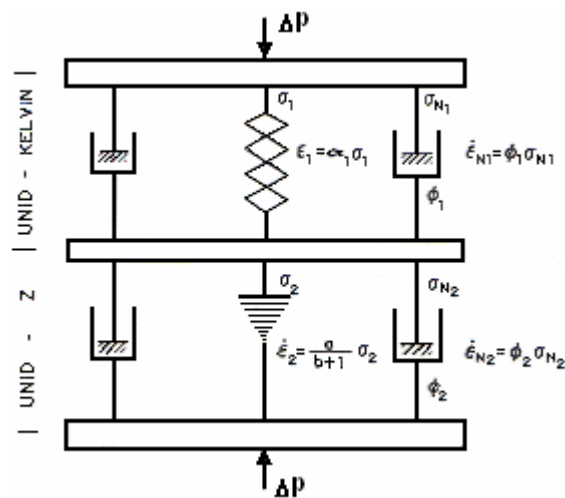


Figura. 3.2 Modelo Reológico de Zeevaert

La acción de estas dos unidades requiere que la presión en el amortiguador de la unidad Z, siempre sea grande o igual a la presión en el amortiguador de la unidad Kelvin, en orden de que el agua en las capas de arcilla en la estructura secundaria pueda fluir a las superficies de drenaje durante la compresión primaria. Los dos modelos son analizados separadamente, basados en el trabajo de las hipótesis descritas.

Para la unidad Kelvin se establecen las condiciones siguientes de equilibrio: Bajo la aplicación de un incremento de esfuerzo sostenido (Δp)

$$\Delta p = \Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_{N1} \tag{3.2}$$

Para las deformaciones volumétricas:

$$\Delta \varepsilon_{v1} = \Delta \varepsilon_1 = \Delta \varepsilon_{N1} \tag{3.3}$$

Condiciones esfuerzo- deformación del elemento resistente:

$$\Delta \varepsilon_1 = \alpha_1 \Delta \sigma_1 \tag{3.4}$$

donde α_1 representa el módulo secante de deformación del comportamiento esfuerzo-deformación.

Para el amortiguador consideramos el líquido con propiedades establecidas por Newton, con la constante de fluido (ϕ_1)

$$\Delta \varepsilon_{N_1} = \phi_1 \Delta \sigma_{N_1} \quad (3.5)$$

De esta ecuación se puede obtener la ecuación diferencial del fenómeno primario:

$$\Delta \varepsilon_{V_1} + \frac{\phi_1}{\alpha_1} \Delta \varepsilon_{V_1} = \phi_1 \Delta p \quad (3.5.A)$$

Integrando la ecuación se obtiene:

$$\Delta \varepsilon_{V_1} = \alpha_1 \Delta p (1 - e^{-\phi_1 t / \alpha_1}) \quad (3.6)$$

Cuando se considera un número alto de unidades se puede escribir:

$$\Delta \varepsilon_{V_1} = \alpha_1 \Delta p (1 - \sum \frac{\alpha_1}{\alpha} e^{-\phi_1 t / \alpha_1}) \quad (3.7)$$

En donde $\sum \alpha_1 = \alpha$ representa la compresibilidad del suelo

Por otra parte el porcentaje del grado de consolidación de la teoría de Terzaghi dice:

$$\Delta \varepsilon_{V_1} = m_v \Delta p (1 - \sum \frac{2}{M} e^{-MT_v}) \quad (3.8)$$

En donde $T_v = c_v t / H^2$ es el factor tiempo primario, y $M = (2 m - 1)^2 \pi^2 / 4$. Cuando comparamos las ecuaciones (3.7) y (3.8) se obtiene:

$$\alpha = m_v \frac{\alpha_1}{\alpha} = \frac{2}{M}, \text{ y } \frac{\phi_1}{\alpha_1} = M \frac{c_v}{H^2} \quad (3.9)$$

Las ecuaciones (3.7) y (3.8) representan el mismo fenómeno y se correlacionan con la ecuación (3.9) por lo que se puede escribir para la deformación volumétrica de la estructura primaria:

$$\Delta \varepsilon_{V_1} = (m_v \Delta p) F(T_v) \quad (3.10)$$

En donde $F(T_v)$ es la misma función de retardo del tiempo de la deformación para el proceso hidrodinámico de consolidación que propuso Terzaghi.

La Unidad Z

La unidad Z queda constituida por dos elementos en paralelo a semejanza del modelo de Kelvin, esto es, un Newtoniano de fluidez no lineal que representa la fluidez intergranular que disminuye con el tiempo, y otro que representa un amortiguador Newtoniano de fluidez lineal, ϕ_2 el cual retarda la deformación volumétrica unitaria de la estructura secundaria.

Se establecen las siguientes condiciones para el equilibrio de los elementos

$$\Delta p = \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_{N2} \quad (3.11)$$

Las deformaciones volumétricas

$$\Delta \varepsilon_{v2} = \Delta \varepsilon_2 = \Delta \varepsilon_{N2} \quad (3.12)$$

Las relaciones esfuerzo deformación de los elementos Newtonianos con los de fluidez lineal y no lineal respectivamente son:

$$\begin{aligned} \Delta \dot{\varepsilon}_{v2} &= \frac{a}{b + t} \Delta \sigma_2 \\ \Delta \dot{\varepsilon}_{N2} &= \phi_2 \Delta \sigma_{N2} \end{aligned} \quad (3.13)$$

En las ecuaciones (3.13); a , b , y ϕ_2 son parámetros constantes y (t) es el tiempo, Combinando las ecuaciones mencionadas se obtiene la ecuación diferencial para la unidad Z:

$$\Delta \dot{\varepsilon}_{v2} = \frac{a}{b + a/\phi_2 + t} \Delta p \quad (3.14)$$

Bajo un incremento de esfuerzo sostenido y después de integrar la ecuación (3.14) se tiene:

$$\Delta \varepsilon_{v2} = a \Delta P \ln \frac{b + a/\phi_2 + t}{b + a/\phi_2} \quad (3.15)$$

Por otra parte; la presión tomada por el fluido en el amortiguador

$$\Delta\sigma_{N2} = \frac{1}{\phi_2} \Delta\varepsilon_{v2} \quad (3.15.a)$$

Por lo que.

$$\Delta\sigma_{N2} = \frac{a/\phi_2}{b + a/\phi_2 + t} \Delta p \quad (3.16)$$

Para $t = 0$, $\Delta\sigma_{N2} = \Delta p$, obteniendo $b = 0$ y

$$\Delta\varepsilon_{v2} = 2.31 a \Delta p \log\left(1 + \frac{\phi_2}{a} t\right) \quad (3.17)$$

Considerando la suma de todas las unidades Z se puede escribir la ecuación anterior de la siguiente forma

$$\Delta\varepsilon_{v2} = 2.31 \bar{a} \Delta p \log\left\{1 + \frac{\bar{\phi}_2}{\bar{a}} \frac{\alpha}{\phi_1} \left(\frac{\phi_1}{\alpha} t\right)\right\} \quad (3.18)$$

De la correlación Terzaghi – Kelvin se obtiene:

$$\alpha = m_v \text{ además } \frac{\phi_1}{\alpha} = 2 c_v / H^2 \quad (3.18.a)$$

y llamando $2.31\bar{a} = m_t$ y sustituyendo en la ecuación (3.18) se obtiene

$$\Delta\varepsilon_{v2} = m_t \Delta p \log\left\{1 + 4.61 \frac{m_v}{m_t} \frac{\bar{\phi}_2}{\phi_1} (c_v t / H^2)\right\} \quad (3.18b)$$

En donde $c_v t / H^2 = T_v$ es el factor tiempo primario de Terzaghi, y llamando $m_t/m_v = \beta$, entonces

$$\Delta\varepsilon_{v2} = m_t \Delta p \log\left\{1 + \frac{4.61}{\beta} \frac{\bar{\phi}_2}{\phi_1} T_v\right\} \quad (3.19)$$

La ecuación (3.19) representa la deformación volumétrica debido al fenómeno de la viscosidad intergranular. Considerando β , $\bar{\phi}_2$ y ϕ_1 valores constantes, en porcentaje para un nivel de esfuerzos específico $(p + \Delta p/2)$ y llamamos:

$$\frac{4.61}{\beta} \frac{\bar{\phi}_2}{\phi_1} = \xi \quad (3.20)$$

El valor de ξ es un parámetro adimensional, y se puede determinar de las curvas de consolidación obtenidas de la prueba. Si $c_v \xi / H^2 = 1/\tau$ que es el inverso de un tiempo, que representa el tiempo de relajamiento de la compresión secundaria, así que:

$$\xi = \frac{H^2}{\tau c_v} \quad (3.20.a)$$

La ecuación (3.19) también se puede escribir

$$\Delta \varepsilon_{v2} = m_t \log (1 + t/\tau) \Delta p \quad (3.20.b)$$

De acuerdo a la ecuación (3.1)

$$\begin{aligned} \frac{\Delta \varepsilon_v}{m_v \Delta p} &= \Omega \\ \Omega &= F(T_v) + \beta \log (1 + \xi T_v) \end{aligned} \quad (3.21)$$

Esta última ecuación representa el comportamiento de la deformación volumétrica - tiempo, en el caso de la prueba de consolidación bajo condiciones aproximadamente similares de restricción lateral en el campo. Sin embargo, cuando esta condición no se encuentra en la prueba triaxial o en el campo para pequeñas áreas cargadas en comparación con el espesor del estrato, entonces deberemos agregar a la ecuación (3.21) un término de tiempo representando un flujo viscoso estable.

La configuración Ω de las curvas teóricas de consolidación expresadas por la ecuación adimensional (3.21) para diferentes valores de ξ se muestran en la figura 3.3, para un valor de $\beta = 0.6$. Curvas similares pueden ser obtenidas para otros valores de β . Podemos notar de ellas un valor límite de ξ para el cuál las curvas muestran un comportamiento logarítmico recto, después del quiebre en la curva de consolidación. Lo anterior ocurre cuando $\phi_1 = \phi_2$ de donde resulta un valor teórico de $\xi = 5$, cuya expresión quedaría:

$$\Omega = F(T_v) + \beta \log (1 + 5T_v) \quad (3.22)$$

Hay que notar, en la figura 3.3, que el fenómeno de la viscosidad intergranular es menos importante durante la compresión primaria para valores de $\xi < 5$. Sin embargo, después de que la compresión cuál ha tenido lugar, este fenómeno se hace más evidente a largo plazo cuando el valor de ξ se reduce.

Para poder visualizar mas adelante la configuración de las curvas de consolidación, encontramos curvas graficadas con $\xi = 0.5$ para diferentes valores de β en la figura 3.4, donde el fenómeno de la viscosidad intergranular puede ser realmente reconocido después de que el efecto de la consolidación primaria ha concluido.

Nótese que para $\beta = 0$, esto es $m_t = 0$, no existe la compresión secundaria, y por tanto, la curva límite sería la correspondiente a $F(T_v)$. A medida que β crece para cualquier valor fijo de ξ , la curva límite de viscosidad intergranular tiende a ser una línea recta en escala semilogarítmica e inmediatamente después del quiebre de dicha curva.

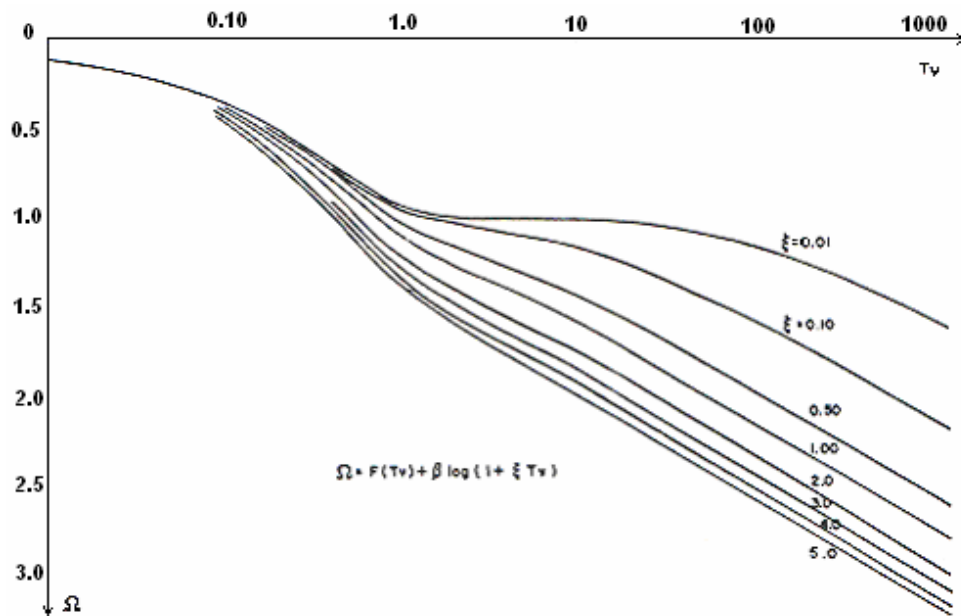


Figura 3.3 Curvas teóricas de consolidación para $\beta = 0.6$

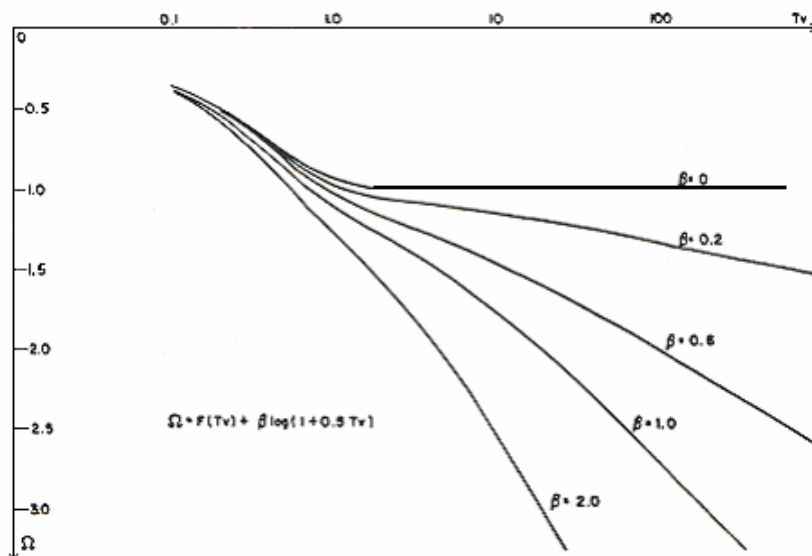


Figura 3.4 Curvas teóricas de consolidación para $\xi = 0.5$

Los parámetros m_v , c_v , β y ξ son funciones del nivel de esfuerzo sobre el cual se aplica un incremento Δp de carga unitaria que produce el fenómeno de consolidación y pueden ser determinados de la prueba del odómetro. Los parámetros que se citan tienen el siguiente significado.

- m_v coeficiente de compresibilidad volumétrica unitario para la consolidación primaria
- c_v coeficiente de consolidación del fenómeno primario
- β factor que mide la magnitud relativa del fenómeno viscoso intergranular
- ξ factor adimensional que modifica el valor de $T_v = c_v t / H^2$ en el fenómeno viscoso intergranular

Curvas de consolidación

Una curva típica de compresibilidad se muestra en la figura 3.5, la cual está graficada en escala logarítmica. La parte recta de la curva representa la compresión del suelo hasta el punto σ_b donde se presenta un cambio notable de pendiente, al cual se refiere Zeevaert como el esfuerzo crítico. En este nivel de esfuerzos la estructura del suelo sufre un colapso seguido por un nuevo comportamiento estructural, el esfuerzo crítico σ_b está usualmente se localiza en la parte derecha del esfuerzo efectivo σ_o por lo cual muestra características típicas de un suelo preconsolidado. Zeevaert ha encontrado que en lugares donde la reducción de los niveles piezométricos del agua han incrementado el esfuerzo efectivo, se observa un incremento del esfuerzo crítico, siendo siempre mayor que el esfuerzo efectivo.

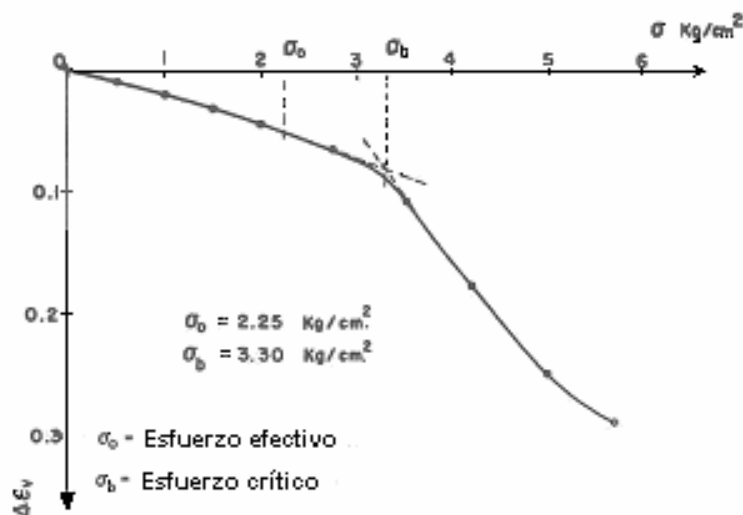


Figura 3.5 curva de compresibilidad

La típica configuración de las curvas de consolidación obtenidas en la prueba de consolidación estándar (STD) muestra las siguientes características:

Para niveles de esfuerzo pequeños en recompresión, las curvas de consolidación toman la configuración mostrada en la figura 3.6 y nos referiremos a ellas como (Curvas Tipo I).

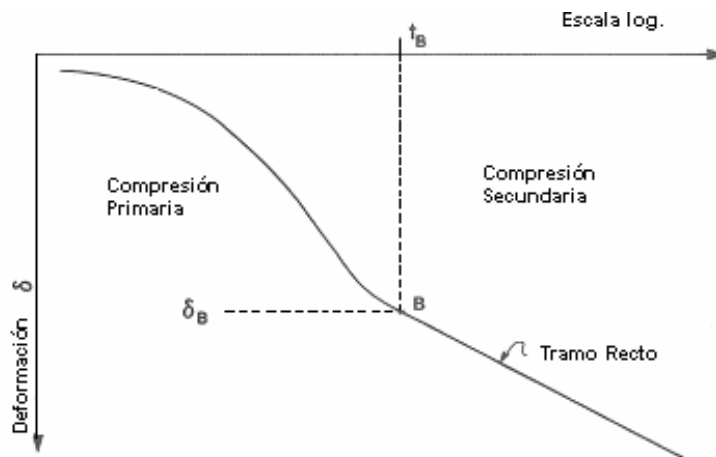


Figura 3.6 Curva de consolidación Tipo I a un nivel de esfuerzos pequeño

Para niveles de esfuerzo grandes en el tramo de recompresión de la curva de compresibilidad y cerca del esfuerzo efectivo σ_b , la configuración de las curvas de consolidación es como se muestra en la figura 3.7.

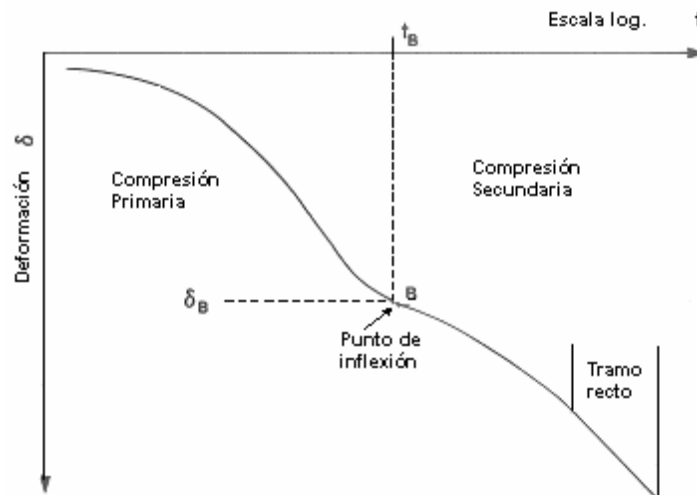


Figura 3.7 Curva de consolidación tipo II antes del esfuerzo

La compresión secundaria o viscosidad intergranular, se hace más evidente y tiene una configuración convexa después de que la compresión primaria se ha desarrollado totalmente, llamaremos a esta configuración Curva Tipo II.

Para niveles de esfuerzo cercanos al esfuerzo crítico, la configuración de la curva de consolidación no muestra el punto de cambio entre las dos etapas de consolidación como se muestra en la figura 3.8, (Curva Tipo III).

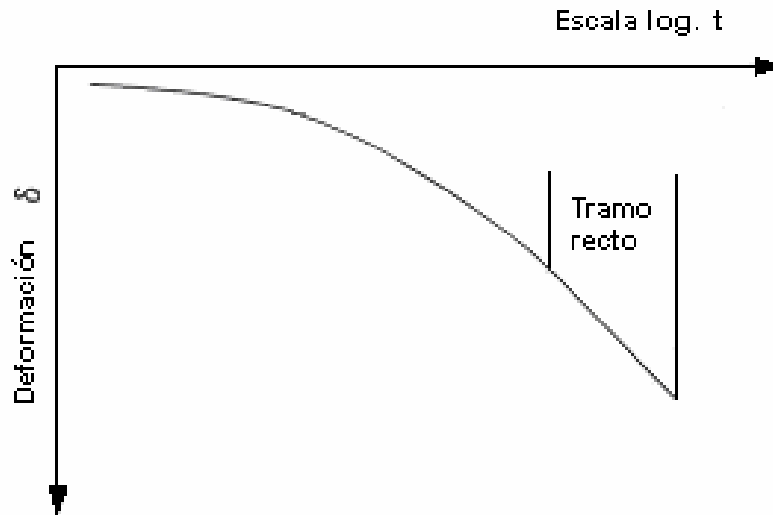


Figura 3.8 curva de consolidación tipo III en la zona del esfuerzo crítico

Después del esfuerzo crítico, se genera una nueva estructura en la arcilla la cual tiene lugar bajo las condiciones de confinamiento, dando lugar a una Curva Tipo IV. Figura 3.9.

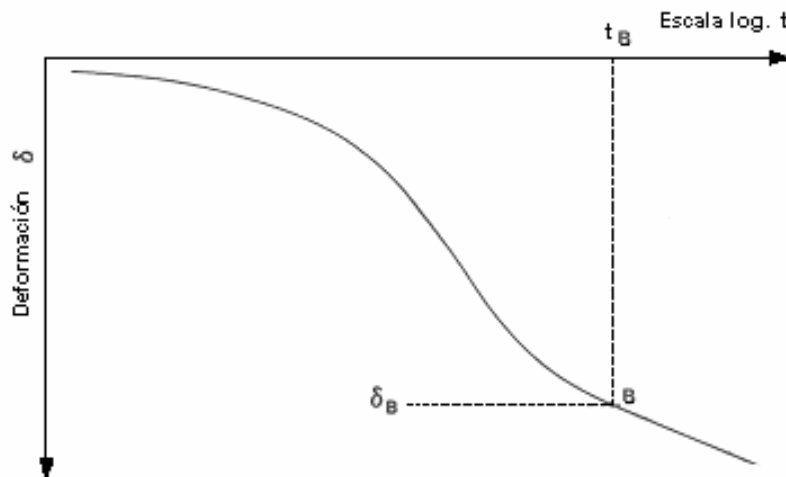


Figura 3.9 Curva de consolidación Tipo IV después del esfuerzo crítico

MÉTODO DE AJUSTE PARA LA DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS

La deformación volumétrica, $\Delta\varepsilon_v$ para un incremento de esfuerzo vertical constante, se calcula con la siguiente expresión:

$$\Delta\varepsilon_v = m_v \Delta\sigma_v [F(T_v) + \beta \log(1 + \xi T_v)] \tag{3.23}$$

Para el ajuste de las curvas de consolidación es necesario definir las componentes primaria y secundaria, por ejemplo en las figuras 3.10 y 3.11 se presentan las curvas tipo I y II respectivamente, donde se puede visualizar las configuraciones convencionales con un punto de inflexión. El método de ajuste consiste en determinar los parámetros siguientes:

- $\delta_{0\%}$ Ordenada en el origen de la curva de consolidación.
- t_B y δ_B Punto donde termina la consolidación primaria y continua la secundaria
- t_F y δ_F Punto más alejado de la zona donde termina la consolidación primaria, sobre el tramo recto (en escala semilogarítmica) de la consolidación secundaria
- t_{50} y δ_{50} Punto para el 50% de consolidación primaria.
- C_t Pendiente del tramo recto (en escala semilogarítmica) de la consolidación secundaria

Curva tipo I

En términos de δ contra t la ecuación teórica para las curvas de consolidación puede ser escrita de acuerdo a la ecuación (3.22) como

$$\delta = \delta_v F(T_v) + C_t \log(1 + 5T_v) \tag{3.24}$$

En donde δ_v , C_t y el coeficiente de consolidación c_v están determinados para cualquier nivel de esfuerzos e incremento de presión Δp .

Para explicar el método de ajuste, se usa una curva tipo I de consolidación típica de laboratorio. Primero se determina el valor de C_t (pendiente del tramo recto). seleccionando dos puntos, se sugieren los puntos limitados por un ciclo logarítmico, figura 3.10, se tiene que:

$$C_t = \frac{\delta_2 - \delta_1}{\log(t_2/t_1)} \tag{3.25}$$

Tomando un ciclo en la escala logarítmica $\log(t_2/t_1) = 1$ se obtiene; $C_t = \delta_2 - \delta_1$.

El valor de δ_v está determinado, al seleccionar en la curva de consolidación el punto B inmediatamente después del quiebre con coordenadas (δ_B, t_B) ; asumiendo que $F(T_v) \approx 1$ y $T_v = 2$ como se muestra en la figura 3.10, entonces sustituimos en la expresión (3.24):

$$\delta_B = \delta_v + C_t \log(1 + 5 * 2) \tag{3.26}$$

quedando:

$$\delta_v = \delta_B - 1.04 C_t \tag{3.27}$$

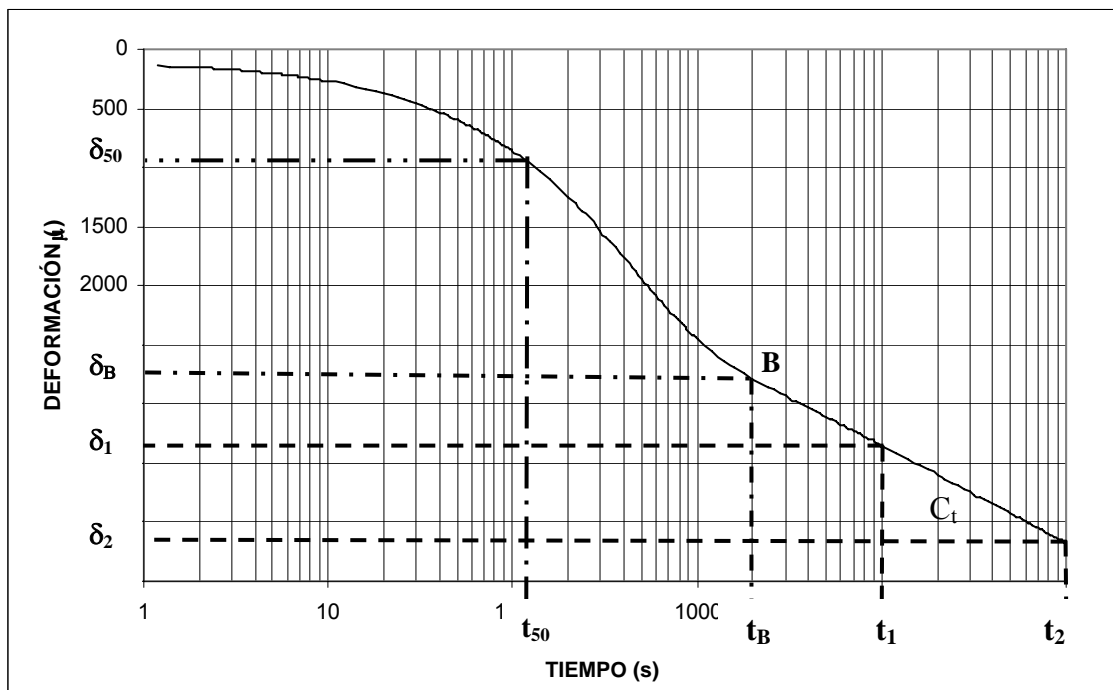


Figura 3.10 Parámetros de ajuste para la curva de consolidación tipo I

El coeficiente de consolidación c_v se determina de la intersección con la curva de compresión primaria en $\delta_v/2$ para $T_v = 0.2$ de la ecuación (3.24)

$$\delta_{50} = \delta_v / 2 + 0.3 C_t \tag{3.27}$$

Se lee en el tiempo t_{50} en la curva para δ_{50} y se calcula el coeficiente de consolidación

$$c_v = \frac{0.2 H^2}{t_{50}} \quad (3.28)$$

En donde (2H) es el espesor de espécimen con la carga unitaria aplicada Δp , los parámetros de la ecuación (3.24) para el nivel medio del esfuerzo son:

$$m_v = \frac{\delta_v}{2H \Delta\sigma} \quad (3.29)$$

$$m_t = \frac{C_t}{2H \Delta\sigma} \quad (3.30)$$

$$\beta = \frac{m_t}{m_v} \quad (3.31)$$

Curva tipo II

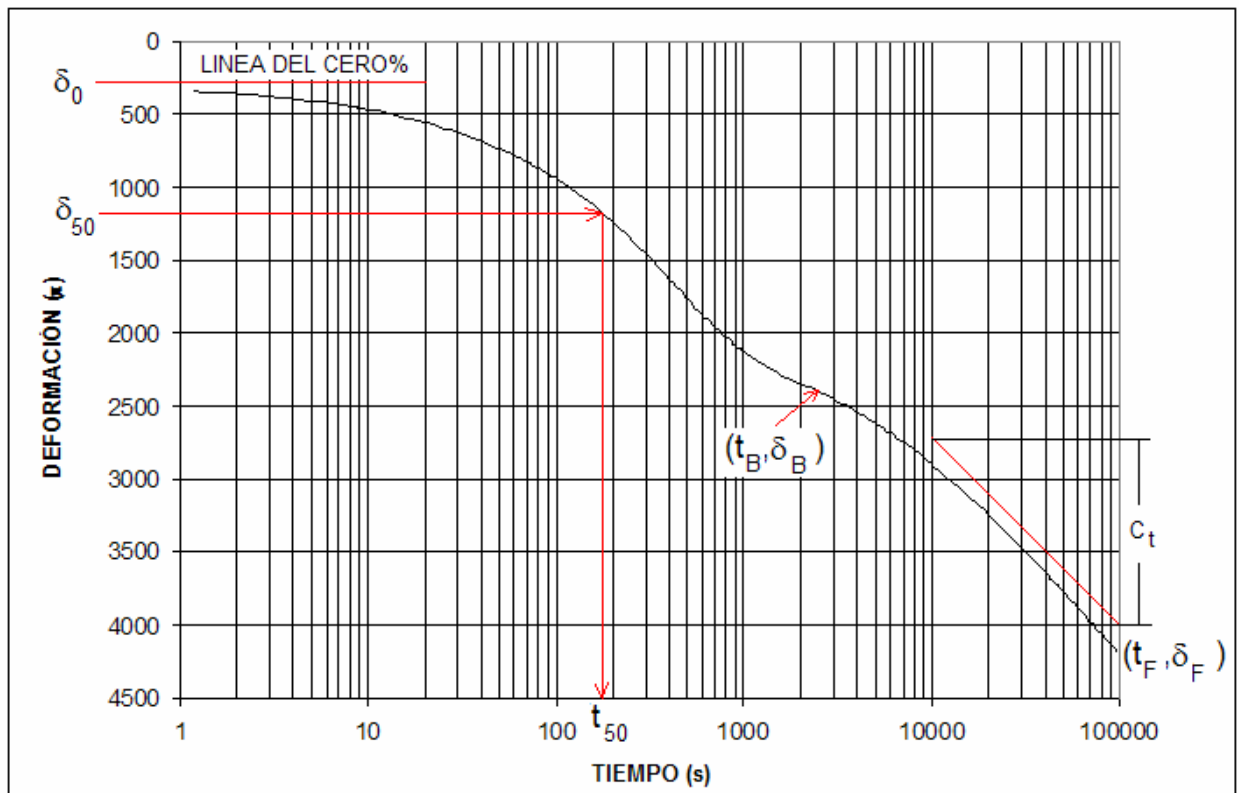


Figura 3.11 Curva de consolidación tipo II y parámetros de ajuste

Para el ajuste de los puntos experimentales se deben proponer valores iniciales de los parámetros de ajuste y graficar la curva teórica correspondiente, cuya ecuación es:

$$\delta = 2\left(\frac{1}{2}\delta_v - \delta_o\right)F(T_v) + C_t \text{Log}(1 + \xi T_v) + \delta_o \quad (3.32)$$

Donde:

$$\frac{1}{2}\delta_v = \frac{1}{2}(\delta_B - \delta_o) + C_t \text{Log}\left(1 + \frac{t_B}{\tau}\right) + \delta_o \quad (3.33)$$

Siendo:

$$\tau = \frac{e^a t_F - t_B}{1 - e^a} \quad (3.34)$$

Con:

$$a = \frac{2.3(\delta_B - \delta_F)}{C_t} \quad (3.35)$$

Y

$$\xi = \left(\frac{H_i}{2}\right)^2 c_v \tau \quad (3.36)$$

Siendo H_i la longitud efectiva de drenaje de la probeta antes de aplicar el incremento de esfuerzo y:

$$c_v = \frac{0.2\left(\frac{H_i}{2}\right)^2}{t_{50}} \quad (3.37)$$

Una vez encontrado el mejor ajuste, por corrección de los valores inicialmente propuestos, los parámetros de consolidación se calculan como:

$$m_v = \frac{2\left(\frac{1}{2}\delta_v - \delta_o\right)}{H_i \Delta\sigma_v} \quad (3.38)$$

Y:

$$\beta = \frac{C_t}{m_v H_i \Delta\sigma_v} \quad (3.39)$$

Donde $\Delta\sigma_v$ es el incremento de esfuerzo vertical.

Los valores de c_v y ξ son los obtenidos anteriormente por el método de ajuste.

Comentario. El modelo de Zeevaert se basa en la teoría de viscosidad intergranular en los suelos finos saturados, es una de las más aceptadas, en base a que Zeevaert ha desarrollado parte de su investigación en las arcillas de la Ciudad de México; además, debe destacarse que el modelo es capaz de ofrecer el comportamiento del suelo para todas las condiciones de esfuerzo-deformación.

Se identifican los parámetros de ajuste del modelo por medio de los resultados de las pruebas de laboratorio, sin la necesidad de realizar mediciones de presión de poro. El ajuste se realiza mediante algoritmos e iteraciones relativamente sencillas y se verifica gráficamente.

El modelo reológico representa con una muy buena aproximación el comportamiento físico, por que se involucra las deformaciones ocurridas tanto por consolidación primaria y secundaria, las cuales ocurren desde el inicio.

3.2 MODELO DE JUÁREZ BADILLO

Juárez Badillo (1975, 1981) mediante su principio de proporcionalidad natural, describe, a través de algunas ecuaciones, la compresibilidad de suelos finos y su evolución en el tiempo.

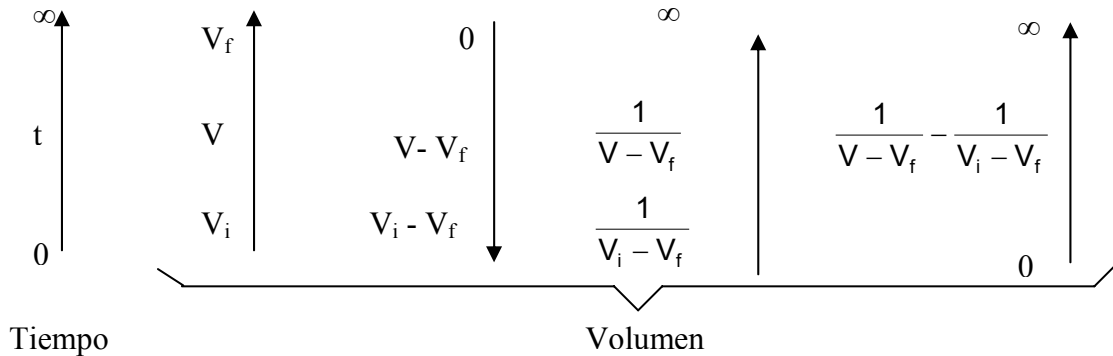


Figura 3.18 Esquema para la obtención de la función f(V).

La principal hipótesis en la cual se basa la teoría es la siguiente: la ecuación que relaciona los cambios de volumen en el tiempo depende de un parámetro adimensional, independientemente de puntos críticos, que satisface las condiciones de frontera; es decir, para un tiempo inicial, el suelo tiene un volumen inicial conocido y para un tiempo infinito, el suelo llega a un volumen final (figura 3.18). El autor postula que:

- El dominio del tiempo es completo; es decir, de 0 a ∞
- El dominio del volumen es incompleto; es decir, de un volumen inicial a uno final (Vi a Vf). Se requiere una función, denominada f(V), para la cual f(V) = 0 si t = 0, y f(V) = Vf cuando t = ∞. En la figura 3.18 se muestra de manera esquemática el razonamiento para la obtención de esta función, la cual resulta ser:

$$f(V) = \frac{1}{V - V_f} - \frac{1}{V_i - V_f} \tag{3.40}$$

relación entre el tiempo y f(V) es:

$$\frac{df(V)}{f(V)} = \delta \frac{dt}{t} \tag{3.41}$$

donde δ es un parámetro de proporcionalidad, adimensional, llamado coeficiente de viscosidad volumétrica.

Como V1 es un volumen conocido para un t = t1, se integra la ecuación (3.41) entre los límites (t1, V1) y (t, V), tenemos:

$$\ln f(V) \Big|_{V_1}^V = \delta \ln t \Big|_{t_1}^t \tag{3.42}$$

por lo tanto:

$$\frac{f(V)}{f(V)_1} = \left(\frac{t}{t_1} \right)^\delta \quad (3.43)$$

Introduciendo (3.41) en (3.43) se tiene:

$$\frac{\frac{1}{V - V_f} - \frac{1}{V_i - V_f}}{\frac{1}{V_1 - V_f} - \frac{1}{V_i - V_f}} = \left(\frac{t}{t_1} \right)^\delta \quad (3.44)$$

Multiplicando el numerador y denominador del primer término por $(V_i - V_f)$

$$\frac{V_i - V_f}{V - V_f} = 1 + \left(\frac{V_i - V_f}{V_1 - V_f} - 1 \right) \left(\frac{t}{t_1} \right)^\delta \quad (3.45)$$

haciendo cambio de variable:

$$V_i - V = \Delta V = X \quad (3.46)$$

$$V_i - V_f = (\Delta V)_T = X_T \quad (3.47)$$

Donde X y X_T son el cambio volumétrico, para tiempo t y para $t = \infty$, respectivamente, la ecuación (3.45) quedaría.

$$\frac{X_T}{X_T - X} = 1 + \left(\frac{X_T}{X_T - X_1} - 1 \right) \left(\frac{t}{t_1} \right)^\delta \quad (3.48)$$

quedando

$$\frac{X_T}{X} = 1 + \left(\frac{X_T}{X_1} - 1 \right) \left(\frac{t_1}{t} \right)^\delta \quad (3.49)$$

Definiendo el grado de compresión $U = \frac{X}{X_T}$

Entonces la ecuación (3.49) se puede escribir de la siguiente manera:

$$\frac{1}{U} = 1 + \left(\frac{1}{U_1} - 1 \right) \left(\frac{t_1}{t} \right)^\delta \quad (3.50)$$

y si t^* es el tiempo para el cual $U_1 = 0.5$, la ecuación (3.49) queda como:

$$\frac{1}{U} = 1 + \left(\frac{t^*}{t} \right)^\delta \quad (3.51)$$

Esta ecuación permite modelar el fenómeno

En la práctica, la determinación de los parámetros involucrados (δ , t^*) depende del tipo de datos experimentales.

Según Juárez Badillo, todas las curvas de consolidación están compuestas de tres partes, la primera con concavidad negativa, otra aproximadamente lineal seguida de una tercera parte con concavidad positiva. Cada una de ellas representa una tercera parte “a”, del asentamiento total que sufrirá el estrato de suelo durante el proceso de consolidación.

Usando un gráfico semilogarítmico, la curva de consolidación se puede dividir en tres partes, una curva (c), una recta (r) y nuevamente curva (c). Se denominará a las curvas experimentales con las tres porciones (crc) ; con dos tercios, (cr) o (rc).

Considérese que se cuenta con datos del tipo (cr) : (t_r , X_r) corresponden a un punto inicial, (t_1 , X_1) a un punto intermedio, y (t_2 , X_2) a un punto final. Los últimos dos puntos deben estar localizados en las zonas inicial y final de la porción recta, respectivamente.

1) Suponer un valor para X_T como sigue: encontrar el valor al inicio de la porción recta $X = a$; entonces $X_T = 3 a$.

2) Calcular δ con los puntos 1, 2, utilizando la ecuación (3.49), pero en términos de grado de compresión (X):

$$\delta = \frac{\log \left[\frac{X_2 \left(\frac{X_T - X_1}{X_T - X_2} \right)}{X_1 \left(\frac{X_T - X_1}{X_T - X_2} \right)} \right]}{\log \frac{t_2}{t_1}} \quad (3.52)$$

3) Verificar el valor de X_T :

$$\frac{X_T}{X_r} = 1 + \left(\frac{X_T}{X_1} - 1 \right) \left(\frac{t_1}{t_r} \right)^\delta \quad (3.53)$$

4) Repetir los pasos 1 a 3, en caso de que la ecuación (3.53) no sea satisfecha, cambiando el valor de X_T (con un valor mayor de X_T , se obtiene un mayor valor de X_r calculado).

5) Calcular el tiempo característico con el punto 2:

$$\frac{t^*}{t_2} = \frac{X_T - X_2}{X_2} \quad (3.54)$$

6) Los valores obtenidos de X_T , d , t^* pueden ser usados en la ecuación (3.51), o bien, en términos de cambio de volumen o de cambio de altura (preferible en consolidación unidimensional):

$$V = V_i - \Delta V = V_i - \frac{(\Delta V)_T}{1 + \left(\frac{t^*}{t}\right)^\delta} \quad (3.55)$$

$$H = H_i - \Delta H = H_i - \frac{(\Delta H)_T}{1 + \left(\frac{t^*}{t}\right)^\delta} \quad (3.56)$$

Para los casos en los que se cuente con otro tipo de datos experimentales (por ejemplo, curvas (rc), (crc), etc.), el procedimiento es similar, Juárez Badillo (1985).

La ecuación de la consolidación (3.51), es una ecuación que describe el cambio de volumen de un suelo con el tiempo cuando éste está sujeto a una cierta presión. La ecuación involucra a dos parámetros, el coeficiente de viscosidad volumétrica δ que relaciona con la forma de la curva de tiempo, y el tiempo característico t^* que se relaciona con la rapidez del fenómeno.

El coeficiente de fluidez depende del tipo de suelo, pero aún no existe una expresión mediante la cual pueda determinarse directamente. Juárez Badillo, mediante datos históricos de hundimientos en diferentes sitios de la ciudad de México, ha encontrado que el valor de δ para las arcillas del valle de México es aproximadamente igual a 1. Sin embargo, al realizar pruebas de laboratorio de estos mismos suelos se ha encontrado que δ es variable.

Se ha observado que es gran utilidad qué en la predicción de asentamientos a largo plazo, cuando se conoce una o dos de las partes de la curva de asentamiento vs. tiempo, pues es posible con estos datos determinar el valor de δ y a .

Comentario: Juárez Badillo plantea que, debido a la idea generalizada de dividir a la consolidación en primaria y secundaria se parte de un error; por ello propone, para el estudio de la consolidación unidimensional de los suelos finos saturados, una ecuación general que unifica la división que se hace entre deformaciones instantáneas y el “retraso” o “compresión secundaria”.

PRUEBAS DE CONSOLIDACIÓN A LARGO PLAZO

Con objeto de señalar la importancia de la consolidación secundaria, a continuación se presentarán resultados obtenidos en el laboratorio por medio de ensayos de consolidación convencionales. La mayor parte de esta información se refiere a suelos blandos, arcillas de origen lacustre.

En 1980, Dhowian y Edil, realizaron investigaciones sobre la deformación de las turbas de "Middleton" y "Portage", cuyos contenidos de agua naturales fueron del 550% y 600% respectivamente. Los resultados obtenidos de la prueba de consolidación se presentan en la figura 3.12. La carga aplicada se mantuvo durante 15 días para la turba de Middleton y 4 días para la turba de Portage.

En estos resultados se observa que la deformación por consolidación secundaria es mayor que la deformación por consolidación primaria, para ambas pruebas.

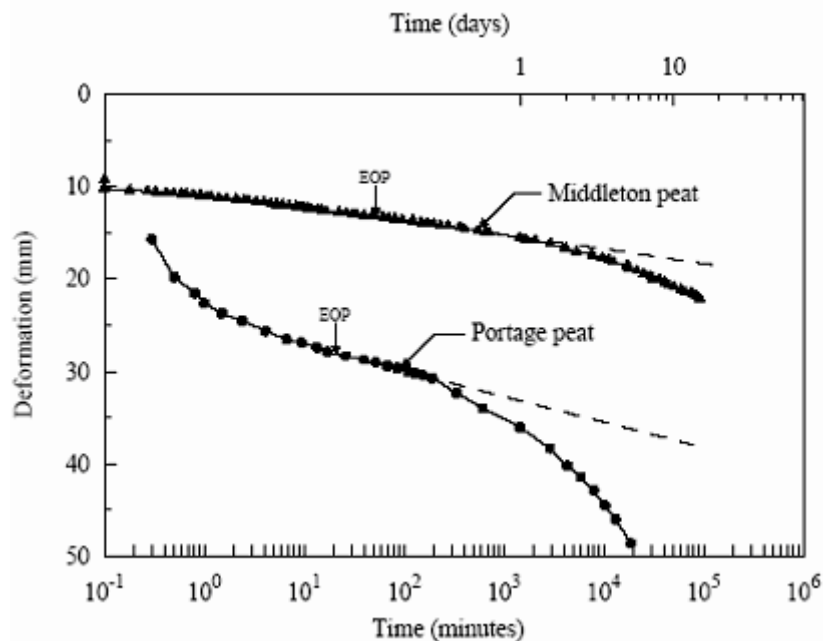


Figura 3.12 Curvas de consolidación para las turbas de Middleton y Portage, Dhowian y Edil (1980).

En la figura 3.13 se presentan 3 curvas de consolidación de la arcilla de la Ciudad de México, realizadas por Mesri y Choi (1980), el material presentaba en promedio un límite líquido de 361% y un índice plástico de 270 %.

La curva de consolidación de mayor duración (365 días), presenta una configuración muy parecida a la curva de consolidación a largo plazo sugerida por Juárez Badillo para los 2 primeros tramos, esto es, la concavidad hacia abajo y el tramo recto, es de suponerse que para tiempos mayores de la prueba se presentaría la curva asintótica de concavidad hacia arriba sentando el valor de la deformación final.

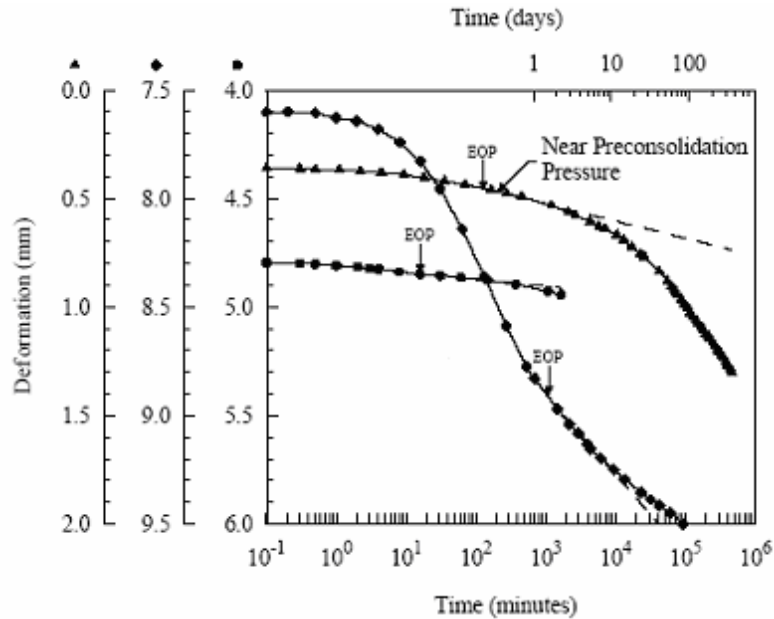


Figura 3.13 Pruebas de consolidación de la arcilla de Ciudad de México por Mesri y Choi en 1980

Otro investigador llamado Feda (1992), presenta una prueba de consolidación a largo plazo, registrando la deformación que experimenta la arcilla Sedlec, durante más de 4 años.

La curva de consolidación registrada por Feda se presenta en la figura 3.14; en ella se observa que la deformación por consolidación secundaria es mucho mayor que la deformación por consolidación primaria, se presentan muy claramente los tres tramos de comportamiento, la concavidad hacia abajo, tramo recto y concavidad hacia arriba, puntualizando así la gran importancia de la consolidación secundaria en suelos finos saturados.

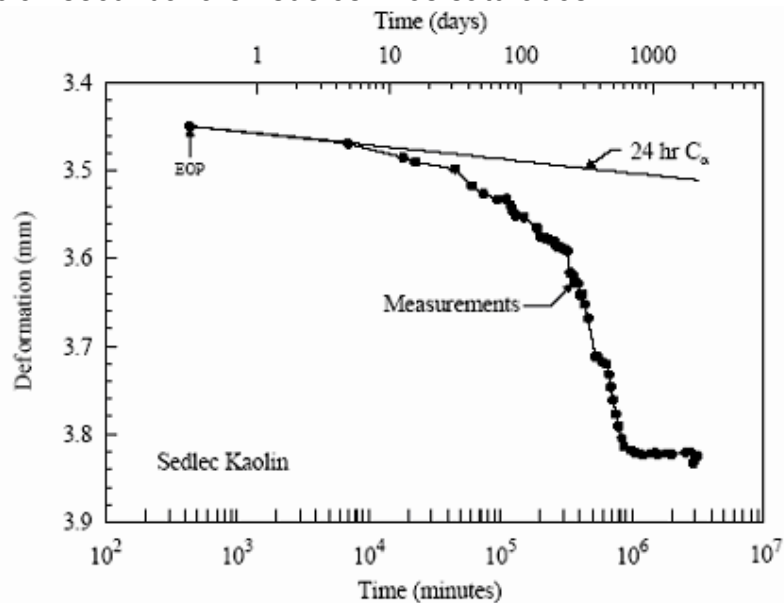


Figura 3.14 Curva de consolidación de la arcilla de Sedlec, LL = 60.4% IP = 24.9%, por Feda 1992.

Mesri (1997) realizó una gran cantidad de pruebas de consolidación en una turba fibrosa de Middleton peat. En la figura 3.15 se muestran tres de estas pruebas, con relaciones de $\sigma_v / \sigma_p = 1.38, 4.5$ y 41.7 en gráficas de deformación volumétrica $\Delta\varepsilon_v$ (%) y tiempo en minutos.

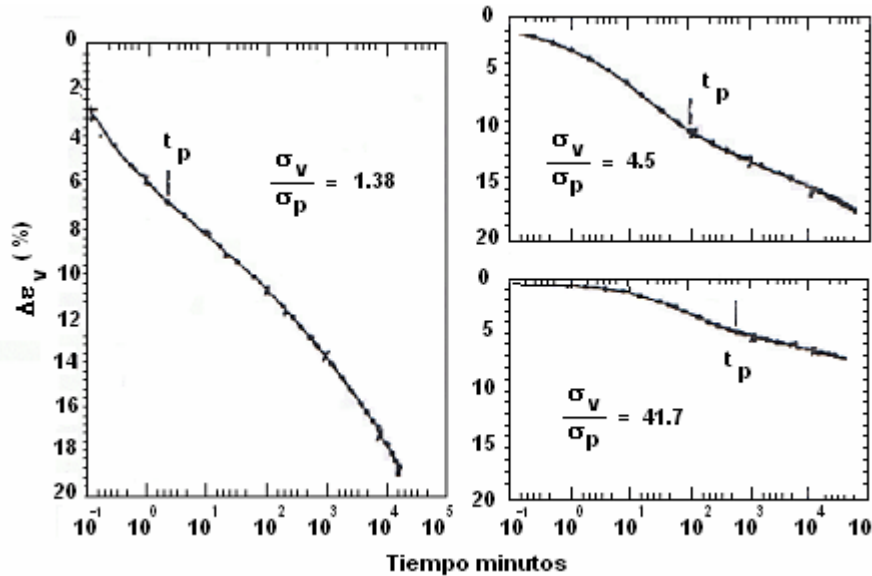


Figura 3.15 Gráficas de consolidación de turba “Middleton peat”, Mesri 1997.

En los tres casos de la figura 3.15, se observa que los tiempos de consolidación primaria para $\sigma_v / \sigma_p = 1.38, 4.5$ y 41.7 , fueron $t_p = 2, 120$ y 720 minutos respectivamente. Obsérvese que los primeros puntos indican que antes de los tiempos de consolidación primaria t_p existe un retardamiento de la consolidación por efecto del proceso hidrodinámico de la consolidación primaria; así mismo, se aprecia la concavidad hacia abajo en la primera de estas curvas, lo cual indica que todavía está en el primer tercio de la deformación total.

Juárez Badillo (1985) presenta una prueba de consolidación a largo plazo de una arcilla del Valle de México, figura 3.16, la muestra fue obtenida a 16 m de profundidad, se probó en un anillo de 15 mm de altura, la presión vertical fue de 0.96 kg/cm^2 manteniéndola durante 250 días; la presión previa fue de 0.74 kg/cm^2 sostenida durante 8 días. Se evaluó la relación $\Delta\sigma/\sigma = 0.30$ y al aplicar la ecuación 3.56 se obtuvo el parámetro de fluidez $\delta = 0.73$, $(\Delta H)_T = 0.84 \text{ mm}$ y $t^* = 7.2 \text{ días}$.

La ecuación correspondiente es por lo tanto:

$$\Delta H = \frac{0.84}{1 + \left(\frac{t}{7.2 \text{ días}}\right)^{-0.73}}$$

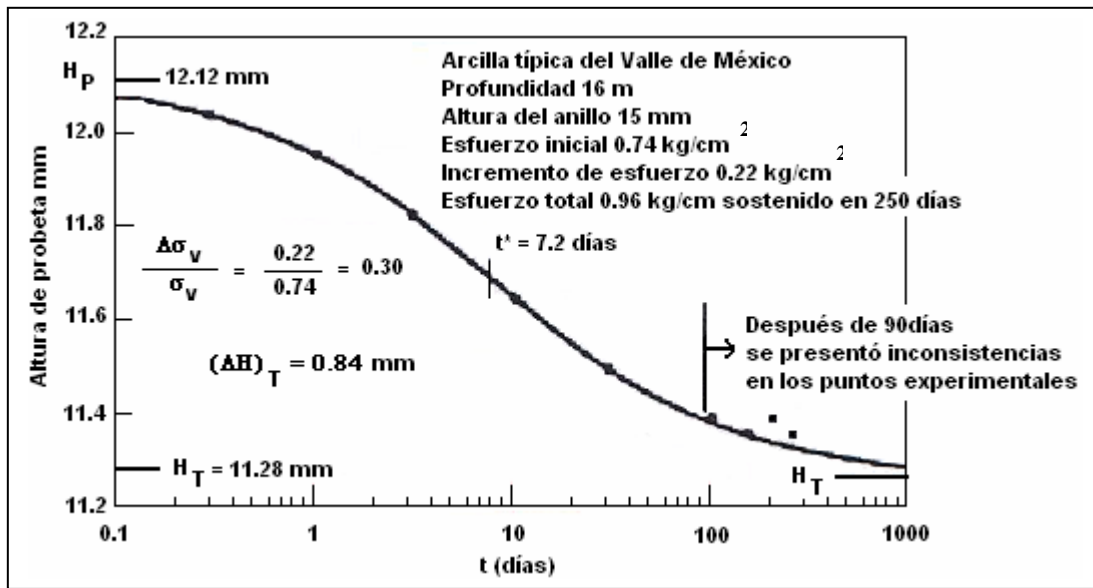


Figura 3.16. Arcilla típica del Valle de México, Cambio de altura del espécimen probado durante 250 días.

La altura inicial del espécimen fue de $H_0 = 15 \text{ mm}$, la deformación por consolidación primaria y secundaria fueron de $\Delta H_p = 2.88 \text{ mm}$ y $\Delta H_s = 0.84 \text{ mm}$ respectivamente. La deformación de total que experimento la muestra hasta ese momento fue de $\delta_{\text{Total}} = 3.72 \text{ mm}$, dando un 77.4% de deformación por consolidación primaria y un 22.6% por consolidación secundaria; según el ajuste presentado por Juárez Badillo en la prueba de laboratorio de consolidación, la deformación por consolidación secundaria es asintótica, aunque, después de los 90 días se presentó inconsistencia en los puntos experimentales de la prueba, seguramente ocasionados por el desarrollo de microorganismos en el espécimen.

CAPÍTULO 4

ENSAYES REALIZADOS

4. ENSAYES REALIZADOS

Con el fin de cumplir con los objetivos planteados en este trabajo se realizó un programa experimental en el laboratorio de mecánica de suelos de la Facultad de ingeniería de la UNAM, el cual consistió en pruebas de consolidación a corto plazo correspondiente a 2 semanas y de largo plazo con duración de 1 año, con el fin de obtener los parámetros confiables en pruebas de consolidación y poder así efectuar un ajuste razonable de los parámetros involucrados.

Las muestras utilizadas para el programa experimental, corresponden a arcillas de la Ciudad de México, provenientes de dos lugares diferentes, una de la zona norte, colonia Talismán, para el ensaye a largo plazo y otra de la zona oriente colonia Agrícola Oriental, para el ensaye a corto plazo; estos lugares se encuentran ubicados dentro la zona III o lacustre según la zonificación geotécnica presentada en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones para el Distrito Federal (2004).

Las propiedades índice de las muestras ensayadas se presentan en la tabla 4.1

Prueba	Prof. m	w %	Ss	e ₀	Gw %	γ _m t/m ³	σ' _v kg/cm ²	σ _b kg/cm ²	Descripción
Corto plazo	6.5	218	2.28	4.97	99.8	1.24	0.253	0.762	Arcilla de plasticidad media, color café oscuro con bajo contenido de arena fina, inorgánica, inolora y con plaquetas CH
		216	2.26	4.88	99.7	1.23		0.798	
Largo plazo	23.90	264	2.31	6.18	99.2	1.17	1.58	2.4	Arcilla color gris oscuro-verde olivo, de alta plasticidad CH

Tabla 4.1. Propiedades índice de las muestras ensayadas

Identificación de variables:

- w contenido de agua natural
- Ss densidad de sólidos
- e₀ relación de vacíos antes de la prueba
- Gw Grado de saturación
- γ_m Peso específico del suelo
- σ'_o Esfuerzo efectivo vertical de campo
- σ_b Esfuerzo crítico o carga de preconsolidación

De la revisión bibliográfica, se seleccionaron dos modelos para realizar el estudio comparativo objeto de este trabajo, a corto plazo con la teoría de Zeevaert y a largo plazo con la teoría de Juárez Badillo.

En las pruebas de laboratorio a corto plazo, se estableció un criterio de programación de los incrementos de esfuerzo, con el fin de estudiar el fenómeno de consolidación secundaria en el marco de la teoría de viscosidad intergranular de Zeevaert, enfocando el estudio a los suelos finos saturados inorgánicos. Este modelo ha sido utilizado con éxito para predecir el comportamiento del suelo, tanto en laboratorio como en campo (Zeevaert, 1986).

Para el caso de la arcilla de Talismán, se aplicó la ecuación propuesta por Juárez Badillo sobre la consolidación secundaria que ignora la consolidación primaria y, es aplicable principalmente cuando la consolidación primaria es pequeña comparada con la consolidación secundaria y a niveles de esfuerzos entre la carga de preconsolidación σ'_p y el esfuerzo vertical efectivo σ'_v .

De una adecuada realización de las pruebas de laboratorio dependerá la confiabilidad de los parámetros de ajuste de las curvas de consolidación y de la obtención de los parámetros de ajuste reales que posteriormente se extrapolarán al estrato de suelo donde se aplicarán los esfuerzos reales a los que estará sometido. Es por ello, que se consideraron los factores que influyen en el procedimiento de la prueba, mencionados en el capítulo 2.3.

Las pruebas se realizaron en una muestra inalterada, obtenida con tubo Shelby de 4" de diámetro a una profundidad de 6 m. Las pastillas de suelo se labraron en anillos de 8 cm de diámetro y 2 cm de altura, tipo flotante. En el interior del anillo se aplicó una capa delgada de grasa de silicón para disminuir la fricción lateral.

La clasificación para suelos finos se realizó de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), Norma ASTM D 2487 - 00.

Metodología de la prueba

El procedimiento general de la prueba del consolidómetro es bastante conocido, se puede dividir básicamente en las siguientes etapas:

a) Calibración del equipo.

El primer objetivo de esta etapa es determinar la deformación que sufren las partes propias del equipo debido a las cargas, con el fin de descontarlas a las deformaciones totales registradas durante la prueba.

El segundo objetivo es corroborar que la transmisión de carga por medio del brazo de palanca sea la programada.

b) Labrado de la probeta

En esta etapa se busca introducir la muestra de suelo dentro del anillo metálico, con la menor alteración del material, por ello se coloca grasa de silicón a la pared del anillo y se verifica la extensión del cortador para que sobrepase el espesor del anillo para realizar el corte a la muestra. Es necesario que el ajuste de la muestra dentro del anillo sea lo más perfecto posible para conseguir la condición $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$.

El anillo utilizado es de acero inoxidable, con un área de 50 cm² y altura de 20 mm, aproximadamente. El labrado se realiza dentro de un cuarto húmedo.

Durante el labrado se anota la descripción del suelo de cada espécimen, se toma un contenido de agua del material removido en el enrase de las caras de la muestras. El enrase se realizó en una sola acción para evitar el remoldeo (taponamiento) en las caras, se limpia perfectamente el anillo retirando el suelo embarrado y se procede a pesar el anillo con el suelo.

c) Preparación del espécimen

Antes de colocar las piedras porosas y el papel filtro en las caras del espécimen, se saturaron previamente con agua destilada, por 30 minutos. Entre las piedras porosas y el espécimen se colocan los discos del papel filtro, para evitar que se taponen los poros de las piedras por arrastre de material; además, los papeles filtros deberán coincidir con el diámetro de la muestra para evitar que se atore durante la deformación del suelo.

Una vez que el espécimen de suelo junto con el papel filtro y las piedras porosas estén centrados en la cazuela de consolidación, se procede a colocar suavemente la placa metálica encima.

Para conservar la humedad del espécimen, en la prueba a corto plazo, se colocaron alrededor tiras de algodón saturados de agua, se encapsula la cazuela por medio de un papel adherible sujeto por medio de ligas elásticas, para colocar el balín en la hendidura de la placa metálica se corta el papel adherible con mucho cuidado con la ayuda de una navaja.

d) Montaje

Una vez colocada la cazuela de consolidación con el espécimen dentro del anillo, en el marco de carga, se ajusta el extensómetro y se procede a nivelar el dispositivo asegurando que todas las partes móviles se encuentren en contacto para evitar impactos cuando se coloque la carga.

e) Duración de la prueba

A pesar que la prueba de consolidación se limita a un procedimiento que podría considerarse “estandarizado”, existen algunos detalles que merecen una consideración aparte, por ejemplo la duración de la prueba.

Se sabe que el tiempo de consolidación es proporcional al cuadrado del espesor de la probeta e inversamente proporcional a la permeabilidad del suelo, de manera que, para un cierto material, deberá analizarse cuánto tiempo será necesario mantener la carga sostenida por cada incremento, que permita con claridad definir la curva consolidación; para la prueba a corto plazo fue necesario una duración de 24 horas por cada incremento, teniendo un espesor inicial de muestra de 2 cm. En cambio para la prueba a largo plazo donde se pretende encontrar la deformación máxima del espécimen debido al sometimiento de una carga sostenida, fueron necesarios 434 días de registro para el mismo espesor de muestra de 2 cm.

f) Registro de la prueba

Una vez aplicado el primer incremento de carga, se registran las lecturas del extensómetro para diferentes tiempos transcurridos, se grafica la deformación vs. tiempo para cada incremento, y la deformación volumétrica vs. esfuerzo efectivo. Esto se hace con objeto de observar, paso a paso, si el ensaye sigue el comportamiento programado.

Una vez finalizada la etapa de carga, se descarga el espécimen con decrementos iguales a los incrementos aplicados, pero en orden inverso. Cada decremento se mantiene durante 5 minutos, para que sólo se presente la recuperación elástica del suelo. Los registros de las pruebas se presentan en el anexo A.

g) Procesamiento de resultados

Se determinan el peso volumétrico, contenido de agua y la densidad de sólidos para cada espécimen. Con estos datos se calculan la relación de vacíos y el grado de saturación, así como los parámetros de consolidación para cada incremento. Los parámetros de consolidación se presentan en el capítulo 5, para las pruebas a corto y largo plazo.

4.1 ENSAYES A CORTO PLAZO (2 SEMANAS)

La implementación de las pruebas de consolidación se realizarán con base en la norma internacional ASTM STP 892, “Consolidation in the Intergranular Viscosity of Highly Compressible Soils”.

Las muestras ensayadas a corto plazo, se clasifican como arcilla de plasticidad media, color café oscuro con bajo contenido de arena fina a media, inorgánica, inolora y con algunas plaquetas (CH). Los especímenes se labraron de la misma muestra de arcilla y se ensañaron en el consolidómetro convencional.

Programación de las cargas

La importancia de programar los incrementos de carga adecuadamente, permitirá el desarrollo de las etapas de consolidación primaria y secundaria durante el tiempo que mantenga la carga.

En la teoría de la viscosidad intergranular, el Dr. Zeevaert recomienda que para suelos finos saturados; el incremento de esfuerzos deberán ser de igual magnitud y del orden de 1/8, o menor de la carga del esfuerzo crítico, con la finalidad de no dañar la estructura y para obtener valores promedio de los parámetros compatibles con las hipótesis de la teoría.

En este trabajo, se pretende esclarecer cuál es la mejor manera de programar los incrementos de carga en la prueba de consolidación unidimensional, los que permitan definir claramente las etapas de la consolidación primaria y la secundaria bajo estos niveles de esfuerzo.

Por lo anterior fue necesario estimar el rango entre el esfuerzo efectivo de campo y la carga de preconsolidación, para ello se estimo el valor del esfuerzo crítico o carga de preconsolidación σ_b por medio de la expresión 4.1, propuesta por Zeevaert (1984).

$$\sigma_b = \frac{1-v}{1-2v} (2c) \quad (4.1)$$

donde.

v	relación de Poisson
c	resistencia al esfuerzo cortante del suelo

el valor de v se estimó de 0.25 por ser una arcilla de alta compresibilidad y la cohesión se obtuvo por medio de un penetrómetro de bolsillo, obteniendo un valor promedio de la cohesión $c = 0.25 \text{ kg/cm}^2$, y dando como resultado una carga de preconsolidación teórica de 0.75 kg/cm^2 .

Los esfuerzos a los que se sometió a la muestra en dos pruebas de consolidación unidimensional en un periodo de pruebas 11 y 7 días se encuentran registrados en las tablas 5.1.a y 5.1.b respectivamente.

Programa de Cargas para la Prueba de Consolidación (CONSOLIDÓMETRO No. 4)									
Localización: Ciudad de México									
Sondeo No: Sondeo mixto numero 1									
Profundidad del muestreo (m): 6.0									
Descripción: Arcilla de Plasticidad media, color café oscuro, inorgánica, inodora. CH									
No.	INCREMENTO PROGRAMADO	Fecha INICIO	Días	TIEMPO Hora	Incrementos ΔP (g)	Carga P_o (g)	Porcentaje (%)	$\Delta\sigma$ Kg./cm ²	OBSERVACIONES $\Delta\sigma$ Acumulados
1	PRIMERO	25/01/2007	1	24	500	0		0.099	0.0988
2	SEGUNDO	26/01/2007	1	24	400	500	80	0.079	0.1779
3	TERCERO	27/01/2007	1	24	500	900	56	0.099	0.2767
4	CUARTO	28/01/2007	2	48	750	1400	54	0.148	0.4249
5	QUINTO	30/01/2007	2	48	1500	2150	69	0.296	0.7213
6	SEXTO	01/02/2007	2	48	2000	3650	55	0.395	1.1166
7	SÉPTIMO	03/02/2007	2	48	4500	5650	80	0.889	2.0059
8	DESCARGA	05/02/2007	0	1		10150	0	-	Descarga @ 5 min.
	TOTAL		11	265	10150		394	2.01	Área: 50.6 cm ²

Tabla 4.1.a Programa de cargas del consolidómetro No. 4

Programa de Cargas para la Prueba de Consolidación (CONSOLIDÓMETRO No. 3)									
Localización: Ciudad de México									
Sondeo No: Sondeo mixto numero 1									
Profundidad del muestreo (m): 6.0									
Descripción: Arcilla de Plasticidad media, color café oscuro, inorgánica, inodora. CH									
No.	INCREMENTO PROGRAMADO	Fecha INICIO	Días	TIEMPO Hora	Incrementos ΔP (g)	Carga P_o (g)	Porcentaje (%)	$\Delta\sigma$ Kg./cm ²	OBSERVACIONES $\Delta\sigma$ Acumulados
1	PRIMERO	26/01/2007	1	24	500	0		0.100	0.10040
2	SEGUNDO	27/01/2007	1	24	400	500	80	0.080	0.18072
3	TERCERO	28/01/2007	1	24	500	900	56	0.100	0.28112
4	CUARTO	29/01/2007	1	24	750	1400	54	0.151	0.43173
5	QUINTO	30/01/2007	1	24	1500	2150	69	0.301	0.73293
6	SEXTO	31/01/2007	1	24	2000	3650	55	0.402	1.13454
7	SÉPTIMO	01/02/2007	1	24	5650	5650	100	1.135	2.26908
8	DESCARGA	02/02/2007	0	1		11300	-	0.000	Descarga @ 5 min.
	TOTAL		7	169	11300		367	2.27	Área 49.8 cm ²

Tabla 4.1.b Programa de cargas del consolidómetro No. 3

Los registros de lecturas, las curvas de consolidación de cada uno de los ciclos de carga para cada una de las pruebas realizadas y los ajustes correspondientes con el Modelo de Zeevaert de viscosidad intergranular, se reportan en el anexo A.

4.2 ENSAYES A LARGO PLAZO (1 AÑO)

Tomando en cuenta que existe evidencia experimental (Feda, 1992) que para tiempos de prueba mucho mayores, las curvas de consolidación pueden presentar formas no convencionales (con más de un punto de inflexión), fenómeno que no está enteramente descrito por las teorías tradicionales, se propone hacer una investigación al respecto, para conocer el comportamiento de deformación por consolidación a largo plazo en los suelos del Valle de México, teniendo los cuidados necesarios para evitar el desarrollo excesivo de microorganismo en los suelos ensayados.

En esta investigación se llevaron a cabo dos ensayos considerando el criterio del Dr. Zeevaert, esto es con incrementos de esfuerzo de igual magnitud hasta alcanzar un cierto estado de esfuerzos, uno ubicado en la rama de recompresión (EO1) y el otro en la rama virgen (EO2) de la curva de compresibilidad (figura 4.1), siendo el tiempo para lograr lo anterior una semana, el último incremento de esfuerzo aplicado se mantuvo por meses para estudiar el comportamiento del suelo a largo plazo.

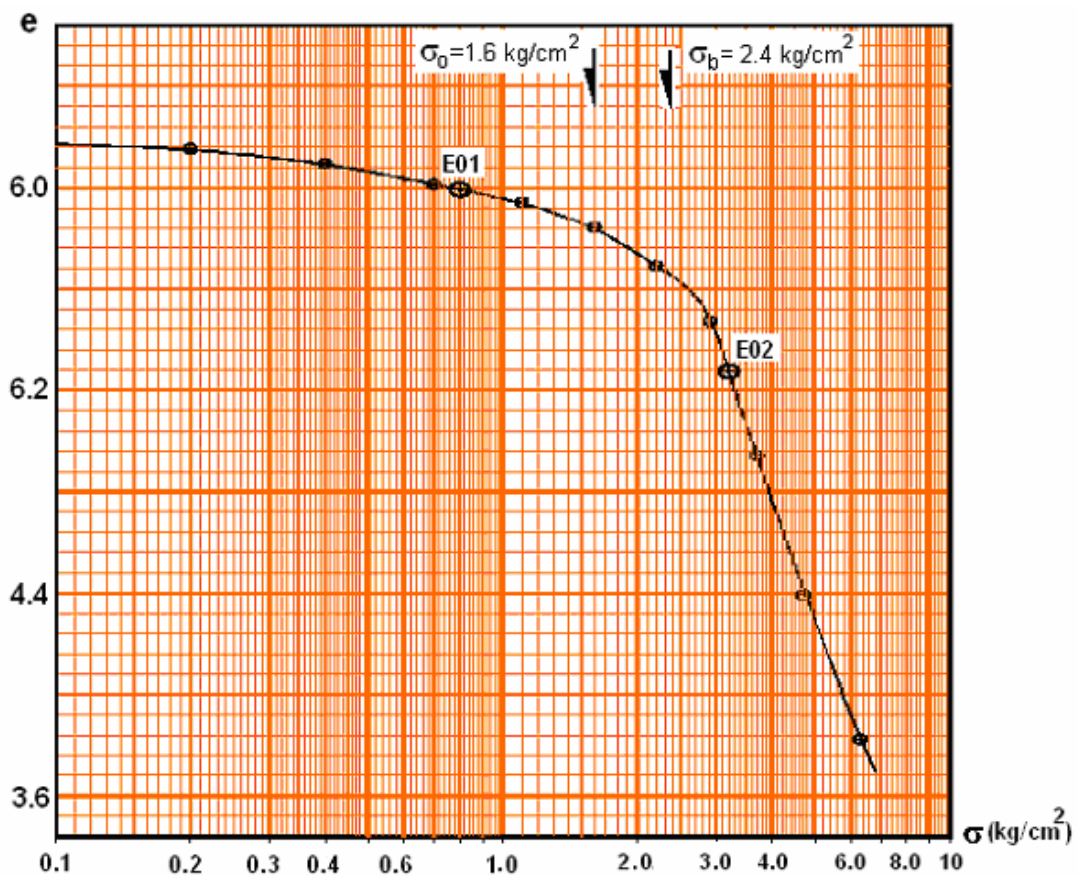


Figura 4.1 Curva de compresibilidad del material ensayado

En la muestra de la colonia Talismán en la Ciudad de México, se estimó el esfuerzo efectivo vertical de campo cuyo valor fue de 1.60 kg/cm^2 y el esfuerzo crítico o la carga de preconsolidación por medio de la curva de compresibilidad, obteniendo un valor de 2.4 kg/cm^2 .

El objetivo de las pruebas de largo plazo fue cuantificar la deformación que experimentaba dos especímenes de 2 cm de altura. El espécimen E01 fue cargado con un esfuerzo inicial de 0.7 kg/cm^2 , aplicándose un incremento de carga de 0.1 kg/cm^2 durante 434 días y para la muestra E02, el esfuerzo inicial fue 2.8 kg/cm^2 y el incremento de 0.4 kg/cm^2 con una duración de 236 días; las prueba se realizaron con las recomendaciones citadas en el apartado 6.2.1 "Propuesta de manual de procedimiento".

Saturación y cuidados del espécimen a largo plazo

La inundación se efectuó escurriendo el agua por la pared de la cazuela evitando introducir burbujas de aire, se cubrió a la mitad de la altura del anillo, para permitir el desalojo de las burbujas de aire de la muestra hacia la piedra porosa superior, logrando así la saturación de la muestra por capilaridad, después de 7 días se inundó completamente la cazuela.

Cabe señalar que para tiempos de prueba mayores a una semana se ha observado en el laboratorio que en contacto de las piedras porosas y la pastilla de suelo se generan microorganismos (hongos, bacterias, etc.) que afectan la permeabilidad del suelo y taponan las piedras.

Para evitar el desarrollo excesivo de microorganismos en la muestra durante el tiempo de la prueba, se probaron varios procesos con el fin de atenuar la descomposición del agua de inundación, a continuación se comentan algunos de ellos.

- Lavado y cambio de agua

Este procedimiento consistía en perforar el papel adherible con la aguja de una jeringa para extraer el agua estancada, se lavaba la cazuela y las piedras porosas a chorros con agua limpia y se llenaba nuevamente utilizando una jeringa nueva, tratando de no dañar la muestra y de no contaminar el agua nueva de saturación, esto se realizaba periódica cada semana; terminado el llenado se parcha el orificio del papel adherible para evitar que se contamine por insectos y polvo.

Los inconvenientes de este proceso es el desarrollo de microorganismos entre las piedras porosas y el suelo, se formaron plastas de hongos, las cuales fueron cada vez más difíciles de remover. Otro inconveniente es la perturbación de la muestra durante el lavado; se observó que en la mayoría de las veces las deformaciones provocadas no eran recuperables.

- **Uso de agua destilada y desaireada**

Con el propósito de disminuir la reproducción de microorganismos en el espécimen, se pensó en la utilización de agua destilada para no ingresar microorganismos y que ésta además estuviese desaireada para evitar la oxigenación del agua, especulando así que en este ambiente “inerte” no se desarrollaría vida microbacteriana.

Para evitar la introducción de burbujas de aire durante el vaciado del agua, la saturación se realizó escurriendo el agua sobre la pared de la cazuela con la ayuda de una manguera, este proceso se repetía cada vez que se lavaba y se cambiaba el agua estancada.

Al efectuar este proceso de saturación se pudo observar que disminuyó notablemente la proliferación de los microorganismos, pero no era posible evitar las deformaciones inducidas por el manipuleo del lavado, por lo que algunas lecturas fueron inconsistentes, se pensó que esto fue ocasionado por erosión del material a causa de los chorros de agua cuando se lavaba, o a la reacción química del agua destilada con los minerales de arcilla del espécimen, provocando desprendimiento de granos. Teniendo estos inconvenientes, se decidió proponer otro proceso de saturación.

- **Líquidos químicos desinfectantes**

Para evitar las deformaciones inducidas a la muestra por el proceso de lavado, se puso a prueba la utilización de líquidos desinfectantes. El proceso consistía en agregar la porción sugerida del producto al volumen de agua de la cazuela, sin cambiar el agua. Se observó que el producto químico inhibía la reproducción de microorganismos en un tiempo corto, por lo que fue necesario cambiar el agua.

Al finalizar la prueba se observó que el papel filtro fue afectado por el químico, lo deshizo, provocando un taponamiento a las piedras porosas, además, se percibió que las caras del espécimen presentaban un color blanquecino, indicando que el suelo fue contaminado y alterado por el desinfectante. Estas alteraciones del espécimen se reflejaron en el trazo de la curva de consolidación, cuya configuración es de forma irregular.

- Rayos ultravioletas antibacterial

En busca de encontrar un proceso en donde no fuese necesario cambiar el agua de la cazuela, se propuso emitir rayos ultravioleta antibacterial a la muestra.

Este procedimiento tenía la ventaja de no inducir movimientos al espécimen durante la prueba, ya que consistía en aplicar directamente rayos ultravioleta para eliminar los microorganismos generados en el agua de saturación. Para ello se restringió el área donde se encontraban los consolidómetros, para evitar algún daño a las personas, ya que estos rayos provocan ceguera y quemaduras en la piel. El tiempo de funcionamiento de la lámpara estuvo controlado por que al sobrecalentarse la lámpara se fundía.

El procedimiento es buena opción para el control la generación de bacterias, pero los inconvenientes son las restricciones del área y el aumento de temperatura del agua.

- Llenado constante de agua

Se pensó en un nuevo procedimiento de saturación, el cual no debería afectar al espécimen por los movimientos inducidos en el cambio del agua estancada, que no afectará la composición química del espécimen, que no estuviese restringida el área de consolidómetros durante todo el tiempo de prueba, que no se tuvieran cambios bruscos de temperatura del agua y que además se pudiera implementar en forma fácil en cualquier laboratorio. Esto se logró por medio del llenado constante de agua de la cazuela.

El proceso consiste en vaciar agua en forma continua, esto es, no dejar el agua de la cazuela estancada por días sino que estuviese regenerándose. El llenado constante de agua de la cazuela, se realiza por medio de goteo y manteniendo el nivel de agua de inundación mediante un orificio en la pared de la cazuela a una altura mayor del anillo, para garantizar la inundación del espécimen.

La inundación del espécimen se realizó con un dispositivo de goteo (manguera obturada), escurriendo el agua en la pared de la cazuela con una velocidad tal que se evite la formación de burbujas de aire, esto permite regenerar el agua, evitando que se genere microorganismos que alteren los resultados de prueba. El agua de ingreso como el de la cazuela están cubiertas para evitar que no se contaminen con polvo e insectos.

El método de llenado permanente de agua es el que se usó durante la prueba, dando resultados satisfactorios, ya que se logró disminuir el desarrollo de los microorganismos que pudiesen afectar las deformaciones del suelo. En el apartado 6.2.1, se detallan los pasos para la realización de la prueba tanto a corto como a largo plazo.

CAPÍTULO 5

RESULTADOS EXPERIMENTALES

5. RESULTADOS EXPERIMENTALES

En la realización de ensayos se tomaron en cuenta las recomendaciones citadas en capítulo 6.2, para disminuir los factores que perturban los resultados de la prueba convencional de consolidación para los suelos finos saturados. Las pruebas realizadas en este trabajo de investigación son satisfactorias, ya que las mediciones de deformación de los especímenes no presentan alteraciones durante el tiempo de la prueba.

5.1 RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE CONSOLIDACIÓN A CORTO PLAZO (2 SEMANAS)

Los resultados experimentales obtenidos de las pruebas de consolidación para cada incremento de esfuerzo, se resumen en las tablas 5.1.a y 5.1.b, estos se ajustaron con las bases teóricas de la teoría de la viscosidad intergranular propuesta por el Dr. Zeevaert, mediante el programa de computadora VINTER-Z, desarrollado en ambiente Windows, abordado en el anexo A de este trabajo.

Los parámetros de ajuste a definir en el programa se obtienen de la curva de consolidación correspondiente a cada ciclo de carga y son:

$\delta_{0\%}$	Deformación inicial para el 0% de consolidación
δ_B	Deformación por consolidación primaria al 100%
t_B	Tiempo en el que se presenta el fin de la consolidación primaria
δ_F	Deformación final del tramo recto de la consolidación secundaria
t_F	Tiempo final del tramo recto de la consolidación secundaria
C_t	Pendiente de la recta de la etapa de consolidación secundaria
$\delta_{50\%}$	Deformación al 50% de la consolidación primaria
$t_{50\%}$	Tiempo al 50% de la consolidación primaria.

En forma iterativa se cambian los valores de estos parámetros para lograr un mejor ajuste, esto es, tratar de pasar los puntos teóricos del modelo sobre los puntos experimentales de la prueba.

PARÁMETROS DE AJUSTES DE CONSOLIDACIÓN
CONSOLIDÓMETRO # 3

INCREMENTO #		1	2	3	4	5	6	7
$\delta_o =$	μm	97.75	30.52	40.11	35.9	52.25	35.96	106.18
$\delta_B =$	μm	158.43	72.36	82.58	101.12	208.99	249.44	1042.13
$t_B =$	s	358.46	469.56	507.22	704	717.71	887.31	1709.35
$\delta_f =$	μm	221.35	131.51	158.09	204.78	360.67	484.27	1584.83
$t_f =$	s	100000	100000	100000	100000	100000	100000	100000
$\delta_{50\%} =$	μm	128.09	51.44	61.345	68.51	130.62	142.7	574.155
$t_{50\%} =$	s	25.04	36.83	41.34	50.14	27.05	38.27	147.63
$\delta_1 =$	μm	188.55	97	113.73	142.57	288.44	366.19	1268.48
$\delta_2 =$	μm	221.35	131.51	158.09	204.78	360.67	484.27	1584.83
$C_t =$	μm	32.8	34.51	44.36	62.21	72.23	118.08	316.35

Tabla 5.1.c Parámetros de ajuste de consolidación. (Consolidómetro No. 3)

PARÁMETROS DE AJUSTES DE CONSOLIDACIÓN
CONSOLIDÓMETRO # 4

INCREMENTO #		1	2	3	4	5	6	7
$\delta_o =$	μm	85.96	26.85	29.26	31	39	33	78.65
$\delta_B =$	μm	160.67	70.11	72.67	94	204	260	758.2
$t_B =$	s	717.71	517.09	775.26	580	1500	2330	2381.69
$\delta_f =$	μm	231.35	124.45	134.34	253	365	450	1450
$t_f =$	s	100000	100000	1000000	200000	100000	100000	1000000
$\delta_{50} =$	μm	123.315	48.48	50.965	62.5	121.5	146.5	418.425
$t_{50} =$	s	37.5	38.27	42.15	55	55	97	132.9
$\delta_1 =$	μm	199.76	94.95	99.82	140	285	320	1183
$\delta_2 =$	μm	231.35	124.45	134.34	198	365	448	1450
$C_t =$	μm	31.59	29.5	34.52	58	80	128	267

Tabla 5.1.d Parámetros para ajuste de curvas de consolidación. (Consolidómetro No. 4)

5.1.1 RESUMEN DE PARÁMETROS

Los resultados sintetizados del ajuste de las curvas de consolidación se resumen en las tablas 5.1.c y 5.1.d. Los registros y detalles correspondientes a cada una de estas pruebas se pueden ver en el Anexo A, así como los ajustes de las curvas de consolidación de cada uno de los programas de carga y para los ciclos de carga adoptados.

PARÁMETROS FINALES DE CONSOLIDACIÓN						
CONSOLIDÓMETRO # 3						
INCREMENTO	σ_m	m_v	C_v	β	ξ	m_t
No.	(kg./cm ²)	(cm ² /kg)	(cm ² /s)	(-)	(-)	(cm ² /kg.)
1	0.050	0.02772	0.00791	0.58892	0.1483	0.01633
2	0.140	0.02343	0.00526	0.9145	0.12599	0.02142
3	0.231	0.01867	0.00462	1.20272	0.13987	0.02246
4	0.356	0.01835	0.00381	1.13666	0.17226	0.02086
5	0.798	0.00589	0.00682	0.86305	1.78093	0.00508
6	0.934	0.01456	0.00464	1.05953	1.38897	0.01542
7	1.587	0.03799	0.00114	0.496	3.41826	0.01884

Tabla 5.1.e. Parámetros de consolidación de las pruebas del consolidómetro No. 3

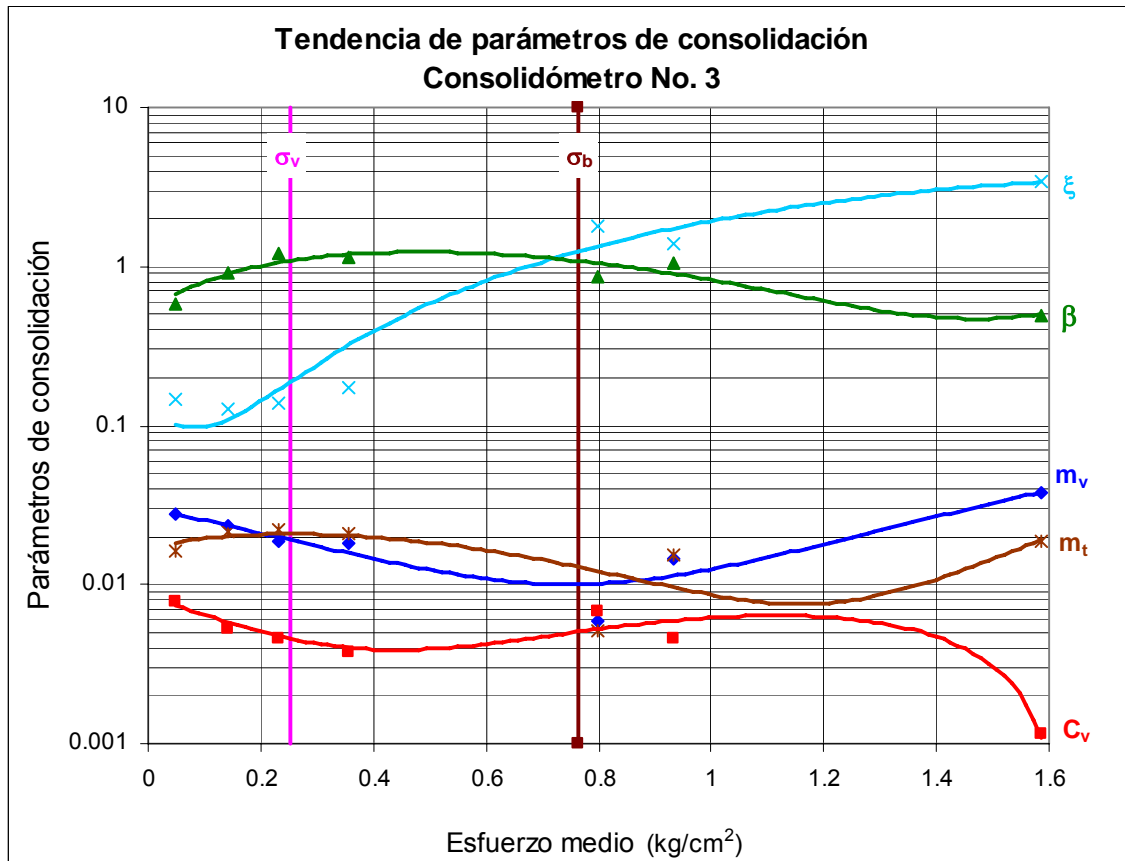


Figura 5.1 Parámetros de consolidación en función del esfuerzo medio, resultados del consolidómetro 3.

PARÁMETROS FINALES DE CONSOLIDACIÓN						
CONSOLIDÓMETRO # 4						
INCREMENTO	σ_m	m_v	C_v	β	ξ	m_t
No.	(kg./cm ²)	(cm ² /kg)	(cm ² /s)	(-)	(-)	(cm ² /kg.)
1	0.049	0.03147	0.00522	0.50705	0.39236	0.01596
2	0.138	0.02405	0.00501	0.78475	0.20901	0.01887
3	0.227	0.01741	0.00449	1.01859	0.24601	0.01774
4	0.350	0.01844	0.0034	1.088	0.22701	0.02007
5	0.573	0.01992	0.00332	0.70232	0.627	0.01399
6	0.918	0.02206	0.00181	0.7764	0.45673	0.01713
7	1.674	0.01815	0.00126	0.71492	3.67847	0.01298

Tabla 5.1.f. Parámetros de consolidación de la prueba del consolidómetro No. 4

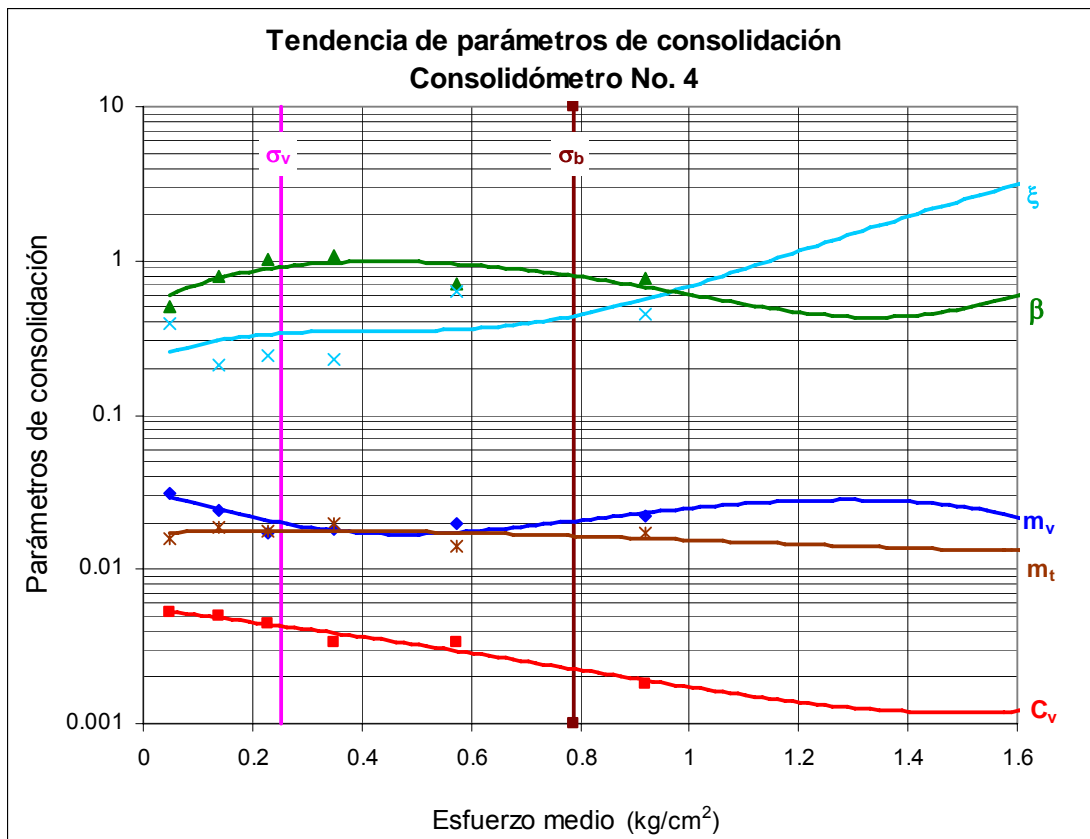


Figura 5.2 Parámetros de consolidación en función del esfuerzo medio, resultados del consolidómetro 4.

5.1.2 DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

Sobre el comportamiento de las curvas de consolidación (Anexo A) se comenta que:

- En los primeros incrementos se tiene una deformación instantánea, correspondiente al 0% de consolidación primaria mayor que en los subsecuentes, se observa que al ir aumentando el esfuerzo aplicado la deformación instantánea tiende a ser menor, esto se atribuye a que a medida que se somete el espécimen a un nivel de esfuerzos mayor y que éste actúe en un tiempo suficiente provoca que las burbujas de gas remanentes salgan, aumentando así el grado saturación de la muestra.
- En todos los casos, la deformación secundaria es mayor que la primaria. El tiempo de aplicación del incremento de esfuerzo al espécimen de 24 horas, permitió el desarrollo de la consolidación secundaria.
- Al final de la consolidación primaria la viscosidad intergranular gradualmente aumenta, el ajuste de la curva debe hacerse con la teoría que puede explicar el fenómeno viscoso, por lo que se decidió utilizar la del Dr. Zeevaert.
- Debe notarse que en el primer ciclo de tiempo de la curva de consolidación es decir, entre 1 y 5 segundos, no se puede esperar que el ajuste sea muy bueno, puesto que no es posible registrar deformaciones con precisión por la rapidez con que se verifica el fenómeno; además, al inicio del proceso de consolidación no se establece el régimen hidrodinámico supuesto en la teoría haciéndose invalida la ley de Darcy.
- Se considera que el ajuste de las curvas experimentales con la teoría de viscosidad intergranular es muy aceptable para fines prácticos.

Se observa, en las figuras 5.1 y 5.2, que la variación de los parámetros con relación al aumento del nivel de esfuerzos es como sigue:

- El coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria m_v de la compresión primaria disminuye conforme aumenta el esfuerzo aplicado, hasta antes de alcanzar el esfuerzo crítico, esto nos indica que se atenúa el comportamiento elasto-plástico.
- El coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria m_t de la compresión secundaria aumenta a medida que se incrementa el esfuerzo aplicado, hasta niveles cercanos al esfuerzo de campo, quedando de manifiesto el fenómeno de viscosidad intergranular

- El factor que mide la magnitud relativa de la viscosidad intergranular β tienden a aumentar a medida que se incrementa el esfuerzo aplicado hasta niveles cercanos al esfuerzo crítico.
- El coeficiente de consolidación primaria C_v tiende a disminuir al aumentar el esfuerzo aplicado, por consiguiente, el coeficiente de permeabilidad k también disminuye, debido a la reducción de vacíos.
- El factor ξ que modifica el Factor Tiempo primario tiende a aumentar a medida que se incrementa el esfuerzo aplicado.

Respecto al programa de cargas que en forma convencional se aplican cargas constantes que dupliquen el incremento de carga anterior, se comenta que con este procedimiento se somete a la muestra a altos gradientes hidráulicos, que no se tienen en campo, por lo que se generarán discrepancias en los parámetros de consolidación.

Nótese que la relación de cargas $\Delta P/P$, definida por Taylor (apartado 2.4.2), no puede indicar con claridad el nivel de la carga aplicada P y la magnitud del incremento de carga ΔP . Por esta razón, se recurre a estimar el esfuerzo efectivo del suelo en el campo (σ_o) y la magnitud del incremento de carga (ΔP) para la programación. El valor del número de incrementos de carga para llegar al esfuerzo efectivo en campo será $N = \sigma_o / \Delta P$, y la magnitud del incremento de carga será $\Delta P = \% * P$, son buenos indicadores para programar la secuencia de cargas.

Para Zeevaert los incrementos de carga deberán ser de igual magnitud que el 12.5 % del esfuerzo efectivo de campo (σ_o) para no dañar la estructura de la arcilla y para obtener valores promedio compatibles donde la teoría es válida, y para cada nivel de carga. Esto indicaría que la relación $\Delta P/P$ tomaría los valores siguientes 1, 1/2, 1/3, 1/4, 1/5... 1/N, hasta llegar al esfuerzo crítico o carga de preconsolidación (σ_b). Rebasando la carga de preconsolidación (σ_b) las cargas pueden aplicarse con incrementos iguales al 25% de (σ_o). Por lo que el valor de la carga de preconsolidación o esfuerzo crítico en la curva de compresibilidad daría mayor, conforme a lo comentado en el apartado 2.4.2.

En el presente trabajo podemos concluir que el nivel de esfuerzos adecuado para que se definan la consolidación primaria como la consolidación secundaria, al menos en arcillas de la Ciudad de México, los incrementos para cada ciclo de carga deberán estar entre el 60% y el 80% de la carga total acumulada, esto es $\Delta P/P = 0.6$ a 0.8 , con la posibilidad de poder variar dentro de este rango los esfuerzos aplicados. Las ventajas de trabajar en este intervalo de cargas es que,

el punto de inflexión (B) que separa la consolidación primaria y secundaria se observará mejor, se evitará que se generen gradientes hidráulicos elevados que modifiquen la estructura del suelo y se altere el desarrollo de la consolidación secundaria.

En los laboratorios comerciales, regularmente se tiene establecida a priori el conjunto de pesas para la aplicación del incremento de esfuerzo (0.125 kg/cm^2 , 0.250 kg/cm^2 , 0.500 kg/cm^2 , etc.) en la prueba de consolidación; sin importar la consistencia ni la profundidad de la muestra, se realiza la prueba en forma rutinaria, dando como resultados parámetros de consolidación dispersos y difíciles de interpretar. En cada prueba a realizar se deben programar las cargas con las recomendaciones antes mencionadas.

Estas observaciones son válidas para una pastilla de suelo de 2 cm de espesor y un diámetro de anillo de 8 cm, teniendo una relación $D/H = 4$. También se encontró que la curva de consolidación que corresponde al esfuerzo crítico (aparatado 2.4.3) no se puede ajustar ya que no se distingue bien el punto de inflexión δ_B ; t_B (incremento 6, muestra C-3 e incremento 5 Muestra C-4). Sin embargo, si se cuenta con el t_B de las curvas de consolidación previas y posteriores, se puede estimar el t_B para la curva en cuestión; de donde ya se podrá dar un valor de δ_B ; t_B que mejor ajuste a los puntos experimentales.

De acuerdo con el Dr. Zeevaert, si el nivel de esfuerzos aplicado en la prueba rebasa el esfuerzo crítico del suelo éste está en un estado alterado cuyo comportamiento será el de un material remodelado. Por consiguiente, las pruebas de consolidación deben efectuarse con muestras inalteradas y en la zona de recompresión, con lo que se evitará tener deformaciones de gran magnitud.

En cuanto a la variación de los parámetros con el esfuerzo medio se ajustaron los valores usando una ley logarítmica y otra polinomial de grado 3, encontrándose para el caso estudiado un mejor ajuste con la ley polinomial.

En nuestra experiencia, los parámetros obtenidos de la prueba convencional donde se duplica la carga son muy inconsistentes, su variación con el nivel de esfuerzos es errática lo cual no sucede con las pruebas donde la carga se aplica siguiendo los porcentajes aquí propuestos.

5.2 RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE CONSOLIDACIÓN A LARGO PLAZO

Como se comentó anteriormente, se llevaron a cabo dos ensayos, uno ubicado en la rama de recompresión (E01) y el otro en la rama virgen (E02) de la curva de compresibilidad. El espécimen E01 fue cargado con un esfuerzo inicial de 0.7 kg/cm^2 , aplicándose un incremento de carga de 0.1 kg/cm^2 durante 434 días y para la muestra E02, el esfuerzo inicial fue 2.8 kg/cm^2 y el incremento de 0.4 kg/cm^2 con una duración de 236 días, para estudiar el comportamiento del suelo a largo plazo. Las pruebas se realizaron con las recomendaciones citadas en el apartado 6.2.1 "Propuesta de manual de procedimiento".

Los resultados obtenidos se graficaron en un escala semilogarítmica, la deformación (μm) vs tiempo (segundos), la configuración de la curva de consolidación se asemeja a la que cita por Fedá (1992) en sus investigaciones, teniendo primeramente una concavidad hacia abajo, después un tramo relativamente recto y por último una curva asintótica.

Se observa que los resultados de las mediciones de la prueba de consolidación son bastantes consistentes, esto es, no se presentan alteraciones en los desplazamientos para tiempos largos, sino que siguen una tendencia descendente asintótica. Esto fue posible por el especial cuidado que se tuvo durante las pruebas a largo plazo, evitando la proliferación de microorganismos en el agua de inundación de la muestra, cuyo procedimiento se describió en el capítulo 4.

En las figuras 5.3 y 5.4 se presentan las curvas de consolidación, en escala semilogarítmica, para el incremento de carga final de 0.1 y 0.8 kg/cm^2 , en los ensayos E01 y E02, respectivamente, hasta un tiempo de 24 horas y para el tiempo total de las pruebas.

Los puntos experimentales reportados en la figura 5.3, tanto para el ensayo E01 como para el E02, definen dos concavidades de las curvas de consolidación, esto es la forma de las curvas es muy similar, no obstante que en la literatura se reportan comportamientos diferentes antes y después del esfuerzo crítico de la curva de compresibilidad (Zeevaert, 1986); la explicación a esta aparente inconsistencia está en el hecho de que para llegar a los esfuerzos iniciales (0.7 y 2.8 kg/cm^2 , respectivamente para cada ensayo), sólo se empleó una semana, sin embargo, tanto esta carga como el incremento final se dejaron alrededor de un año, o sea que la muestra no sólo respondió por el incremento aplicado sino también por el previo.

Las deformaciones máximas registradas para el ensaye E01 fue de 862 μm en 434 días y para el ensaye E02 fue de 948 μm en 236 días.

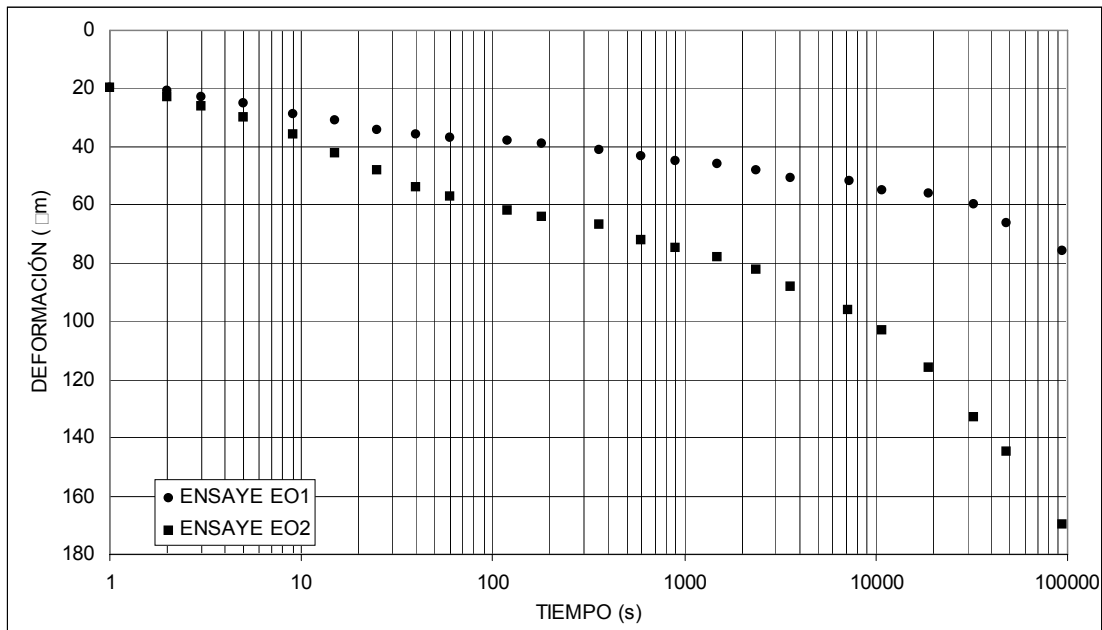


Figura 5.3 Resultados experimentales de los ensayos E01 y E02 para el tiempo convencional de 24 horas

Cabe señalar que si la duración del incremento hubiese sido de 24 horas, la parte final de la curva podría interpretarse como un tramo recto, lo cual comúnmente está asociado al fenómeno de la consolidación secundaria. Sin embargo, al graficar todos los puntos experimentales para la duración total de las pruebas, se observa en la figura 5.3 que el supuesto tramo recto no puede interpretarse como tal, al menos en esta investigación.

En las curvas de los puntos experimentales para esta escala (figura 5.4) no se distingue fácilmente el trazo de la consolidación primaria, debido a que la magnitud de la consolidación secundaria es mucho mayor que la primaria, esto es, el tiempo que representa la consolidación primaria es muy corto en comparación con el tiempo de desarrollo de la consolidación secundaria.

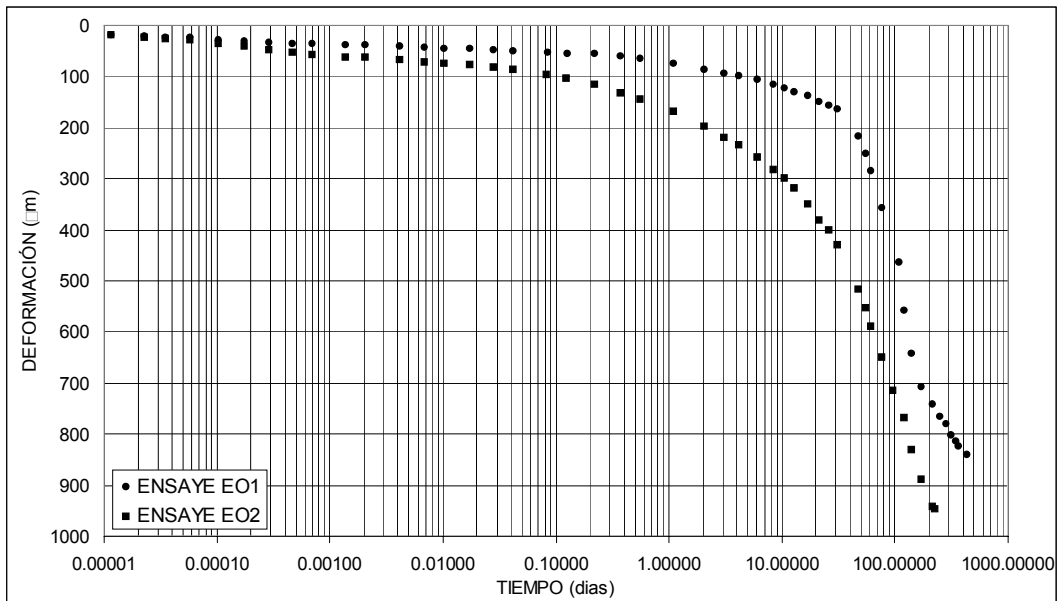


Figura 5.4 Resultados experimentales de los ensayos E01 y E02 a largo plazo para el incremento de carga final

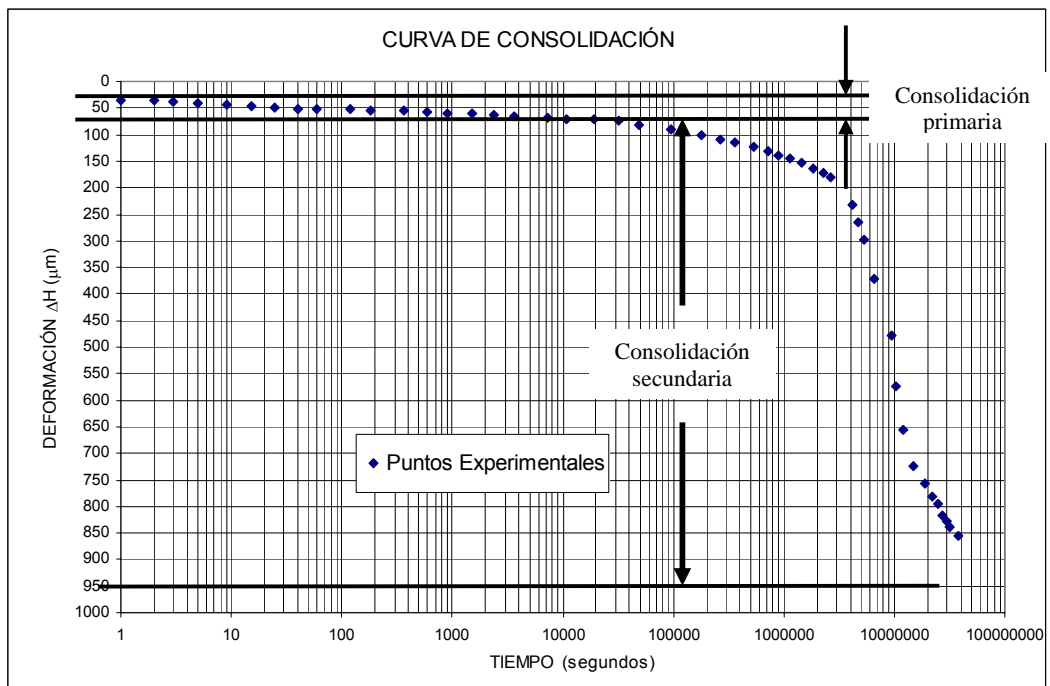


Figura 5.5 Magnitudes de consolidación primaria y secundaria en la prueba a largo plazo para el ensayo E01.

En la figura 5.5 se muestra la magnitud de la consolidación primaria y la de la secundaria en la prueba de consolidación E01; como se aprecia, la magnitud de la consolidación primaria es pequeña en comparación con la magnitud de la consolidación secundaria, la deformación por consolidación primaria es del orden del 5% respecto a la deformación total estimada, por lo que se concluye que en una prueba de consolidación de laboratorio a largo plazo la deformación secundaria es de suma importancia.

Ajuste de la curva de consolidación a largo plazo

Con base a lo anterior, se procedió a realizar el ajuste de la curva de consolidación a largo plazo del ensaye E01, para ello se utilizó la teoría del Dr. Juárez Badillo comentada en el apartado 3.4.

En la figura 5.6, se gráfica la curva de consolidación cuya magnitud de deformación se presenta en μm y el tiempo en días. El método de ajuste es relativamente sencillo, y se presenta en la misma figura 5.6 para la muestra E01, la curva se divide en tres tramos iguales de deformación, así se limita el inicio y el final de la deformación del espécimen.

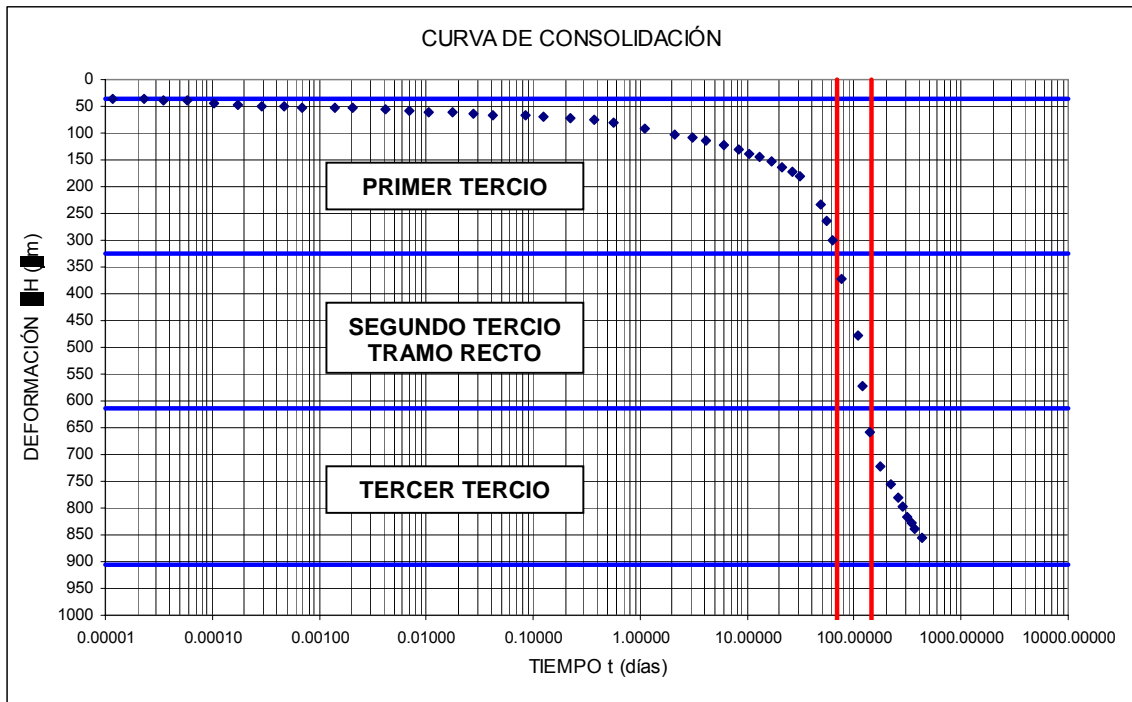


Figura 5.6 Proceso de ajuste, acotamiento de los tercios deformación, ensaye E01.

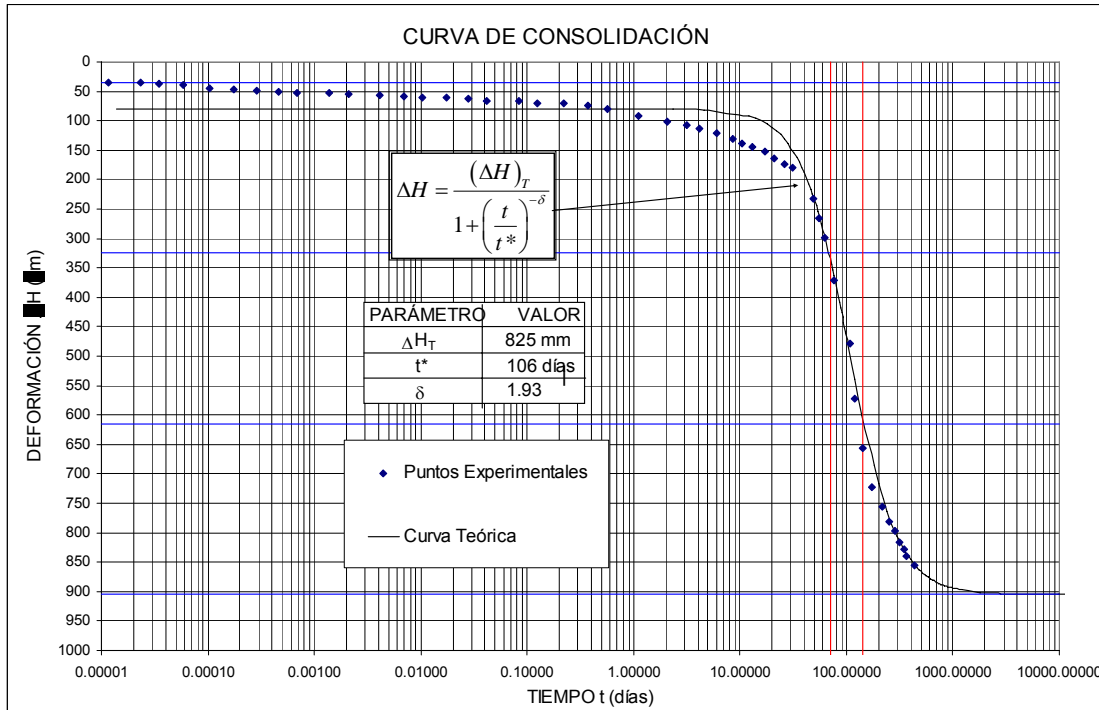


Figura 5.7 Ajuste de curva de consolidación a largo plazo, ensaye E01.

Los resultados del ajuste muestran que la magnitud de la deformación total teórica es de $\Delta H_T = 825 \mu\text{m}$, el tiempo característico $t^* = 106$ días para una deformación de $452 \mu\text{m}$, y la magnitud del parámetro δ es de 1.93. Dando como resultado la expresión 5.1.

$$\Delta H = \frac{(825)}{1 + \left(\frac{t}{106}\right)^{-1.93}} \dots\dots\dots(5.1)$$

En la prueba de laboratorio realizada en esta investigación, se midió un 94.6% de la deformación teórica total esperada del espécimen, según la expresión (5.1).

Calculando los puntos teóricos con la expresión (5.1) y comparándolos con los valores de los puntos experimentales, se observa que para los primeros 40 días de la prueba no hay una buena aproximación, en cambio para tiempos mayores el ajuste mejora: La expresión matemática propuesta tiene una buena aceptación para la consolidación secundaria en tiempos mayores de 40 días, por lo que la expresión matemática se delimita al fenómeno de la consolidación secundaria.

En la figura 5.8 se muestra la variación de la deformación con respecto al tiempo en una escala aritmética, como se observa el valor de la deformación final tiende a un valor asintótico. Para esta escala presentada, los puntos teóricos se ajustan bien a la curva experimental aún para tiempos menores.

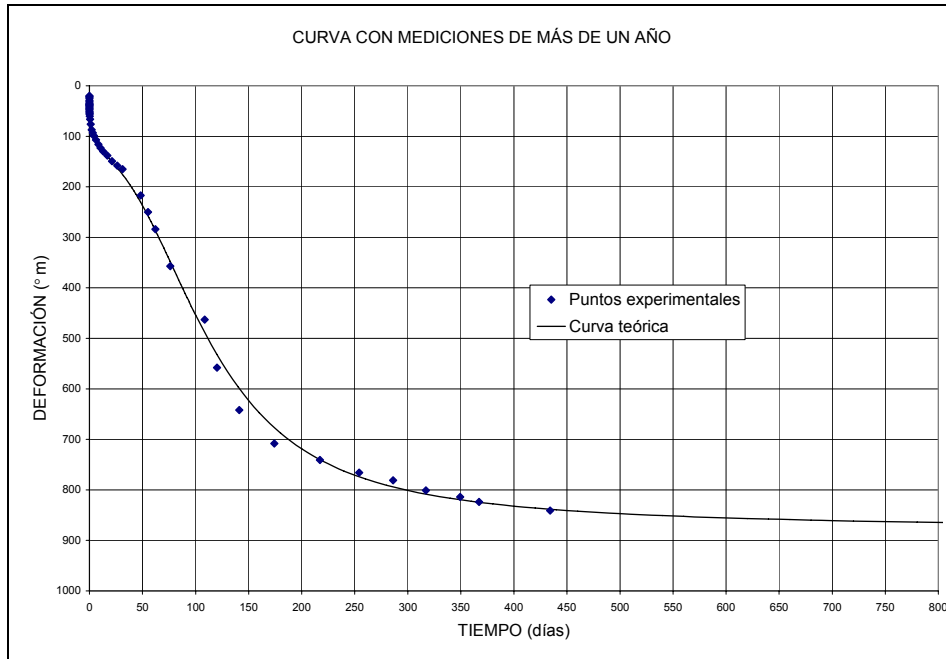


Figura 5.8 Deformación a través del tiempo, escala aritmética, ensayo E01.

En la curva de consolidación del ensayo E02, no se pudo lograr un ajuste aceptable con la expresión propuesta por el Dr. Juárez Badillo, debido a que en ésta no se define el final del tramo recto.

Configuración de la curva de consolidación

En la figura 5.9 se presentan los resultados en escala aritmética, para el tiempo total de ambas pruebas. Obsérvese que los puntos experimentales definen tres cambios de tendencia para el ensayo E01 (antes del esfuerzo crítico) y dos cambios de tendencia para el ensayo E02 (después del esfuerzo crítico), lo que conduce a pensar que el comportamiento del material depende de la ubicación de su estado de esfuerzos respecto al esfuerzo crítico.

Los cambios de tendencia de la curva de consolidación del ensayo E01 para la escala aritmética son: el primer cambio de tendencia es el tramo recto descendente que corresponde a la llamada consolidación primaria, el segundo cambio de tendencia es la curvatura seguido del tramo recto, donde empieza la

consolidación secundaria, y por último, el tercer tramo de tendencia es la concavidad descendente asintota.

Las tendencias de la curva de consolidación del ensaye E02, que se presentan en la figura 5.9, con base a la escala aritmética son: el tramo recto descendente (consolidación primaria) y la concavidad descendente asintota (consolidación secundaria).

Es importante señalar que en las curvas con duración de 24 horas de la figura 5.3, la deformación del suelo no tiende a un valor límite aparente a diferencia de las curvas para el tiempo total de las pruebas de las figuras 5.4 y 5.9, donde dicha deformación pudiera tender a un valor límite.

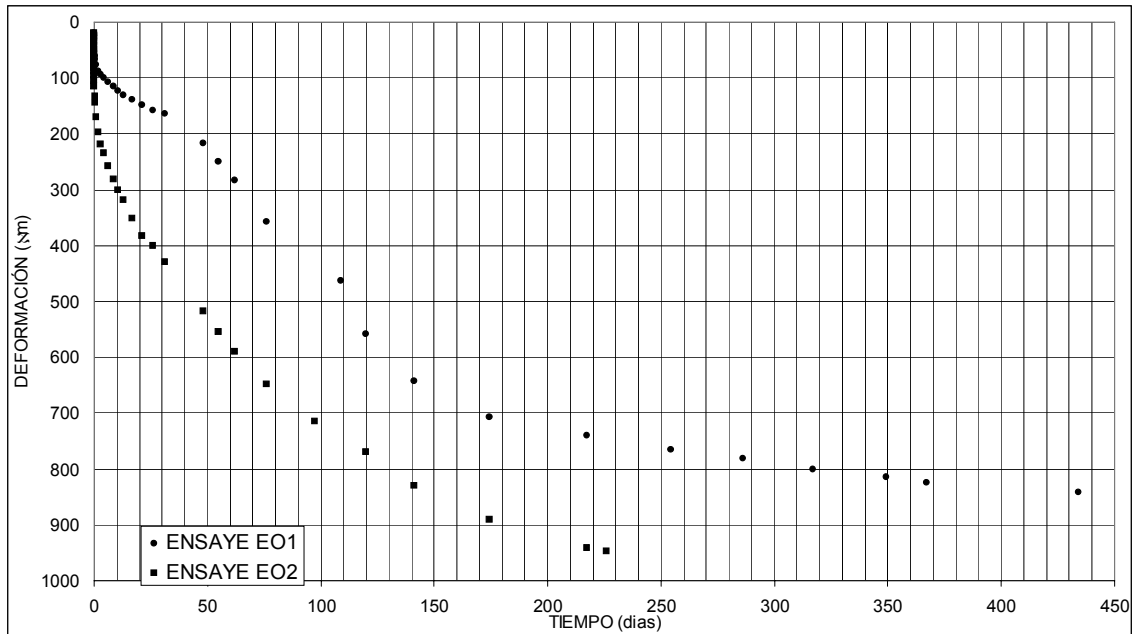


Figura 5.9 Resultados experimentales a largo plazo (escala aritmética) para el incremento de carga final, ensayos E01 y E02.

Con el propósito de observar mejor los cambios de tendencia de la curva de consolidación del ensaye E01, se grafica la deformación en micrómetros (μm) contra la raíz del tiempo en segundos ($\text{s}^{1/2}$) en escala aritmética y se limitan con líneas horizontales la consolidación primaria y la secundaria, figura 5.10.

En la consolidación secundaria se distinguen dos comportamientos diferentes, se observa que las velocidades de deformación son diferentes; la línea horizontal situada en $180 \mu\text{m}$ de deformación limita el cambio de velocidad, esto es, cuando el espécimen sobrepasa esta frontera de deformación la velocidad aumenta

fuertemente, después empieza a disminuir la velocidad de deformación hasta llegar a ser casi nula.

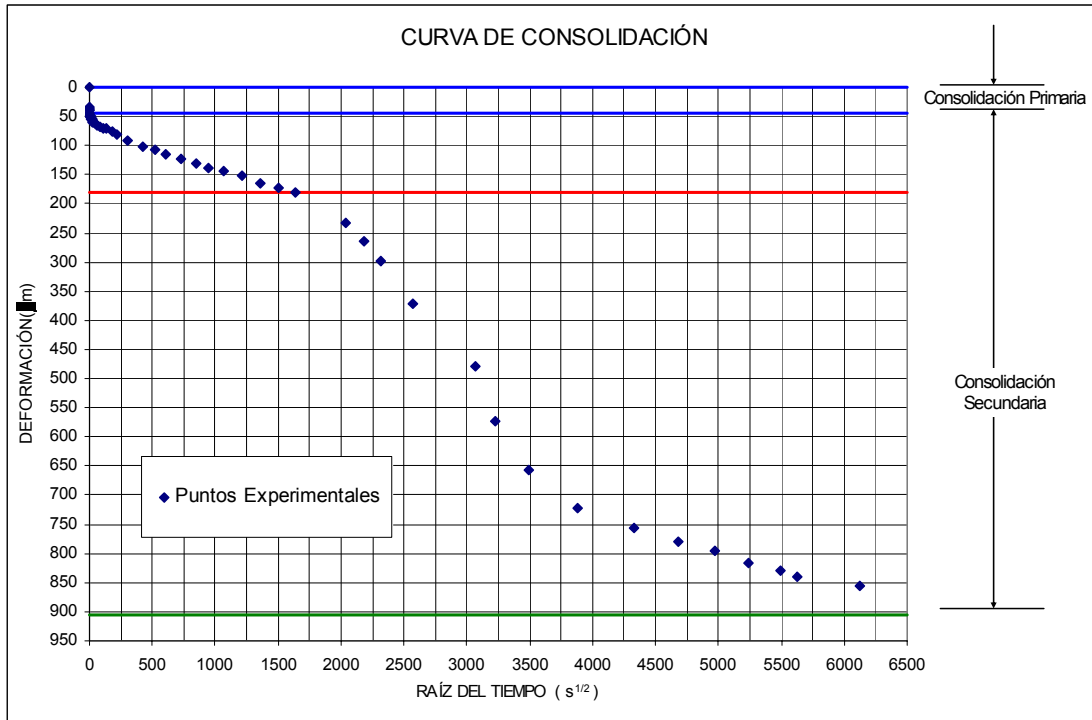


Figura 5.10 Configuración de curva de consolidación con tres comportamientos distintos, ensaye E01.

Para explicar la variación de la deformación que se presenta en el primero y segundo tramo de la consolidación secundaria ponemos a consideración dos hipótesis:

- a) Es posible que el material estudiado esté constituido por dos estructuras diferentes, el comportamiento de la primera fase de la consolidación secundaria esté gobernado por el deslizamiento de granos de tamaño mayor y que el comportamiento de la segunda fase esté gobernado principalmente por la otra estructura del material de menor tamaño.
- b) Suponemos que la deformación por consolidación secundaria en la primera fase se deba al fenómeno viscoso de los granos de suelo, el cual provoca un deslizamiento entre los granos y que en la segunda fase donde se incrementa la variación de la deformación, sea debido a una nueva reestructuración por atracción y repulsión de las cargas electromagnéticas de los granos deslizados, pasando de una estructura de naipes a una estructura orientada.

5.2.1 DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

a) Tiempo característico t^*

Los valores del tiempo característico t^* en las pruebas realizadas de E01 y E02, son mayores al registrado por Juárez Badillo (1985a) en una prueba de laboratorio para 250 días en una arcilla típica del Valle de México.

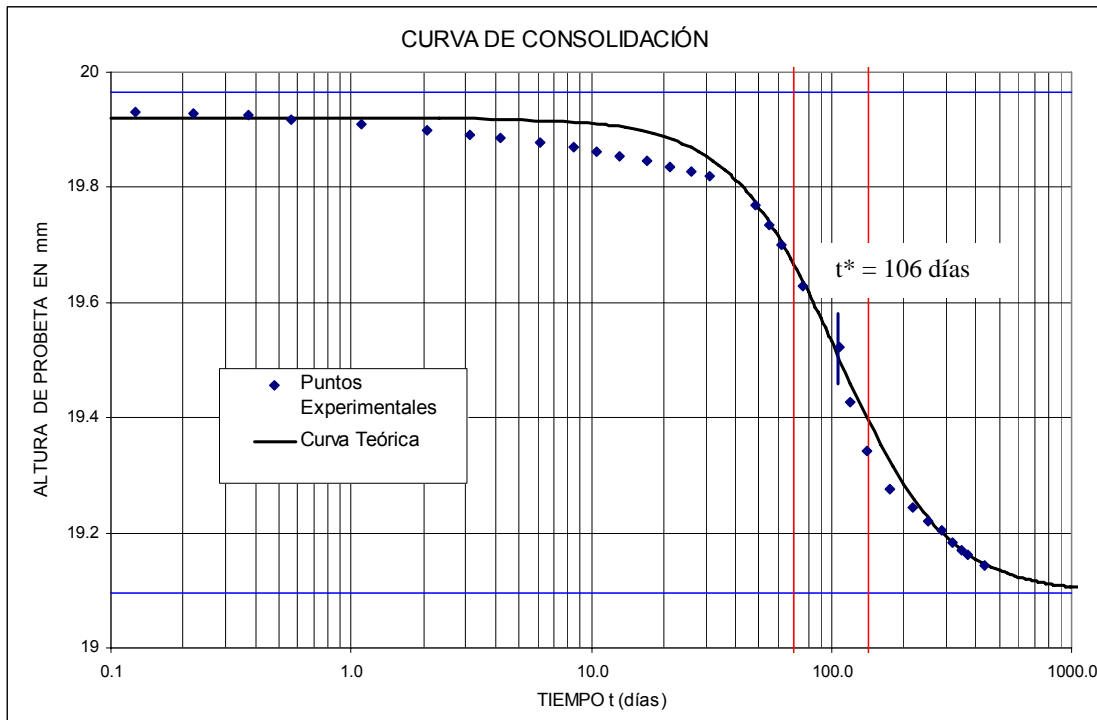


Figura 5.9 Trazo de la curva de consolidación en función de la altura de probeta ensayo E01.

Con el fin de comparar el valor obtenido del t^* en el ajuste de nuestra prueba de laboratorio contra la obtenida con la del Dr. Juárez Badillo (1985a), se presenta la figura 5.9 el trazo de la curva de consolidación E01 en función de la altura de la probeta, verificando que existe un cambio en la configuración de la curva con esta nueva escala, especialmente en el tramo recto donde se obtiene el t^* .

Como se observa en la misma figura 5.9, el t^* mantiene el valor de 106 días, mayor que el obtenido por el Dr. Juárez Badillo (1985a), $t^* = 7.2$ días, presentado en la figura 3.13.

Es de suponer que en dos diferentes materiales y con distintas alturas de probeta, afecten el valor del parámetro t^* .

Para verificar la magnitud del tiempo característico obtenido, se realizaron tres pruebas más de consolidación con otra arcilla de la Ciudad de México, cuyas dimensiones fueron iguales (relación de diámetro y altura de probeta). Las tres pruebas partieron con una carga inicial nula y se colocaron incrementos de carga de 0.05, 0.10 y 0.15 kg/cm^2 a cada espécimen. Los registros de las pruebas y las curvas de consolidación se presentan en anexo A.1.3.

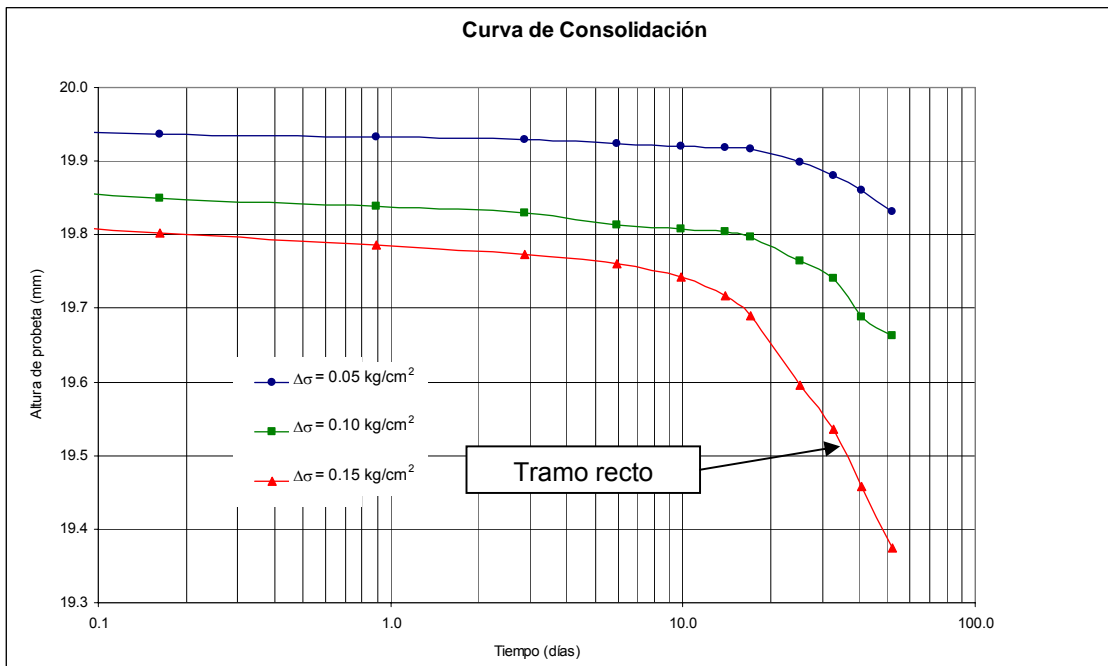


Figura 5.10 Curvas de consolidación. Registro de 52 días de tres probetas gemelas con diferentes cargas.

En la figura 5.10, se presentan las tres curvas de consolidación para 52 días de prueba, donde se aprecia que el tiempo característico t^* no coincide con la prueba de laboratorio registrada por Juárez Badillo (1985a), ya que los valores de t^* de estas nuevas pruebas serán mayores a 7.2 días.

En las tres curvas de consolidación sometidas a diferentes cargas (figura 5.9), se observa que las configuraciones son muy parecidas, haciéndose notar que aumentan las deformaciones después de 20 días, por lo que se piensa que el tiempo característico no está en función de la carga aplicada, esto es el t^* es independiente de los esfuerzos, y que estos valores pudieran ser muy semejantes. La diferencia entre los valores de t^* de las pruebas es consecuencia

de las dimensiones de la probeta, en especial de la altura. Esto indica, al comparar con el campo, el espesor del estrato en el tiempo de consolidación es muy importante para el cálculo de los asentamientos.

b) Coeficiente de fluidez δ

Con base en la teoría del Principio de la Proporcionalidad Natural, el coeficiente de fluidez δ depende del tipo de suelo, y se obtiene de las pruebas de consolidación a largo plazo, el Dr. Juárez Badillo, mediante datos históricos de hundimientos en diferentes sitios de la Ciudad de México, ha encontrado que el valor de δ para estas arcillas es aproximadamente igual a 1, sin embargo, al realizar pruebas de laboratorio de estos mismos suelos se ha encontrado que δ es variable, por ejemplo en la prueba de laboratorio realizada en Geosol (figura 3.13 del capítulo 3.5) fue de $\delta = 0.73$, y en este trabajo se encontró un $\delta = 1.93$.

Quizá la diferencia sea que el δ obtenido en campo, es un promedio de todos los deltas de cada estrato involucrado, donde intervienen diferentes compresibilidades (estratos arenosos, limos-arcillosos y arcillosos-limosos); es por ello que el delta de laboratorio es mayor, ya que el espécimen es una muestra representativa del estrato más compresible.

En la figura 5.10, se presentaron tres curvas de consolidación de una arcilla de la Ciudad de México, sometidas a diferentes esfuerzos, estas curvas muestran una configuración muy parecida, dando como resultado que el valor del coeficiente de fluidez δ obtenido en el laboratorio, no depende del nivel de esfuerzos aplicado, sino que depende del tipo del material, confirmando así lo comentado anteriormente.

c) Propuesta de ecuación Tiempo-Deformación

Tomando en cuenta que existe evidencia experimental (Leda, 1992) en el sentido de que la curva de consolidación puede presentar varias concavidades, lo que dificulta su ajuste a partir de la ecuación del Dr. Juárez Badillo, se propone una modificación de la misma, como sigue:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta H_i}{1 + \left(\frac{t_i^*}{t} \right)^{\delta_i}} \quad 5.1$$

Esta expresión tiene la ventaja de ser relativamente sencilla y puede tomar en cuenta la consolidación primaria y secundaria, así como la presencia de otras concavidades cuyo origen es aún desconocido.

Los parámetros t^*_1 y ΔH_1 son los equivalentes al t_{50} y al 100% del proceso de consolidación primaria de Terzaghi, en tanto que t^*_2 y ΔH_2 corresponden al proceso de consolidación secundaria. Sin embargo cuando se presenta una tercera concavidad, ésta se puede describir un tiempo característico t^*_3 y una deformación ΔH_3 al final de este proceso.

d) Procedimiento de ajuste

Si sólo se consideran 3 puntos de inflexión en la curva de consolidación, se tendrá entonces:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^3 \left(\frac{\Delta H_T}{1 + \left(\frac{t^*}{t} \right)^\delta} \right)_i \quad 5.2$$

En términos generales para ajustar una curva de consolidación empleando la ecuación 5.2 se deberá contar con la curva de consolidación tanto en escala natural, como en escala logarítmica, convenientemente tramo por tramo. Se comenzará ajustando la curva de consolidación primaria tomando en cuenta el 50% de la consolidación total en dicho tramo y el correspondiente tiempo característico. Después se procederá de manera similar para la segunda concavidad y una vez ajustada se corregirán los valores de los parámetros propuestos inicialmente para la primera concavidad. Posteriormente se procederá de la misma forma para la tercera concavidad, regresándose a corregir los valores de los parámetros para la primera y segunda concavidad. El ajuste no lleva mucho tiempo más o menos en tres o cuatro iteraciones.

Siguiendo el procedimiento descrito anteriormente, se ajustaron las curvas de consolidación de los ensayos E01 y E02, los parámetros correspondientes se enlistan en la Tabla 5.2.1a. En la figura 5.11 se ajusta el comportamiento experimental tiempo-deformación para 24 horas, en tanto que en la figura 5.12 se hace el ajuste para el tiempo total de la prueba. Cabe aclarar que la ecuación que describe el comportamiento tiempo-deformación es la misma tanto para 24 horas como para el tiempo total de la prueba, la razón de separar los intervalos de tiempo es para poder apreciar los detalles de las curvas de consolidación para el tiempo convencional de 24 horas.

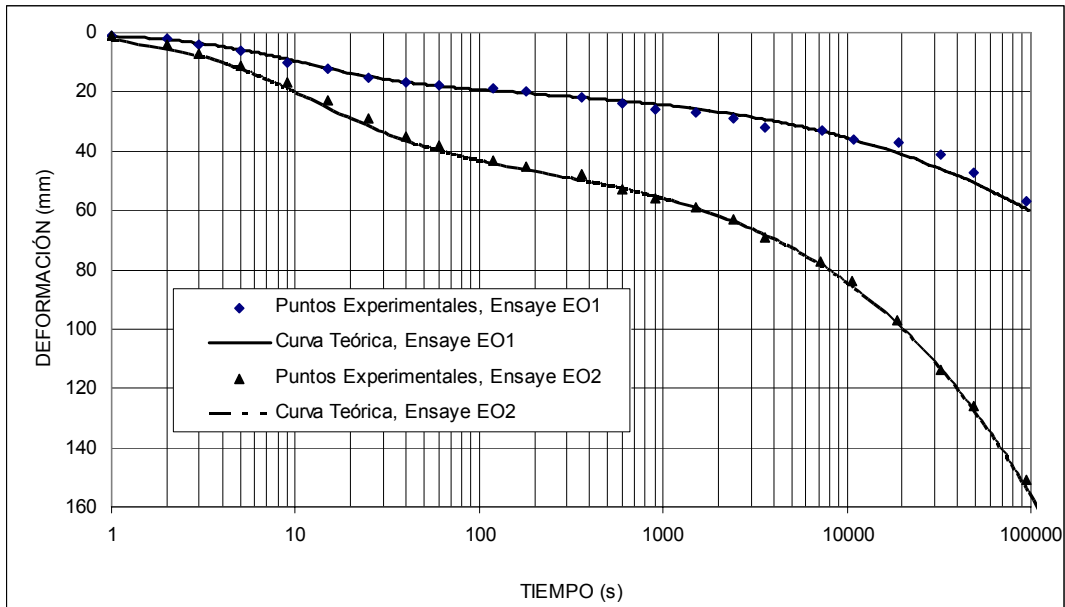


Figura 5.11 Ajuste de las curvas de consolidación, con la ecuación propuesta, a 24 horas para el incremento de carga final en los ensayos EO1 y EO2

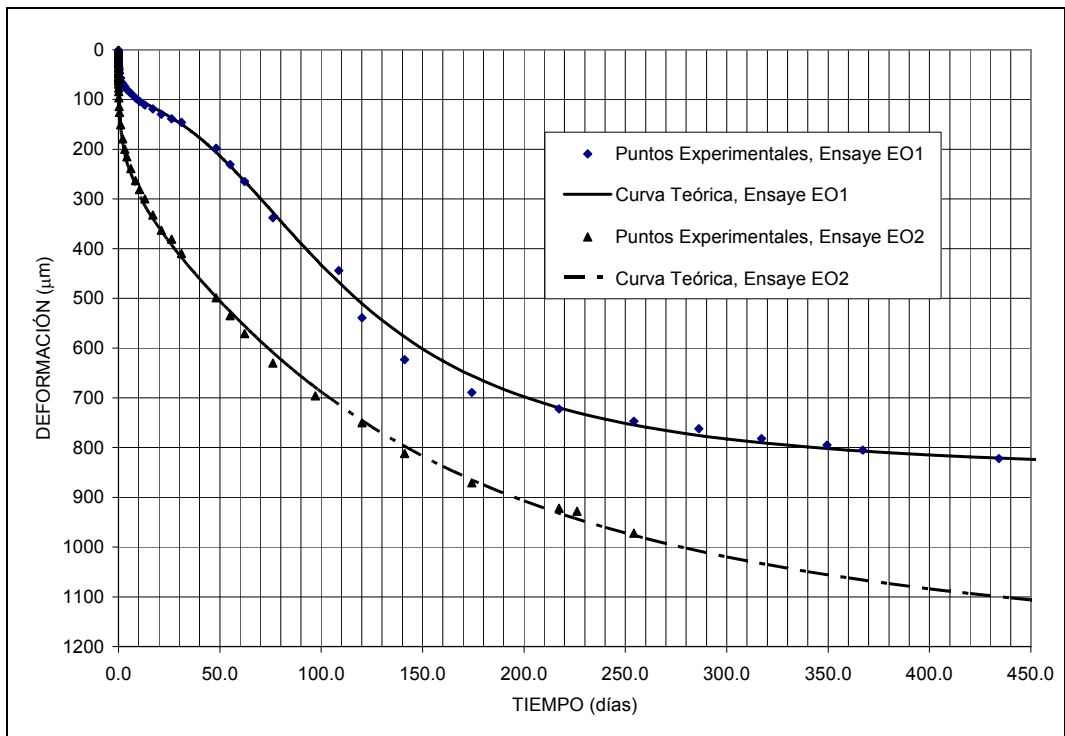


Figura 5.12 Ajuste de las curvas de consolidación, con la ecuación propuesta, a largo plazo para el incremento de carga final en los ensayos EO1 y EO2

Es conveniente mencionar que la descripción del comportamiento tiempo-deformación para el ensaye E02 se tuvo que realizar considerando 3 concavidades. Se puede apreciar en la tabla 5.2.1a que el tiempo característico t^* es en promedio de 0.00013 días (11 segundos) para el tramo 1 y de 13.5 días para el tramo 2, sin embargo en el último tramo dichos valores son un poco diferentes con un valor promedio de 130 días. Con respecto al valor del exponente “ δ ”, los valores medios son de 1.2 y 0.48 para los primeros dos tramos, respectivamente; en el tercer tramo sus valores fueron de 2.4 para la prueba E01 y 1.47 para el ensaye E02.

Parámetro	Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3	
	E01	E02	E01	E02	E01	E02
t^* (días)	$1.2 e^{-4}$	$1.4 e^{-4}$	13	14	114	145
δ	1.25	1.15	0.46	0.5	2.4	1.47
ΔH (μm)	18	42	171	510	687	750

Tabla 5.2.1a Resumen de Parámetros en la ecuación propuesta

e) Comentarios adicionales

Lo importante a destacar en esta prueba a largo plazo es la configuración que presenta la curva de consolidación, para este caso en particular la deformación por consolidación primaria representa menos del 5% de la deformación total. Si se compara la magnitud de la deformación por consolidación secundaria al término de 24 horas con la deformación obtenida en esta prueba a largo plazo, la primera resulta muy pequeña.

El inconveniente del modelo es que se requiere de mucho tiempo de prueba en laboratorio y de cuidados adicionales, en especial para evitar el desarrollo de microorganismos, lo que lo hace impráctico en los laboratorios de la práctica profesional, sin que esto le quite su mérito para su aplicación en obras que se prevea vayan a funcionar a un largo tiempo.

En nuestra opinión, el uso de estas pruebas es para calcular los asentamientos diferidos para tiempos mayores de 50 años, los cuales se calculan en construcciones antiguas, consideradas como patrimonio urbano y para obras de servicio duradero como son rellenos sanitarios, puertos, aeropuertos y otros.

Aunque esta teoría no ha sido desarrollada en su totalidad, ya que no toma en cuenta la consolidación primaria, se ha observado que es de gran utilidad en la predicción de asentamientos a tiempo mayores. Esto se logra ajustando la curva de consolidación secundaria de los registros de campo, encontrando así la tendencia del asentamiento teórico, sin embargo aquí se presenta una propuesta para el uso de esta teoría, considerando los tres comportamientos que presenta la curva de consolidación de la arcilla de Ciudad de México, según los resultados obtenidos en el laboratorio.

5.3 CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO

Conceptos generales

Los resultados obtenidos en la prueba de consolidación dependerán del grado de perturbación de la muestra.

La duración y la magnitud con que se aplica la carga es de suma importancia para el desarrollo de la compresión del suelo.

- a) La duración de la prueba es un factor fundamental en el desarrollo de la consolidación primaria y secundaria.
- b) La magnitud del incremento de carga aplicado provoca un exceso de presión de poro en la probeta de suelo, si ésta es mayor a la presión hidrostática, a la que estaba sujeta en el campo, perturbará la estructura del suelo y habrá una pérdida de material a través del flujo de agua de salida, inclusive puede llevar a un comportamiento frágil del suelo por la fractura de granos y la pérdida de contactos entre ellos, así se pudo constatar en este trabajo, que a niveles de esfuerzo muy cercanos al esfuerzo crítico o carga de preconsolidación, la variación de los parámetros de consolidación es dispersa. Si la magnitud de la carga es adecuada, los esfuerzos intergranulares distorsionarán la estructura del suelo sin pérdida de contactos entre granos, o sea los granos del suelo ceden lentamente ocupando posiciones más estables, exhibiendo alta viscosidad intergranular.

Se tiene que tener cuidado en la magnitud del incremento de esfuerzo, ya que, éste puede provocar un gradiente hidráulico muy grande de salida en la probeta del suelo, dudando la validez de la ley de Darcy, durante este intervalo de tiempo, teniendo un ajuste de la prueba poco satisfactorio; en el campo el gradiente hidráulico inducido por la construcción de las obras por lo general es pequeño, por lo que no existiría similitud en las condiciones de la prueba de laboratorio.

En cuanto al tiempo que hay que dejar aplicado el incremento de carga para que se defina la consolidación secundaria, depende, evidentemente, de la permeabilidad del suelo y de la altura de la probeta.

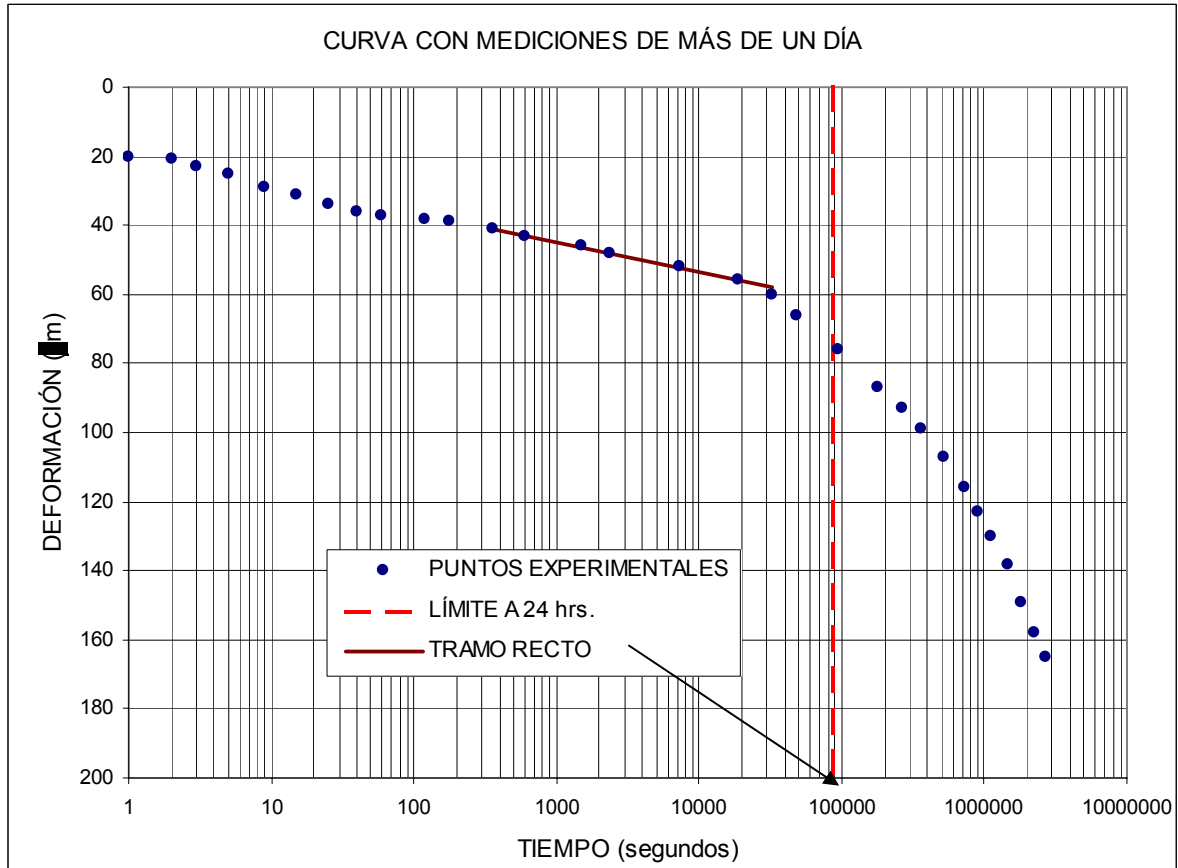


Figura 5.13 Deformación a través del tiempo, escala semilogarítmica

Como se pudo constatar las consideraciones que Zeevaert hace en su teoría de viscosidad intergranular no son válidas para tiempos largos, ya que el tramo recto que menciona para el ajuste del parámetro C_t , solo representa una pequeña porción de la contribución de la consolidación secundaria, que en realidad no es tramo recto sino es una curva cóncava hacia abajo. En el figura 5.13, se muestran los puntos experimentales de la prueba para un tiempo mayor de 24 hrs., donde se observa la concavidad de la primera curva y el trazo de dicha recta.

La aplicación de una teoría u otra dependerá de las características de los suelos estudiados, de las condiciones de ensaye, de la representatividad de las condiciones de trabajo en campo y de la importancia de la obra.

Sobre la ecuación propuesta

Se presentó una expresión semi-empírica ecuación 5.2 basada en el principio de proporcionalidad natural del Dr. Juárez Badillo para la interpretación de curvas de consolidación a largo plazo. Esta expresión toma en cuenta tanto la fase primaria como la secundaria del fenómeno de consolidación, las cuales se suelen manifestar para tiempos convencionales de prueba de 24 horas, sin embargo, para tiempos de prueba mayores, las curvas de consolidación pueden presentar formas no convencionales (con más de un punto de inflexión). La ecuación surge de la idea de sumar efectos, haciendo notar que algunos al comienzo (como la consolidación secundaria) no son tan evidentes, sino que se hacen significativos posteriormente.

La ecuación propuesta se utilizó para ajustar los resultados experimentales obtenidos de pruebas de consolidación llevadas a cabo por más de un año, donde se pudo verificar la existencia al menos de tres puntos de inflexión. El ajuste de las curvas de consolidación fue satisfactorio, obteniéndose los parámetros involucrados en la ecuación teórica.

Se puede apreciar una aparente diferencia entre las curvas de consolidación a largo plazo para estados de esfuerzo antes del crítico, con tres concavidades, y después de éste, con dos concavidades, sin embargo el ajuste de la curva después del crítico tubo que realizarse considerando tres tramos.

Es de suma importancia investigar las propiedades de comportamiento del suelo en el proceso de consolidación, por lo que estimamos que el coeficiente de fluidez δ propuesto por Juárez Badillo cumple con este objetivo, así lo pudimos constatar con los resultados presentados en este trabajo, concluyendo que la fluidez δ es intrínseco al tipo de material y no a los esfuerzos sometidos al espécimen.

Por último, para el estudio de asentamientos de una obra a proyectar para un tiempo mayor a 50 años, la teoría que mejor se adapta a las deformaciones de suelos finos saturados de las arcillas de la Ciudad de México es la propuesta del Dr. Juárez Badillo, con las limitaciones ya mencionadas en el procedimiento de prueba. Si por lo contrario se solicita proyectar una obra que su vida útil se menor a 50 años, se sugiere utilizar la metodología del Dr. Zeevaert, con los tiempos y porcentajes de carga establecidos en este trabajo.

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES Y
RECOMENDACIONES

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

Una vez realizada la revisión de algunos aspectos relevantes del fenómeno de consolidación secundaria se establecen las siguientes conclusiones.

6.1.1 ASPECTOS GENERALES

Por todo lo aquí expuesto puede apreciarse que el estudio de la consolidación de los suelos, a partir de la teoría inicial de Terzaghi, se ha vuelto cada vez mas complejo por la incorporación de un número cada vez mayor de criterios no incluidos en ésta, con objeto de explicar la consolidación secundaria.

El fenómeno de consolidación se estudia desde dos grandes enfoques: Micrométrico (estructural) y Macrométrico (fenomenológico).

El enfoque micrométrico se utiliza de dos maneras básicamente:

- i) Como un medio para la formulación de leyes constitutivas del comportamiento general del suelo bajo carga, y
- ii) Como un medio para el análisis de la estructura del suelo y su cambio bajo acciones externas

Algunos modelos que emplean este enfoque son los propuestos por: Josselin de Jong (1968), siguiendo las sugerencias de Buisman (1940), Mitchell et al (1968); Murayama (1983), Wu et al (1966) y Juárez Badillo (1984).

El enfoque Macrométrico describe el comportamiento global del suelo a partir de la observación fenomenológica. Es decir, se hace caso omiso de la estructura del suelo. Así, el suelo puede ser representado como un medio continuo ideal, elástico, elastoplástico, viscoelástico, viscoelastoplástico, etc. Es el enfoque que ha sido utilizado para el estudio de suelos.

Para la descripción del proceso de consolidación, entre los modelos basados en este enfoque, se encuentran: Terzaghi (1925), Lo (1961), Laing Barden (1965), Schiffman et al (1964), Zeevaert (1967) y otros.

Para el Dr. Juárez Badillo el fenómeno de consolidación primaria es un retardamiento del cambio volumétrico, y la consolidación secundaria es la continuación del cambio volumétrico, pero sin retardamiento.

Zeevaert define como consolidación secundaria a una deformación viscosa intergranular producida por el movimiento relativo de los granos por fenómenos de alta viscosidad, y aborda el fenómeno desde el punto de vista reológico.

En la práctica profesional cuando se calculan los asentamientos totales se utiliza usualmente la curva de compresibilidad, la cual esta constituida por los resultados de las pruebas de consolidación, donde se permite desarrollar la consolidación secundaria durante un día para cada incremento de esfuerzo, las magnitudes de los esfuerzos aplicados son duplicados, y además se utilizan los c_v para predecir la evolución con el tiempo del asentamiento total; aceptando que ya no se presentarán hundimientos para tiempo mayores de acuerdo con esta metodología. Esto implica diferencias importantes respecto de los análisis realizados con las curvas de consolidación que permiten considerar el efecto secundario, con base en las teorías de Zeevaert y Juárez Badillo, aquí presentadas.

En nuestra opinión es posible realizar adecuadamente las predicciones de hundimientos en estructuras con el modelo de Zeevaert para tiempos cortos, una vida útil hasta 40 años. Recomendando que el nivel de esfuerzos adecuado, para que se definan la consolidación primaria como la consolidación secundaria, al menos en arcillas de la Ciudad de México, se programe con incrementos para cada ciclo de carga en un rango de entre el 60% y el 80% del esfuerzo total acumulado, con la posibilidad de poder variar dentro de este rango los esfuerzos aplicados, así mismo se tendrá menos dispersión en los parámetros de consolidación.

La teoría del Dr. Juárez Badillo es aplicable para la prueba de consolidación a largo plazo, el ajuste es relativamente sencillo. En la prueba de consolidación de laboratorio realizada a una arcilla de de la Ciudad de México, se obtuvo un coeficiente de fluidez $\delta = 1.94$, el cual se considera alto comparado con los obtenidos mediante datos históricos de hundimientos en diferentes sitios de la Ciudad de México, encontrándose que el valor de δ (de campo) para estas arcillas es aproximadamente igual a 1. Quizá la diferencia sea que el δ obtenido en campo, es calculado por el monitoreo del asentamiento de la estructura, esto es, a base de la curva de consolidación donde se involucran varios estratos con diferentes compresibilidades, por lo que se piensa que el δ es un promedio de todos los deltas de cada estrato involucrado, dado así un valor menor.

Las consideraciones que Zeevaert hace en su teoría de viscosidad intergranular no son válidas para tiempos largos, ya que el tramo recto que menciona para el ajuste del parámetro C_t , sólo representa una pequeña porción de la contribución de la consolidación secundaria, que en realidad no es tramo recto sino es una curva cóncava hacia abajo, según la prueba de consolidación a largo plazo realizada en este trabajo.

La expresión propuesta en este trabajo se basa en el principio de proporcionalidad natural de Juárez Badillo para la interpretación de curvas de consolidación a largo plazo. Esta expresión toma en cuenta tanto la fase primaria como la secundaria del fenómeno de consolidación, las cuales se suelen manifestar para tiempos

convencionales de prueba (24 horas), sin embargo, existe evidencia que para tiempos de prueba mucho mayores, las curvas de consolidación pueden presentar formas no convencionales (con más de un punto de inflexión), fenómeno que no está enteramente descrito por las teorías tradicionales. La ecuación propuesta se utilizó para describir los resultados experimentales obtenidos de pruebas de consolidación llevadas a cabo por más de un año, donde se pudo verificar la existencia al menos de tres puntos de inflexión. El ajuste de las curvas de consolidación fue satisfactorio, obteniéndose los parámetros involucrados en la ecuación teórica.

La aplicación práctica para las pruebas de consolidación a largo plazo, es en la rehabilitación de construcciones antiguas, en especial las consideradas como patrimonio urbano y en la construcción de obras de servicios imprescindibles, para las cuales se requieran conocer los asentamientos para tiempos mayores a 40 años.

La aplicabilidad de dichos métodos se complica aún más cuando el estrato compresible es afectado adicionalmente por el abatimiento de las presiones intersticiales debido al bombeo del agua de los acuíferos en el subsuelo, es decir cuando existe un proceso de consolidación regional, como ocurre en gran parte de la zona lacustre del área urbana de la Ciudad de México.

Las incertidumbres ligadas al estudio de los asentamientos y de la diversidad de factores que influyen en el comportamiento de este fenómeno, son el origen y evolución de los suelos, su variabilidad de un punto a otro, las técnicas de exploración, muestreo y ensayo, el grado de representatividad de las muestras, las condiciones de drenaje, las condiciones y magnitudes de carga, la historia de esfuerzos, los tipos y rigidez de la cimentación y de otros aspectos más propios de cada lugar.

Por lo que no es una práctica sana que en ocasiones se construyan curvas de asentamiento– tiempo de cierta obra o en el laboratorio en probetas de suelo, y se obtengan fórmulas empíricas basadas en métodos estadísticos que se pretendan generalizar en la práctica profesional para otros sitios o magnitudes de carga.

6.2 RECOMENDACIONES

6.2.1 PROPUESTA DE MANUAL DE PROCEDIMIENTO

Las propuestas siguientes para la prueba de laboratorio de consolidación de suelos finos saturados, éstas están basadas en la norma de procedimientos, y más particularmente, en experiencias conjuntas del personal del laboratorio de la Facultad de Ingeniería de la UNAM.

Descripción de la prueba

La prueba de consolidación consiste en comprimir verticalmente un espécimen de material confinado en un anillo rígido siguiendo un programa de cargas, ocasionando: una pérdida de volumen de agua (fenómeno hidrodinámico), llamado consolidación primaria y un reacomodo de granos (fenómeno viscoso), llamado consolidación secundaria. La deformación de la pastilla de suelo a través del tiempo se registrar conforme al programa de monitoreo establecido. El ensaye esta constituido por las etapas siguientes:

- Labrado de la muestra
- Encapsulado de la muestra
- Montaje de la cápsula
- Instrumentación
- Saturación de la muestra
- Secuencia de cargas
- Etapa de descarga

Equipo de consolidación

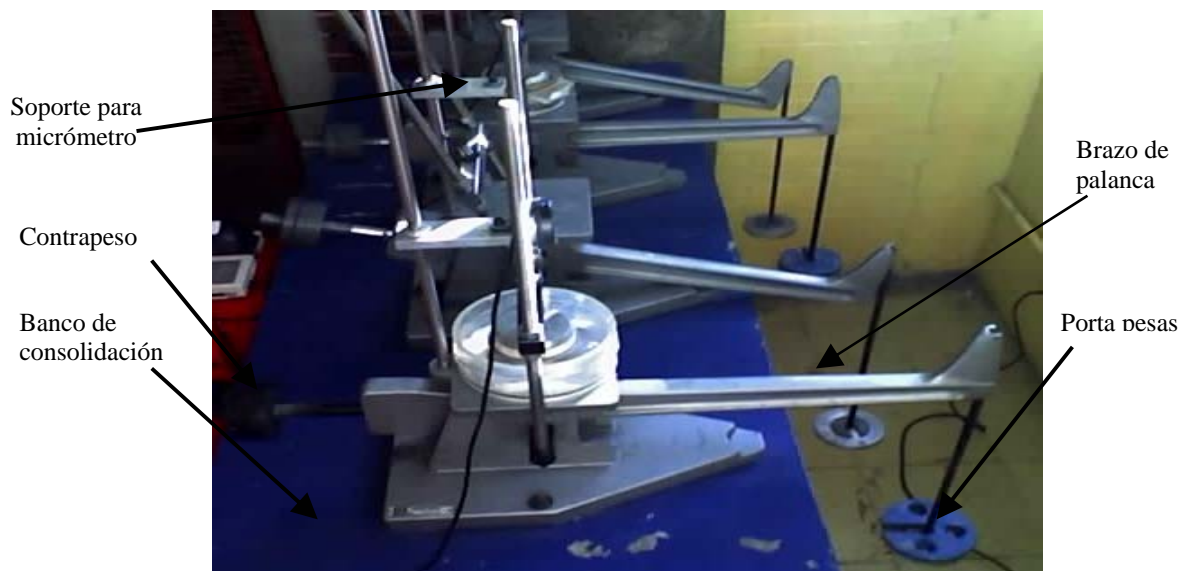


Foto 1. Odómetro o Consolidómetro unidireccional (Vista lateral)

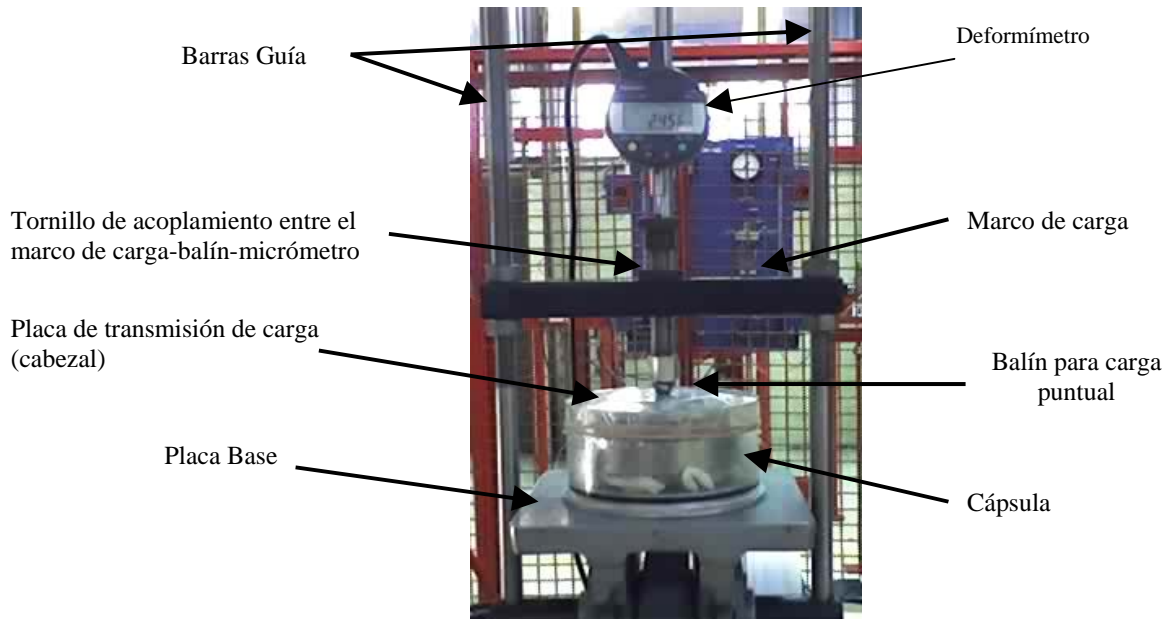


Foto 2. Consolidómetro preparado (Vista Frontal)

Labrado de la muestra inalterada de suelo



Foto 3 Dispositivos para labrado de muestra de suelo

Muestra de suelo

La muestra de suelo debe ser inalterada y lo más homogénea posible para cada prueba. Durante el empaque, transporte y almacenamiento, las muestras deben protegerse con extremo cuidado, evitando dañarlas y conservando su humedad.

La muestra cortada debe someterse de inmediato a la prueba. La probeta de suelo debe obtenerse del corazón de la muestra.

Procedimiento (Método del torno)

Considerando la dirección del flujo del agua en el terreno se extrae la muestra contenida en el tubo shelby o del pozo a cielo abierto, seleccionándose un tramo de 9 x 9 x 9 cm. aproximadamente, se coloca sobre el torno giratorio y sobre ésta se centra el anillo de acero inoxidable de 8 cm de diámetro interno (D) y altura (H) de 2 cm aproximadamente. Para disminuir la fricción lateral entre el anillo y el material se recomienda que la relación D/H sea igual o mayor a 4, y que además se coloque en su interior grasa de silicón (ver apartado 2.3.3).

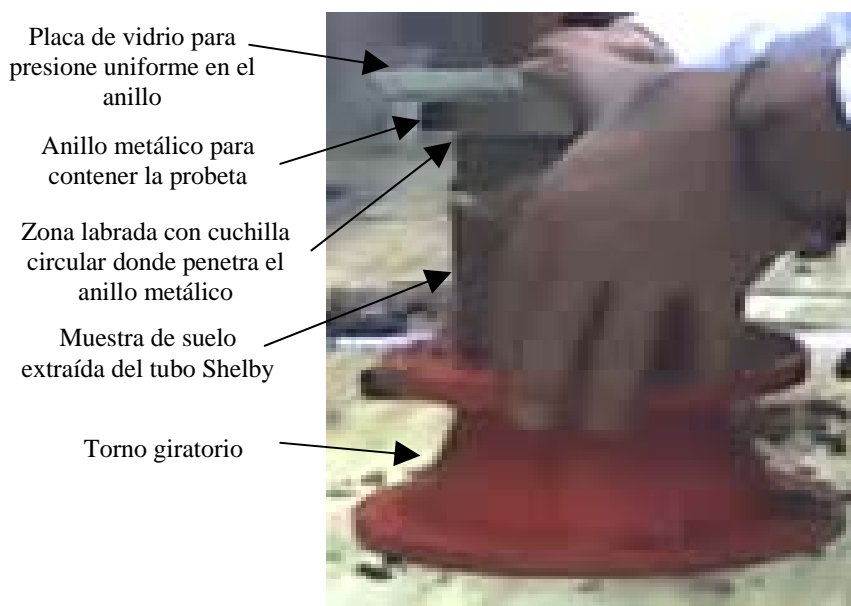
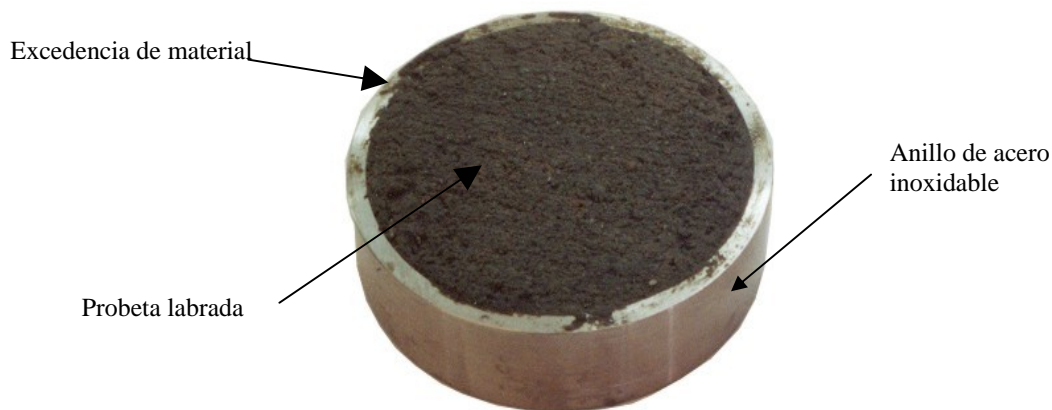


Foto 4. Introducción del anillo a la muestra con una placa de vidrio

Para facilitar la introducción del material al anillo, primero se labra una cresta de menor diámetro que el del anillo con la ayuda de una cuchilla, después se mete el anillo en la cresta hasta cubrir por completo su área, de modo de fijar el anillo, a continuación con la cuchilla de corte circular (ranurador), se irá labrando la

muestra. La cuchilla circular deberá deslizarse en posición perpendicular al anillo, esto evitará una rasgadura mayor a la muestra; para facilitar esta operación se gira el torno hasta tener un diámetro menor de la muestra, luego se penetra el anillo con la ayuda de una placa de vidrio para empujarlo con una presión uniforme y así asegurarse que se desliza verticalmente. Se repite este proceso de labrado hasta que sobresalga el material del anillo metálico unos 5 mm.



Fotografía 5 Muestra de suelo contenida en el anillo de consolidación

Teniendo ya la probeta en el anillo se corta con el arco de alambre por la base del anillo y subsiguientemente en la cara superior, posteriormente se enrasan por ambas caras del anillo metálico, debe darse una sola pasada para evitar el remoldeo (ver apartado 2.3.3), es muy recomendable que después del corte, se use un enrasador estriado para rayar las caras con líneas perpendiculares que permitirán el drenaje en todas direcciones. Limpie cualquier excedencia de material en el anillo, para obtener el peso específico del material. Se deberá cuidar que el espécimen esté totalmente confinado en el anillo, para evitar deformaciones laterales.

Todo lo anterior se deberá realizar en un cuarto de temperatura y de humedad, controlado.

Encapsulado de la probeta

Equipo empleado

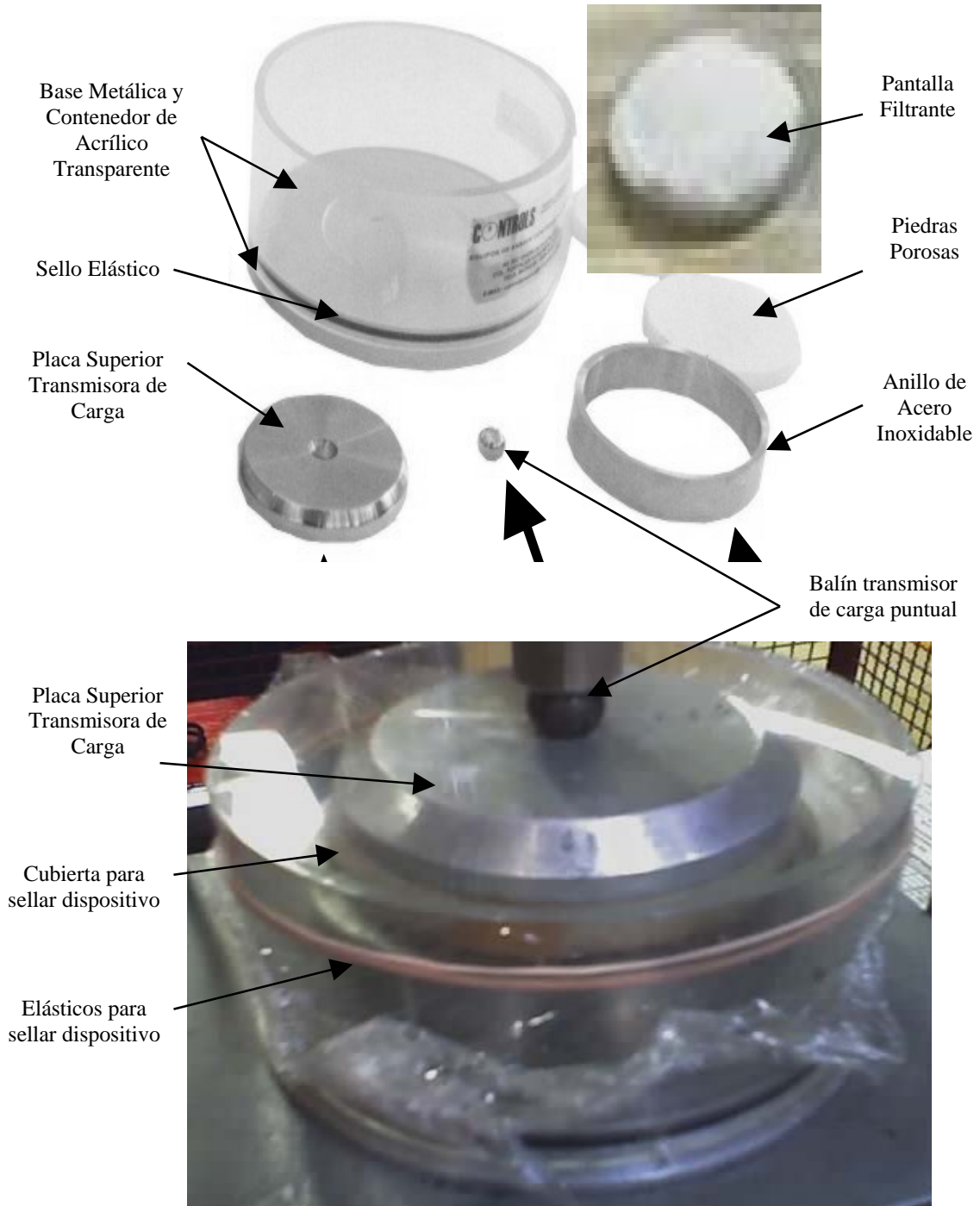


Foto 6 Dispositivos para el encapsulado de la probeta

Con la probeta labrada dentro del anillo metálico se procede a pesarla para determinar su peso volumétrico y se toma un contenido de agua. Se procede a colocarla en el dispositivo de contención lo mas rápido posible para evitar la pérdida de humedad, previamente hervidos y saturados los elementos que permiten el drenaje del agua desplazada, se colocan por ambas caras la malla de tela filtrante o papel filtro, sin que éstas lleguen a tocar el diámetro interno del anillo metálico, posteriormente se colocan la piedra porosa en la placa base y sobre ésta el anillo con la probeta de suelo, cuidando que queden bien centradas en el diámetro interno del anillo metálico evitando así, que se puedan atorarse el durante la prueba. De igual forma en la cara superior de la probeta se coloca la piedra porosa y la placa superior. Después, se colocan trozos de algodón humedecidos con agua para evitar la pérdida de humedad de la muestra, cuidando que no toquen el anillo; se envuelve con un papel adherible sujetado con ligas para garantizar el sellado hermético del dispositivo y formando así un ambiente húmedo. Por último, se coloca el balín cubierto con grasa de silicón sobre la placa superior, en la hendidura destinada para este fin, para ello se retira el papel adherible en la zona con ayuda de una navaja, quedando finalmente encapsulado y listo el dispositivo para el montaje.



Foto 6 Encapsulado de probeta de suelo

Montaje de la cápsula

El montaje consiste en colocar la cazuela con la pastilla de suelo en el consolidómetro, se debe verificar la horizontalidad y verticalidad del marco de carga y del brazo de palanca, utilizando niveles de burbuja. Además se debe garantizar el equilibrio del sistema, por lo que el tornillo de ajuste del marco de carga que presiona al balín deberá estar siempre en contacto.

El consolidómetro debe ser sensible a la aplicación de carga y exento de fricción en sus articulaciones.

La probeta debe estar centrada en el vástago, para evitar alguna excentricidad de carga: Se debe evitar cualquier impacto durante el montaje.

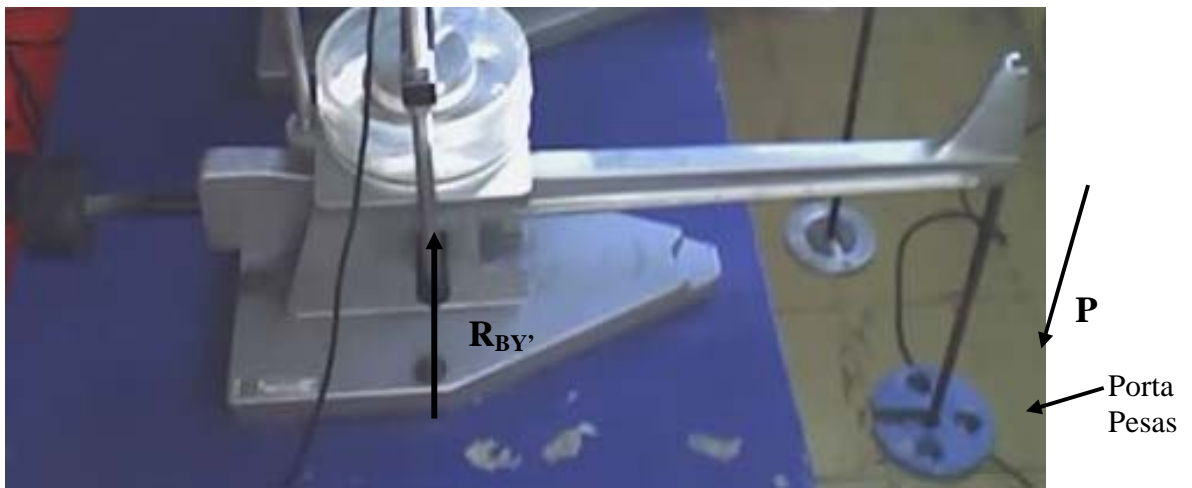
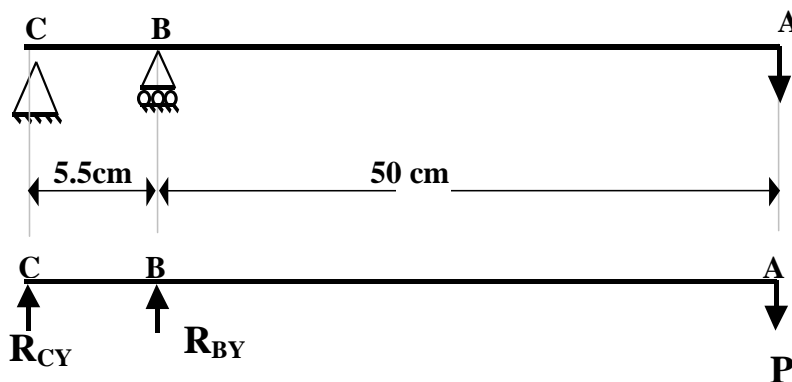


Foto 7. Consolidómetro de Palanca

Constante de aparato

Diagrama de cuerpo libre



Por equilibrio

$$P(50 + 5.5) - 5.5 R_{BY} = 0$$

$$R_{BY} = \frac{55.5 P}{5.5}$$

$$R_{BY} = 10 P$$

La constante del aparato se refiere al factor de amplificación de la carga, éste se aplica a la carga del porta pesas para conocer la carga real que recibe la probeta de suelo, esto es, se desea conocer la fuerza resultante del brazo de palanca del consolidómetro, en la figura se muestra el diagrama de cuerpo libre del consolidómetro y se hace el análisis para conocer la constante del brazo.

Sin embargo siempre será mejor realizar la calibración del aparato midiendo directamente a cuánto corresponde la carga R_{BY} para cada incremento de carga que se aplique en el porta pesas. Para ello se utiliza un anillo de carga calibrado debajo del marco de carga.

Así mismo, se debe obtener la deformación de todo el sistema en función del tiempo bajo una carga dada, (ver apartado 2.3.3).

Instrumentación y ajuste de los dispositivos de monitoreo y lectura

Equipo empleado

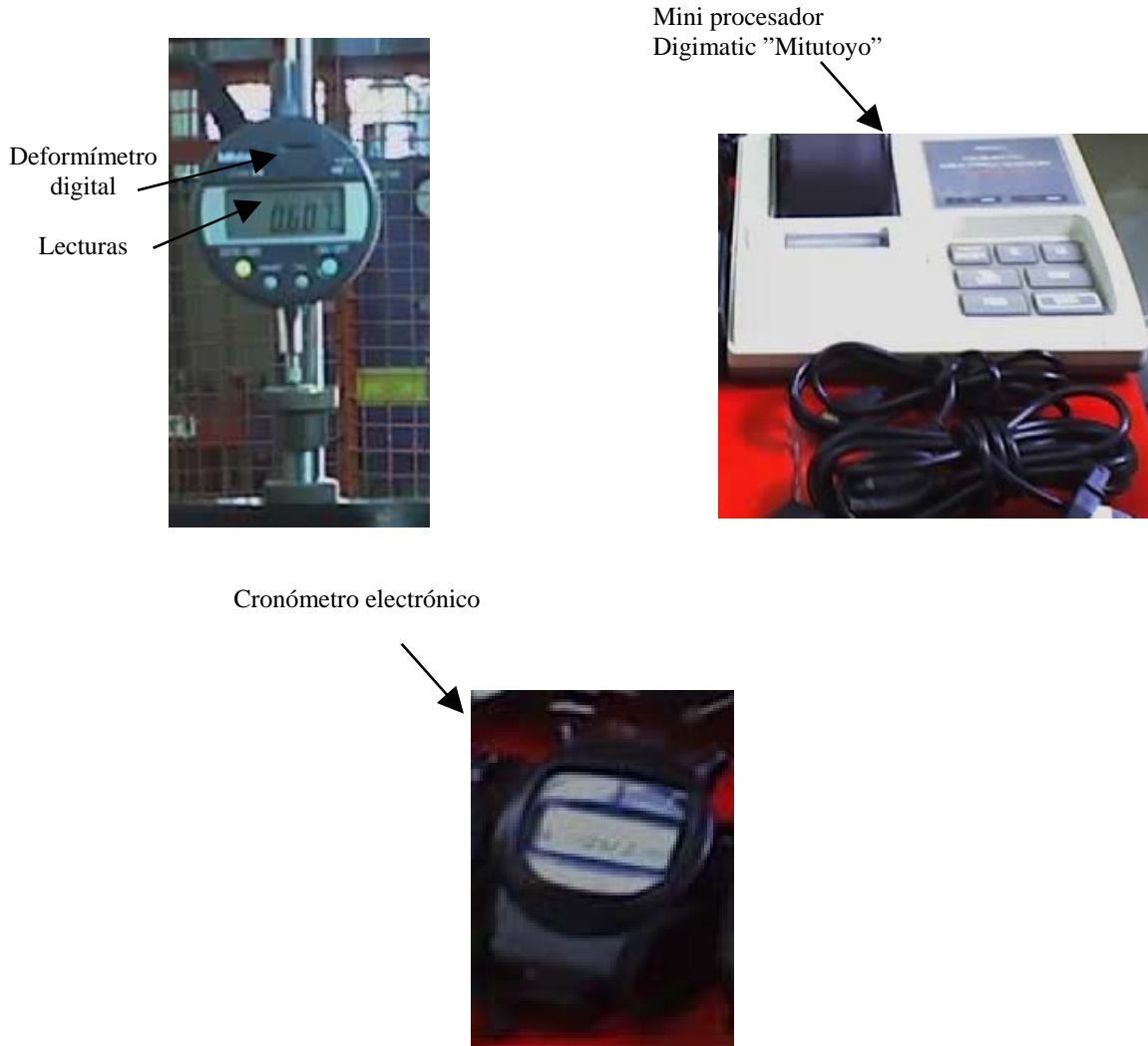


Foto 8 Equipo de instrumentación

Teniendo el sistema en equilibrio y garantizando el contacto del tornillo de ajuste del marco de carga con el balín, se procede a instalar los dispositivos de monitoreo y lectura. El extensómetro se instala en la superficie del tornillo de ajuste del marco de carga, éste debe tener una posición vertical y una precisión de un micrón ($1 \text{ micrón} = 10^{-3} \text{ mm}$).

Para una mejor toma de lecturas de deformación, es conveniente utilizar un mini procesador para los primeros registros de la prueba.

El cronómetro y el micrómetro electrónico deberán ser comprobados y ajustados en su correcto funcionamiento antes de la realización de la prueba.

Saturación de la probeta

Si las condiciones ambientales del lugar provocan un aumento de temperatura que afecte la humedad del espécimen (desecamiento), se recomienda que la saturación del material sin uso de la contrapresión, se realice por capilaridad; el procedimiento es inundar hasta cubrir la mitad de la altura del anillo, para permitir el desalojo de las burbujas de aire de la muestra hacia la piedra porosa superior.

El vaciado de agua a la cámara interior, se hace escurriendo el agua en la pared de la cazuela con una velocidad tal, que se evite la presencia de burbujas en su interior, se recomienda que el agua sea la del campo para evitar nuevas alteraciones químicas con los minerales y/o organismos del suelo, y que se efectúe después de alcanzar el esfuerzo de campo en la prueba, así se trabajará en condiciones reales.

En pruebas de largo plazo, se sugiere continuamente reemplazar el agua, esto es, no dejar el agua de inundación estancada por días. El reemplazamiento del agua se realiza llenando continuamente la cazuela por medio de goteo y manteniendo el nivel de agua de inundación por medio de un vertedor de excedencia. El goteo deberá ser con una velocidad tal que no introduzca aire al agua, no salpicando, para ello se utiliza una manguera obturada para regular el goteo y conducirla a la pared del recipiente para que resbale, evitando así la introducción de aire.

Secuencia de carga

Equipo empleado:



Grupos de pesas de diferentes tamaños para maniobrar la colocación

Pesas sin agarraderas, dificultad para colocarlas



Foto 9 Carga en la ménsula del portapesas

Procedimiento

Con el sistema calibrado e instrumentado se procede a la implementación del programa de carga establecido de control de los esfuerzos a los que se someterá a la probeta de suelo, por lo que se deberá contar con pesas de diferentes denominaciones para este fin, antes de cada ciclo de carga y durante el periodo de prueba establecido. Las pesas de carga deben colocarse con mucho cuidado, es recomendable poner un colchón de esponja sobre la mensúla del portapesas con el cual se amortigua el impacto, además se sugiere usar pesas con agarraderas y de diferentes tamaños para maniobrar mejor la colocación.

Simultáneamente se realiza la implementación del programa de lecturas de acuerdo al programa de cargas y monitoreo establecido para cada ciclo de carga.

La implementación de la etapa de carga requiere del trabajo simultáneo de dos personas, una que coloque la carga en el porta pesas y la otra que inspeccione el tiempo en el cronometro para el registro de las lecturas del extensómetro.

Se recomienda efectuar la prueba en un lugar donde se evite la perturbación ajena a la prueba (vibraciones, impactos y otros), y/o cambios de temperatura.

Para pruebas de corto plazo

La teoría de consolidación utilizada en esta tesis, que fue formulada por el Dr. Zeevaert para suelos finos saturados que exhiben viscosidad intergranular, tiene buena confrontación con los resultados de las pruebas del odómetro, por lo que se recomienda el uso de ella para pruebas a corto plazo, con las limitaciones y ventajas mencionadas en el apartado 5.3.

Se sugiere que se deje la carga sostenida por suficiente tiempo hasta que se defina bien una porción de la rama (se aprecia como recta para tiempos muy cortos) de la compresión secundaria en la escala semi-logarítmica; regularmente esto se verifica en menos de 24 horas.

Para determinar adecuadamente los parámetros de consolidación es recomendable trazar las curvas de consolidación en gráficas semi-logarítmicas, el desplazamiento vertical en milésimas de milímetro (μ) y el tiempo en segundos (s).

Los parámetros a definir se obtienen de la curva de consolidación correspondiente a cada ciclo de carga y son:

- Deformación inicial (δ_0)
- Tiempo en el que se presenta el punto “crítico” fin de la consolidación primaria” (t_B)
- Deformación cuando se presenta el punto “crítico” (δ_B)
- Tiempo de la deformación final del “ciclo” fin de la consolidación secundaria” (t_F)
- Deformación en el tiempo final del “ciclo” fin de la consolidación secundaria” (δ_F)
- Pendiente de la recta de la etapa de consolidación secundaria (C_t)
- Tiempo de la deformación al 50% de la deformación primaria ($t_{50\%}$)

Para pruebas de largo plazo

Se recomienda que se emplee la teoría del Dr. Juárez Badillo en los ensayos de largo plazo, esto es, cuando se deja una carga sostenida durante varios meses de prueba para lograr obtener una curva de consolidación donde se marque mayormente la consolidación secundaria, que en una gráfica semilogarítmica, se presente una curva antisimétrica y su tercio medio es muy cercano a una línea recta, como la que se presenta en el anexo de resultados de pruebas de consolidación de este trabajo. No es necesario la implementación de dispositivos para medir la presión de poro durante la prueba.

6.2.2 INVESTIGACIÓN FUTURA

1. Se recomienda realizar investigaciones semejantes a la efectuada en esta tesis con los suelos compresibles de otro origen, especialmente orgánicos.
2. Al principio del proceso de consolidación, el gradiente hidráulico en la probeta de suelo es muy grande haciendo inválida la aplicación de la ley de Darcy en la teoría. Se recomienda investigar el rango del factor tiempo en donde la ley de Darcy se reconozca como válida.
3. Se estimula el desarrollo de técnicas experimentales que ayuden a acortar el tiempo de la prueba de consolidación, para la obtención de la deformación por consolidación secundaria.
4. En la prueba convencional del odómetro, la presión hidráulica antes de aplicar la carga es nula. Se recomienda investigar cómo varían los parámetros si la prueba se hace aplicando la presión hidráulica del suelo en el campo en combinación con el esfuerzo efectivo de campo.
5. Realizar una investigación sobre el envejecimiento de los suelos finos, para conocer la influencia que tiene éste a través del tiempo en la consolidación.

A ANEXO

REGISTROS Y RESULTADOS DE LAS
PRUEBAS DE CONSOLIDACIÓN

A ANEXO

A.1 REGISTRO Y RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE CONSOLIDACIÓN

A.1.1 Pruebas a corto plazo

Se presentan los registros de lecturas, las curvas de consolidación de cada uno de los ciclos de carga para cada una de las pruebas realizadas y los ajustes correspondientes con el modelo de Zeevaert de viscosidad íntergranular.

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN									
Proyecto:		Corto Plazo							
Profundidad del muestreo (m):			6.5						
Descripción:		Arcilla de Plasticidad Media, color café claro, con muy bajo contenido de arena, CH							
Datos Generales				Incremento 1					
Número de anillo			3		Consolidómetro No.			3	
Altura de anillo (cm)			2.01		Esfuerzo Inicial σ_i (kg/cm ²)			0	
Diámetro del Anillo (cm)			7.96		Incremento de Esfuerzo $\Delta\sigma$ (kg/cm ²)			0.10	
Área de la Muestra (cm ²)			49.8		Esfuerzo Final σ_f (kg/cm ²)			0.10	
Observaciones: Campaña de pruebas de consolidación de 7 días									
No.	Fecha		Hora	Tiempo				Deformímetro #	
	día/mes/año			Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura	Notas
1	26/01/2007		03:00:00 p.m.	0	0	0	0	0.263	
2	Viernes		03:00:03 p.m.		0	0	3	0.366	
3			03:00:06 p.m.		0	0	6	0.374	
4			03:00:10 p.m.		0	0	10	0.379	
5			03:00:15 p.m.		0	0	15	0.384	
6			03:00:25 p.m.		0	0	25	0.390	
7			03:00:40 p.m.		0	0	40	0.397	
8			03:01:00 p.m.		0	1	60	0.402	
9			03:02:00 p.m.		0	2	120	0.411	
10			03:03:00 p.m.		0	3	180	0.415	
11			03:06:00 p.m.		0	6	360	0.421	
12			03:10:00 p.m.		0	10	600	0.425	
13			03:15:00 p.m.		0	15	900	0.428	
14			03:25:00 p.m.		0	25	1500	0.433	
15			03:40:00 p.m.		0	40	2400	0.437	
16			04:00:00 p.m.		1	0	3600	0.44	
17			05:00:00 p.m.		2	0	7200	0.449	
18			06:00:00 p.m.		3	0	10800	0.453	
19	27/01/2007		08:00:00 p.m.		5	0	18000	0.460	
20	Sábado		09:20:00 a.m.		19	20	66000	0.477	
21			02:00:00 p.m.	1	24	0	86400	0.481	

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN									
Proyecto:		Corto Plazo							
Profundidad del muestreo (m):			6.5						
Descripción:		Arcilla de Plasticidad Media, color café claro, con muy bajo contenido de arena, CH							
Datos Generales				Incremento 2					
Número de anillo			3		Consolidómetro No.		3		
Altura de anillo (cm)			2.0		Esfuerzo Inicial σ_i (kg/cm ²)		0.10		
Diámetro del Anillo (cm)			7.96		Incremento de Esfuerzo $\Delta\sigma$ (kg/cm ²)		0.08		
Área de la Muestra (cm ²)			49.8		Esfuerzo Final σ_f (kg/cm ²)		0.18		
Observaciones: Campaña de pruebas de consolidación de 7 días									
No.	Fecha		Hora	Tiempo			Deformímetro #	3	
	día/mes/año			Días	Horas	Minutos			Segundos
1	0.4 Kg.		02:00:00 p.m.	0	0	0	0	0.481	
2	27/01/2007		02:00:03 p.m.		0	0	3	0.516	
3	Sábado		02:00:06 p.m.		0	0	6	0.519	
4			02:00:10 p.m.		0	0	10	0.522	
5			02:00:15 p.m.		0	0	15	0.524	
6			02:00:25 p.m.		0	0	25	0.528	
7			02:00:40 p.m.		0	0	40	0.533	
8			02:01:00 p.m.		0	1	60	0.537	
9			02:02:00 p.m.		0	2	120	0.543	
10			02:03:00 p.m.		0	3	180	0.546	
11			02:06:00 p.m.		0	6	360	0.551	
12			02:10:00 p.m.		0	10	600	0.555	
13			02:15:00 p.m.		0	15	900	0.557	
14			02:25:00 p.m.		0	25	1500	0.561	
15			02:40:00 p.m.		0	40	2400	0.565	
16			03:00:00 p.m.		1	0	3600	0.569	
17			04:00:00 p.m.		2	0	7200	0.575	
18			05:00:00 p.m.		3	0	10800	0.58	
19			07:00:00 p.m.		5	0	18000	0.585	
20	28/01/2007		09:30:00 a.m.		19	30	70200	0.605	
21	Domingo		02:00:00 p.m.	1	24	0	86400	0.610	

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN								
Proyecto:		Corto Plazo						
Profundidad del muestreo (m):		6.5						
Descripción:		Arcilla de Plasticidad Media, color café claro, con muy bajo contenido de arena, CH						
Datos Generales				Incremento 3				
Número de anillo		3		Consolidómetro No.			3	
Altura de anillo (cm)		2.0		Esfuerzo Inicial σ_i (kg/cm ²)			0.18	
Diámetro del Anillo (cm)		7.96		Incremento de Esfuerzo $\Delta\sigma$ (kg/cm ²)			0.10	
Área de la Muestra (cm ²)		49.8		Esfuerzo Final σ_f (kg/cm ²)			0.28	
Observaciones: Campaña de pruebas de consolidación de 7 días								
No.	Fecha	Hora	Tiempo				Deformímetro #	3
	día/mes/año		Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura	Notas
1	28/01/2007	02:00:00 p.m.	0	0	0	0	0.61	
2	Domingo	02:00:03 p.m.		0	0	3	0.653	
3		02:00:06 p.m.		0	0	6	0.656	
4		02:00:10 p.m.		0	0	10	0.659	
5		02:00:15 p.m.		0	0	15	0.661	
6		02:00:25 p.m.		0	0	25	0.664	
7		02:00:40 p.m.		0	0	40	0.670	
8		02:01:00 p.m.		0	1	60	0.674	
9		02:02:00 p.m.		0	2	120	0.68	
10		02:03:00 p.m.		0	3	180	0.683	
11		02:06:00 p.m.		0	6	360	0.689	
12		02:10:00 p.m.		0	10	600	0.693	
13		02:15:00 p.m.		0	15	900	0.696	
14		02:25:00 p.m.		0	25	1500	0.702	
15		02:40:00 p.m.		0	40	2400	0.706	
16		03:00:00 p.m.		1	0	3600	0.711	
17		04:00:00 p.m.		2	0	7200	0.719	
18		05:00:00 p.m.		3	0	10800	0.726	
19		06:30:00 p.m.		5	30	16200	0.733	
20	Lunes	08:10:00 a.m.		19	10	65400	0.758	
21	29/01/2007	02:00:00 p.m.	1	24	0	86400	0.765	

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN										
Proyecto:		Corto Plazo								
Profundidad del muestreo (m):			6.5							
Descripción:		Arcilla de Plasticidad Media, color café claro, con muy bajo contenido de arena, CH								
Datos Generales				Incremento 4						
Número de anillo			3		Consolidómetro No.			3		
Altura de anillo (cm)			2.0		Esfuerzo Inicial σ_i (kg/cm ²)			0.28		
Diámetro del Anillo (cm)			7.96		Incremento de Esfuerzo $\Delta\sigma$ (kg/cm ²)			0.16		
Área de la Muestra (cm ²)			49.8		Esfuerzo Final σ_f (kg/cm ²)			0.44		
Observaciones: Campaña de pruebas de consolidación de 7 días										
No.	Fecha		Hora		Tiempo			Deformímetro #		
	día/mes/año				Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura	3
1	29/01/2007		02:00:00 p.m.		0	0	0	0	0.765	
2	Lunes		02:00:03 p.m.			0	0	3	0.807	
3			02:00:06 p.m.			0	0	6	0.810	
4			02:00:10 p.m.			0	0	10	0.813	
5			02:00:15 p.m.			0	0	15	0.817	
6			02:00:25 p.m.			0	0	25	0.823	
7			02:00:40 p.m.			0	0	40	0.829	
8			02:01:00 p.m.			0	1	60	0.834	
9			02:02:00 p.m.			0	2	120	0.843	
10			02:03:00 p.m.			0	3	180	0.848	
11			02:06:00 p.m.			0	6	360	0.857	
12			02:10:00 p.m.			0	10	600	0.863	
13			02:15:00 p.m.			0	15	900	0.869	
14			02:25:00 p.m.			0	25	1500	0.876	
15			02:40:00 p.m.			0	40	2400	0.883	
16			03:00:00 p.m.			1	0	3600	0.890	
17			04:00:00 p.m.			2	0	7200	0.904	
18			05:00:00 p.m.			3	0	10800	0.911	
19			08:00:00 p.m.			5	0	21600	0.926	
20	Martes		09:00:00 a.m.			19	0	68400	0.956	
21	30/01/2007		02:00:00 p.m.		1	24	0	86400	0.966	

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN									
Proyecto:		Corto Plazo							
Profundidad del muestreo (m):			6.5						
Descripción:		Arcilla de Plasticidad Media, color café claro, con muy bajo contenido de arena, CH							
Datos Generales				Incremento 5					
Número de anillo			3		Consolidómetro No.			3	
Altura de anillo (cm)			2.0		Esfuerzo Inicial σ_i (kg/cm ²)			0.44	
Diámetro del Anillo (cm)			7.96		Incremento de Esfuerzo $\Delta\sigma$ (kg/cm ²)			0.30	
Área de la Muestra (cm ²)			49.8		Esfuerzo Final σ_f (kg/cm ²)			0.74	
Observaciones: Campaña de pruebas de consolidación de 7 días									
No.	Fecha		Hora	Tiempo			Deformímetro #	3	
	día/mes/año			Días	Horas	Minutos			Segundos
1	30/01/2007		02:00:00 p.m.	0	0	0	0	0.966	
2	Martes		02:00:03 p.m.		0	0	3	1.031	
3			02:00:06 p.m.		0	0	6	1.039	
4			02:00:10 p.m.		0	0	10	1.048	
5			02:00:15 p.m.		0	0	15	1.057	
6			02:00:25 p.m.		0	0	25	1.069	
7			02:00:40 p.m.		0	0	40	1.084	
8			02:01:00 p.m.		0	1	60	1.097	
9			02:02:00 p.m.		0	2	120	1.120	
10			02:03:00 p.m.		0	3	180	1.134	
11			02:06:00 p.m.		0	6	360	1.156	
12			02:10:00 p.m.		0	10	600	1.172	
13			02:15:00 p.m.		0	15	900	1.184	
14			02:25:00 p.m.		0	25	1500	1.200	
15			02:40:00 p.m.		0	40	2400	1.214	
16			03:00:00 p.m.		1	0	3600	1.226	
17			04:00:00 p.m.		2	0	7200	1.248	
18			05:00:00 p.m.		3	0	10800	1.261	
19			08:00:00 p.m.		5	0	21600	1.280	
20	31/01/2007		09:50:00 a.m.		19	50	71400	1.309	
21	Miércoles		02:00:00 p.m.	1	24	0	86400	1.319	

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN									
Proyecto:		Corto Plazo							
Profundidad del muestreo (m):			6.5						
Descripción:		Arcilla de Plasticidad Media, color café claro, con muy bajo contenido de arena, CH							
Datos Generales					Incremento 6				
Número de anillo			3		Consolidómetro No.			3	
Altura de anillo (cm)			2.0		Esfuerzo Inicial σ_i (kg/cm ²)			0.74	
Diámetro del Anillo (cm)			7.96		Incremento de Esfuerzo $\Delta\sigma$ (kg/cm ²)			0.40	
Área de la Muestra (cm ²)			49.8		Esfuerzo Final σ_f (kg/cm ²)			1.14	
Observaciones: Campaña de pruebas de consolidación de 7 días									
No.	Fecha		Hora		Tiempo			Deformímetro #	
	día/mes/año		Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura	3 Notas	
1	31/01/2007		0	0	0	0	1.319		
2	Miércoles			0	0	3	1.37		
3				0	0	6	1.379		
4				0	0	10	1.389		
5				0	0	15	1.398		
6				0	0	25	1.413		
7				0	0	40	1.429		
8				0	1	60	1.445		
9				0	2	120	1.474		
10				0	3	180	1.493		
11				0	6	360	1.523		
12				0	10	600	1.539		
13				0	15	900	1.569		
14				0	25	1500	1.594		
15				0	40	2400	1.617		
16				1	0	3600	1.638		
17				2	0	7200	1.673		
18				3	45	9900	1.686		
19				5	0	61200	1.775		
20	01/02/2007			19	40	67200	1.776		
21	Jueves		1	24	0	86400	1.792		

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN									
Proyecto:		Corto Plazo							
Profundidad del muestreo (m):			6.5						
Descripción:		Arcilla de Plasticidad Media, color café claro, con muy bajo contenido de arena, CH							
Datos Generales				Incremento 7					
Número de anillo			3		Consolidómetro No.			3	
Altura de anillo (cm)			2.0		Esfuerzo Inicial σ_i (kg/cm ²)			1.14	
Diámetro del Anillo (cm)			7.96		Incremento de Esfuerzo $\Delta\sigma$ (kg/cm ²)			1.14	
Área de la Muestra (cm ²)			49.8		Esfuerzo Final σ_f (kg/cm ²)			2.28	
Observaciones: Campaña de pruebas de consolidación de 7 días									
No.	Fecha		Hora	Tiempo			Deformímetro #		
	día/mes/año			Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura	Notas
1	01/02/2007		02:00:00 p.m.	0	0	0	0	1.792	
2	Jueves		02:00:03 p.m.		0	0	3	1.944	
3			02:00:06 p.m.		0	0	6	1.966	
4			02:00:10 p.m.		0	0	10	1.989	
5			02:00:15 p.m.		0	0	15	2.016	
6			02:00:25 p.m.		0	0	25	2.055	
7			02:00:40 p.m.		0	0	40	2.105	
8			02:01:00 p.m.		0	1	60	2.156	
9			02:02:00 p.m.		0	2	120	2.266	
10			02:03:00 p.m.		0	3	180	2.344	
11			02:06:00 p.m.		0	6	360	2.489	
12			02:10:00 p.m.		0	10	600	2.602	
13			02:15:00 p.m.		0	15	900	2.689	
14			02:25:00 p.m.		0	25	1500	2.789	
15			02:40:00 p.m.		0	40	2400	2.869	
16			03:00:00 p.m.		1	0	3600	2.932	
17			04:00:00 p.m.		2	0	7200	3.039	
18			05:00:00 p.m.		3	0	10800	3.07	
19			07:00:00 p.m.		5	0	18000	3.164	
20	02/02/2007		09:40:00 a.m.		19	40	70800	3.323	
21	Viernes		02:00:00 p.m.	1	24	0	86400	3.352	

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN									
Proyecto:		Corto Plazo							
Profundidad del muestreo (m):			6.5						
Descripción:		Arcilla de Plasticidad Media, color café claro, con muy bajo contenido de arena, CH							
Datos Generales					Decrementos				
Número de anillo			3		Consolidómetro No.		3		
Altura de anillo (cm)			2.0		Esfuerzo Inicial σ_i (kg/cm ²)		2.28		
Diámetro del Anillo (cm)			7.96		Decremento de Esfuerzo $\Delta\sigma$ (kg/cm ²)				
Área de la Muestra (cm ²)			49.8		Esfuerzo Final σ_f (kg/cm ²)		0		
Observaciones: Campaña de pruebas de consolidación de 7 días. Descarga									
No.	Fecha		Hora	Tiempo			Deformímetro #		
	día/mes/año			Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura	Notas
1	02/02/2007		02:00:00 p.m.	0	0	0	0	3.352	
2	Viernes		02:05:00 p.m.		0	5	300	3.314	
3			02:10:00 p.m.		0	10	600	3.156	
4			02:15:00 p.m.		0	15	900	3.007	
5			02:20:00 p.m.		0	20	1200	2.837	
6			02:25:00 p.m.		0	25	1500	2.695	
7			02:30:00 p.m.		0	30	1800	2.565	
8			02:35:00 p.m.		0	35	2100	1.825	
9			02:40:00 p.m.		0	40	2400	1.595	
10			03:08:00 p.m.		1	8	4080	1.324	
11			09:55:00 a.m.		19	55	71700	1.022	
12			02:00:00 p.m.		24	0	86400	1.008	
13			09:30:00 a.m.		43	30	156600	1.619	
14			02:00:00 p.m.		48	0	172800	1.623	

Registros de lecturas consolidómetro No. 4.

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN									
Proyecto:			Corto Plazo						
Profundidad del muestreo (m):			6.5						
Descripción:			Arcilla de Plasticidad Media, color café claro, con muy bajo contenido de arena, CH						
Datos Generales				Incremento I					
Número de anillo			4		Consolidómetro No.			4	
Altura de anillo (cm)			1.98		Esfuerzo Inicial σ_i (kg/cm ²)			0	
Diámetro del Anillo (cm)			8.03		Incremento de Esfuerzo $\Delta\sigma$ (kg/cm ²)			0.1	
Área de la Muestra (cm ²)			50.6		Esfuerzo Final σ_f (kg/cm ²)			0.1	
Observaciones: Campaña de pruebas de consolidación de 11 días									
No.	Fecha		Hora	Tiempo			Deformímetro #	4	
	día/mes/año			Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura	Notas
1	25/01/2007			0	0	0	0	1.771	
2	Jueves				0	0	3	1.864	
3					0	0	6	1.868	
4					0	0	10	1.873	
5					0	0	15	1.879	
6					0	0	25	1.885	
7					0	0	40	1.892	
8					0	1	60	1.898	
9					0	2	120	1.910	
10					0	3	180	1.916	
11					0	6	360	1.925	
12					0	10	600	1.931	
13					0	15	900	1.935	
14					0	25	1500	1.940	
15					0	40	2400	1.945	
16					1.00	0	3600	1.949	
17					2.00	0	7200	1.956	
18					3.00	0	10800	1.961	
19					6.00	0	21600	1.969	
20	26/01/2007				19.00	0	68400	1.982	
21	Viernes			1	24.00	0	86400	1.991	

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN									
Proyecto:		Corto Plazo							
Profundidad del muestreo (m):			6.5						
Descripción:		Arcilla de Plasticidad Media, color café claro, con muy bajo contenido de arena, CH							
Datos Generales				Incremento 2					
Número de anillo			4		Consolidómetro No.			4	
Altura de anillo (cm)			1.98		Esfuerzo Inicial σ_i (kg/cm ²)			0.1	
Diámetro del Anillo (cm)			8.03		Incremento de Esfuerzo $\Delta\sigma$ (kg/cm ²)			0.08	
Área de la Muestra (cm ²)			50.6		Esfuerzo Final σ_f (kg/cm ²)			0.18	
Observaciones: Campaña de pruebas de consolidación de 11 días									
No.	Fecha		Hora		Tiempo			Deformímetro #	
	día/mes/año		Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura		4
1	26/01/2007		02:00:00 p.m.		0	0	0	1.989	
2	Viernes		02:00:03 p.m.			0	0	2.020	
3			02:00:06 p.m.			0	0	2.023	
4			02:00:10 p.m.			0	0	2.026	
5			02:00:15 p.m.			0	0	2.029	
6			02:00:25 p.m.			0	0	2.033	
7			02:00:40 p.m.			0	0	2.037	
8			02:01:00 p.m.			0	1	2.041	
9			02:02:00 p.m.			0	2	2.047	
10			02:03:00 p.m.			0	3	2.050	
11			02:06:00 p.m.			0	6	2.056	
12			02:10:00 p.m.			0	10	2.061	
13			02:15:00 p.m.			0	15	2.063	
14			02:25:00 p.m.			0	25	2.067	
15			02:40:00 p.m.			0	40	2.071	
16			03:00:00 p.m.			1	0	2.074	
17			04:00:00 p.m.			2	0	2.080	
18			05:00:00 p.m.			3	0	2.085	
19			08:00:00 p.m.			6	0	2.092	
20	27/01/2007		09:20:00 a.m.			19	20	2.107	
21	Sábado		02:00:00 p.m.		1	24	0	2.111	

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN									
Proyecto:		Corto Plazo							
Profundidad del muestreo (m):			6.5						
Descripción:		Arcilla de Plasticidad Media, color café claro, con muy bajo contenido de arena, CH							
Datos Generales				Incremento 3					
Número de anillo			4		Consolidómetro No.			4	
Altura de anillo (cm)			1.98		Esfuerzo Inicial σ_i (kg/cm ²)			0.18	
Diámetro del Anillo (cm)			8.03		Incremento de Esfuerzo $\Delta\sigma$ (kg/cm ²)			0.10	
Área de la Muestra (cm ²)			50.6		Esfuerzo Final σ_f (kg/cm ²)			0.28	
Observaciones: Campaña de pruebas de consolidación de 11 días									
No.	Fecha		Hora	Tiempo			Deformímetro #		4
	día/mes/año			Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura	
1	27/01/2007		02:00:00 p.m.	0	0	0	0	2.111	
2	Sábado		02:00:03 p.m.		0	0	3	2.146	
3			02:00:06 p.m.		0	0	6	2.147	
4			02:00:10 p.m.		0	0	10	2.149	
5			02:00:15 p.m.		0	0	15	2.152	
6			02:00:25 p.m.		0	0	25	2.155	
7			02:00:40 p.m.		0	0	40	2.159	
8			02:01:00 p.m.		0	1	60	2.162	
9			02:02:00 p.m.		0	2	120	2.169	
10			02:03:00 p.m.		0	3	180	2.172	
11			02:06:00 p.m.		0	6	360	2.178	
12			02:10:00 p.m.		0	10	600	2.181	
13			02:15:00 p.m.		0	15	900	2.185	
14			02:25:00 p.m.		0	25	1500	2.189	
15			02:40:00 p.m.		0	40	2400	2.196	
16			03:00:00 p.m.		1	0	3600	2.200	
17			04:00:00 p.m.		2	0	7200	2.206	
18			05:00:00 p.m.		3	0	10800	2.211	
19			07:00:00 p.m.		5	0	18000	2.218	
20	28/01/2007		09:30:00 a.m.		19	30	70200	2.237	
21	Domingo		02:00:00 p.m.	1	24	0	86400	2.242	

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN									
Proyecto:		Corto Plazo							
Profundidad del muestreo (m):			6.5						
Descripción:		Arcilla de Plasticidad Media, color café claro, con muy bajo contenido de arena, CH							
Datos Generales					Incremento 4				
Número de anillo			4		Consolidómetro No.			4	
Altura de anillo (cm)			1.98		Esfuerzo Inicial σ_i (kg/cm ²)			0.28	
Diámetro del Anillo (cm)			8.03		Incremento de Esfuerzo $\Delta\sigma$ (kg/cm ²)			0.15	
Área de la Muestra (cm ²)			50.6		Esfuerzo Final σ_f (kg/cm ²)			0.43	
Observaciones: Campaña de pruebas de consolidación de 11 días									
No.	Fecha		Hora	Tiempo			Deformímetro #	4	
	día/mes/año			Días	Horas	Minutos			Segundos
1	28/01/2007		02:00:00 p.m.	0	0	0	0	2.242	
2	Domingo		02:00:03 p.m.		0	0	3	2.278	
3			02:00:06 p.m.		0	0	6	2.282	
4			02:00:10 p.m.		0	0	10	2.285	
5			02:00:15 p.m.		0	0	15	2.288	
6			02:00:25 p.m.		0	0	25	2.291	
7			02:00:40 p.m.		0	0	40	2.298	
8			02:01:00 p.m.		0	1	60	2.303	
9			02:02:00 p.m.		0	2	120	2.313	
10			02:03:00 p.m.		0	3	180	2.319	
11			02:06:00 p.m.		0	6	360	2.329	
12			02:10:00 p.m.		0	10	600	2.336	
13			02:15:00 p.m.		0	15	900	2.342	
14			02:25:00 p.m.		0	25	1500	2.35	
15			02:40:00 p.m.		0	40	2400	2.358	
16			03:00:00 p.m.		1.00	0	3600	2.364	
17			04:00:00 p.m.		2.00	0	7200	2.377	
18			05:00:00 p.m.		3.00	0	10800	2.385	
19			06:30:00 p.m.		4.00	30	16200	2.393	
20	Lunes		08:10:00 a.m.		18.00	10	65400	2.423	
21	29/01/2007		02:00:00 p.m.	1	24.00	0	86400	2.43	
22			09:00:00 a.m.		43.00	0	154800	2.451	
23	30/01/2007		02:00:00 p.m.	2	48.00	0	172800	2.456	
	Martes								

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN									
Proyecto:		Corto Plazo							
Profundidad del muestreo (m):			6.5						
Descripción:		Arcilla de Plasticidad Media, color café claro, con muy bajo contenido de arena, CH							
Datos Generales				Incremento 5					
Número de anillo			4		Consolidómetro No.			4	
Altura de anillo (cm)			1.98		Esfuerzo Inicial σ_i (kg/cm ²)			0.43	
Diámetro del Anillo (cm)			8.03		Incremento de Esfuerzo $\Delta\sigma$ (kg/cm ²)			0.30	
Área de la Muestra (cm ²)			50.6		Esfuerzo Final σ_f (kg/cm ²)			0.73	
Observaciones: Campaña de pruebas de consolidación de 11 días									
No.	Fecha		Hora	Tiempo				Deformímetro #	4
	día/mes/año			Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura	Notas
1	30/01/2007		02:00:00 p.m.	0	0	0	0	2.456	
2	Martes		02:00:03 p.m.		0	0	3	2.505	
3			02:00:06 p.m.		0	0	6	2.514	
4			02:00:10 p.m.		0	0	10	2.521	
5			02:00:15 p.m.		0	0	15	2.527	
6			02:00:25 p.m.		0	0	25	2.538	
7			02:00:40 p.m.		0	0	40	2.55	
8			02:01:00 p.m.		0	1	60	2.562	
9			02:02:00 p.m.		0	2	120	2.583	
10			02:03:00 p.m.		0	3	180	2.596	
11			02:06:00 p.m.		0	6	360	2.619	
12			02:10:00 p.m.		0	10	600	2.635	
13			02:15:00 p.m.		0	15	900	2.648	
14			02:25:00 p.m.		0	25	1500	2.662	
15			02:40:00 p.m.		0	40	2400	2.676	
16			03:00:00 p.m.		1	0	3600	2.688	
17			04:00:00 p.m.		2	0	7200	2.71	
18			05:00:00 p.m.		3	0	10800	2.723	
19			08:00:00 p.m.		6	0	21600	2.746	
20	Miércoles		09:50:00 a.m.		19	50	71400	2.778	
21	31/01/2007		02:00:00 p.m.	1	24	0	86400	2.786	
22			07:00:00 a.m.		41	0	147600	2.815	
23	01/02/2007		02:00:00 p.m.	2	48	0	172800	2.822	
	Jueves								

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN										
Proyecto:		Corto Plazo								
Profundidad del muestreo (m):		6.5								
Descripción:		Arcilla de Plasticidad Media, color café claro, con muy bajo contenido de arena, CH								
Datos Generales				Incremento 6						
Número de anillo		4		Consolidómetro No.			4			
Altura de anillo (cm)		1.98		Esfuerzo Inicial σ_i (kg/cm ²)			0.73			
Diámetro del Anillo (cm)		8.03		Incremento de Esfuerzo $\Delta\sigma$ (kg/cm ²)			0.39			
Área de la Muestra (cm ²)		50.6		Esfuerzo Final σ_f (kg/cm ²)			1.12			
Observaciones: Campaña de pruebas de consolidación de 11 días										
No.	Fecha		Hora	Tiempo			Deformímetro #	4		
	día/mes/año			Días	Horas	Minutos			Segundos	Lectura
1	01/02/2007			02:00:00 p.m.	0	0	0	0	2.822	
2	Jueves			02:00:03 p.m.		0	0	3	2.866	
3				02:00:06 p.m.		0	0	6	2.874	
4				02:00:10 p.m.		0	0	10	2.882	
5				02:00:15 p.m.		0	0	15	2.890	
6				02:00:25 p.m.		0	0	25	2.902	
7				02:00:40 p.m.		0	0	40	2.915	
8				02:01:00 p.m.		0	1	60	2.929	
9				02:02:00 p.m.		0	2	120	2.955	
10				02:03:00 p.m.		0	3	180	2.972	
11				02:06:00 p.m.		0	6	360	3.002	
12				02:10:00 p.m.		0	10	600	3.023	
13				02:15:00 p.m.		0	15	900	3.041	
14				02:25:00 p.m.		0	25	1500	3.063	
15				02:40:00 p.m.		0	40	2400	3.084	
16				03:00:00 p.m.		1	0	3600	3.103	
17				04:02:45 a.m.		2	2	7365	3.137	
18				05:00:00 p.m.		3	0	10800	3.161	
19				07:00:00 p.m.		5	0	18000	3.183	
20	02/02/2007			09:40:00 a.m.		19	40	70800	3.245	
21	Viernes			02:00:00 p.m.	1	24	0	86400	3.258	
22				08:00:00 a.m.		42	0	151200	3.296	
23	03/02/2007			02:00:00 p.m.	2	48	0	172800	3.300	
	Sábado									

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN										
Proyecto:			Corto Plazo							
Profundidad del muestreo (m):			6.5							
Descripción:			Arcilla de Plasticidad Media, color café claro, con muy bajo contenido de arena, CH							
Datos Generales					Incremento 7					
Número de anillo			4			Consolidómetro No.		4		
Altura de anillo (cm)			1.98			Esfuerzo Inicial σ_i (kg/cm ²)		1.12		
Diámetro del Anillo (cm)			8.03			Incremento de Esfuerzo $\Delta\sigma$ (kg/cm ²)		0.89		
Área de la Muestra (cm ²)			50.6			Esfuerzo Final σ_f (kg/cm ²)		2.01		
Observaciones: Campaña de pruebas de consolidación de 11 días										
No.	Fecha		Hora		Tiempo			Deformímetro #	4	
	día/mes/año				Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura	Notas
1	03/02/2007		02:00:00 p.m.		0	0	0	0	3.3	
2	Sábado		02:00:03 p.m.			0	0	3	3.391	
3			02:00:06 p.m.			0	0	6	3.415	
4			02:00:10 p.m.			0	0	10	3.434	
5			02:00:15 p.m.			0	0	15	3.451	
6			02:00:25 p.m.			0	0	25	3.478	
7			02:00:40 p.m.			0	0	40	3.512	
8			02:01:00 p.m.			0	1	60	3.547	
9			02:02:00 p.m.			0	2	120	3.62	
10			02:03:00 p.m.			0	3	180	3.671	
11			02:06:00 p.m.			0	6	360	3.769	
12			02:10:00 p.m.			0	10	600	3.848	
13			02:15:00 p.m.			0	15	900	3.912	
14			02:25:00 p.m.			0	25	1500	3.991	
15			02:40:00 p.m.			0	40	2400	4.059	
16			03:00:00 p.m.			1	0	3600	4.114	
17			04:00:00 p.m.			2	0	7200	4.204	
18			05:00:00 p.m.			3	0	10800	4.253	
19			05:30:00 p.m.			3	30	12600	4.274	
20	04/02/2007		09:30:00 a.m.			19	30	70200	4.459	
21	Domingo		02:00:00 p.m.		1	24	0	86400	4.482	
22	05/02/2007		09:42:00 a.m.			43	42	157320	4.544	
23	Lunes		02:00:00 p.m.		2	48	0	172800	4.554	

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN								
Proyecto:			Corto Plazo					
Profundidad del muestreo (m):			6.5					
Descripción:			Arcilla de Plasticidad Media, color café claro, con muy bajo contenido de arena, CH					
Datos Generales				Decremento				
Número de anillo			4		Consolidómetro No.			4
Altura de anillo (cm)			1.98		Esfuerzo Inicial σ_i (kg/cm ²)			2.01
Diámetro del Anillo (cm)			8.03		Decremento de Esfuerzo $\Delta\sigma$ (kg/cm ²)			
Área de la Muestra (cm ²)			50.6		Esfuerzo Final σ_f (kg/cm ²)			0
Observaciones: Campaña de pruebas de consolidación de 11 días. Descarga								
No.	Fecha		Hora	Tiempo			Deformímetro #	4
	día/mes/año			Días	Horas	Minutos	Segundos	Lectura
1	05/02/2007		11	0	0	0	4.554	
2	Lunes			0	5	0	4.52	
3				0	10	0	4.398	
4				0	15	0	4.272	
5				0	20	0	4.124	
6				0	25	0	3.998	
7				0	30	0	3.874	
8				0	35	2100	3.698	
9				0	40	2400	3.506	
10				0	45	2700	3.418	
11				0	50	3000	3.359	
12				0	55	3300	3.316	
13				0	0	0	3.281	
14				0	5	300	3.254	
15				0	10	600	3.228	
16				1.00	15	4500	3.208	
17				1.00	20	4800	3.991	
18				1.00	25	5100	3.176	
19				1.00	30	5400	4.164	
20				1.00	30	5400	3.154	
21				1.00	35	5700	3.143	
22				1.00	40	6000	3.133	

AJUSTE CON EL PROGRAMA VINTER-Z, CONSOLIDÓMETRO NO. 3

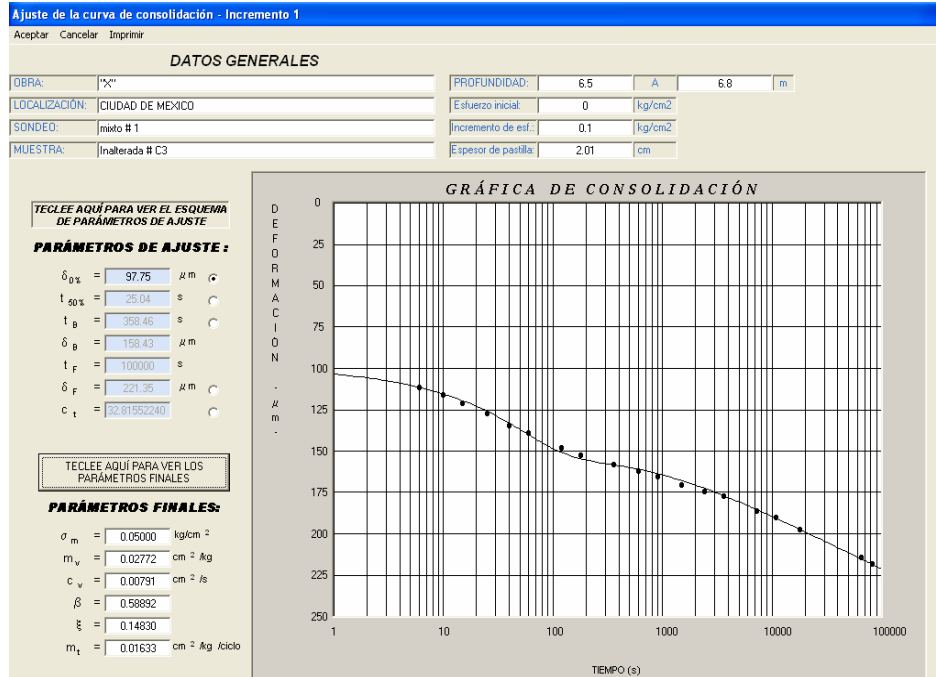


Figura A.1 Ajuste de curva de consolidación, incremento 1

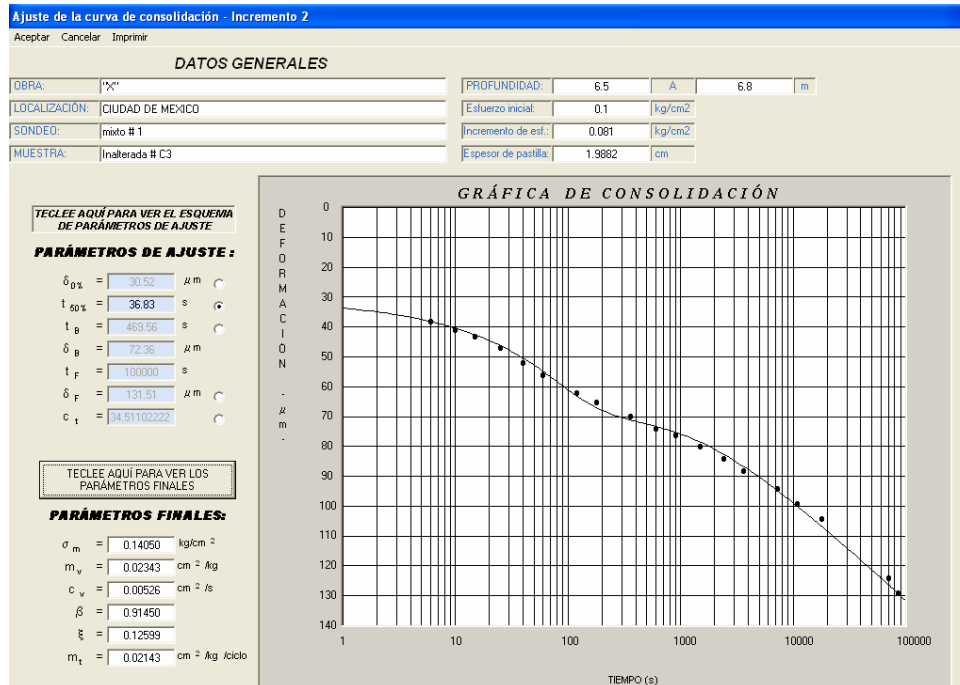


Figura A.2 Ajuste de curva de consolidación, incremento 2

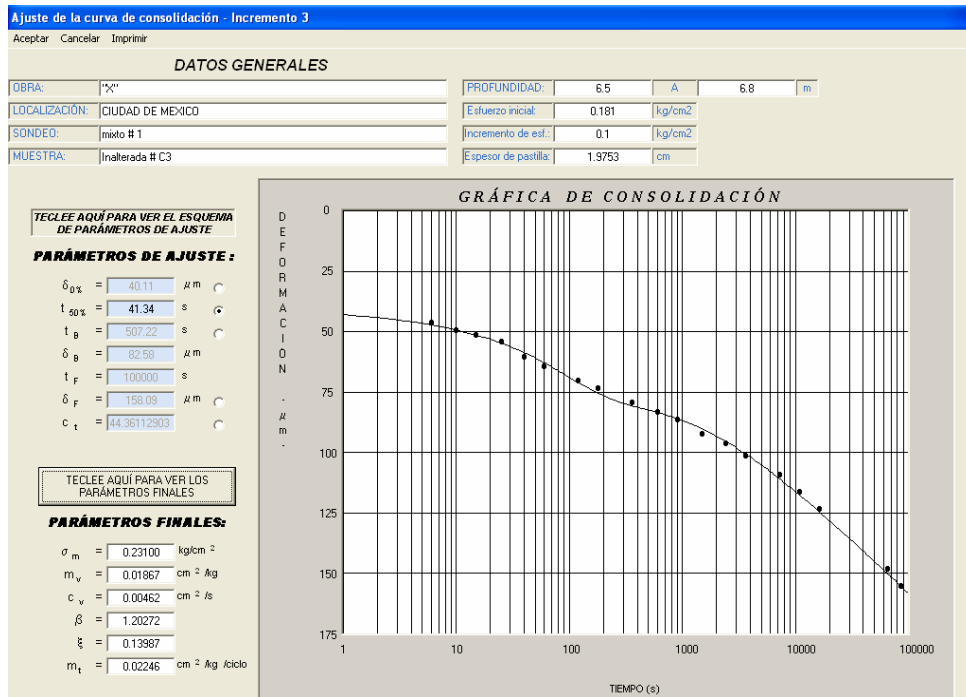


Figura A.3 Ajuste de curva de consolidación, incremento 3

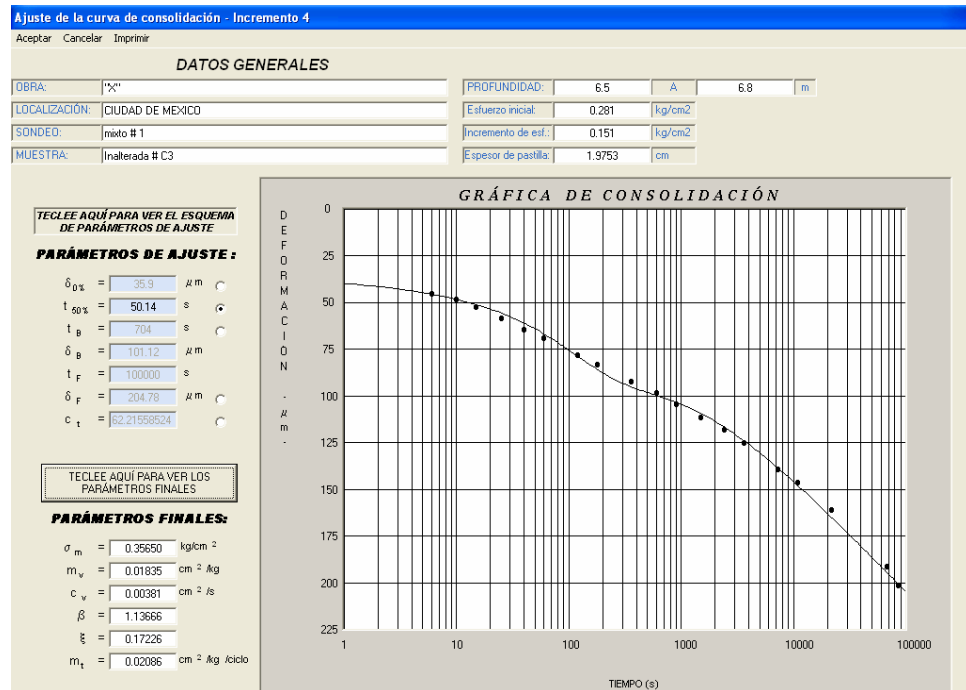


Figura A.4 Ajuste de curva de consolidación, incremento 4

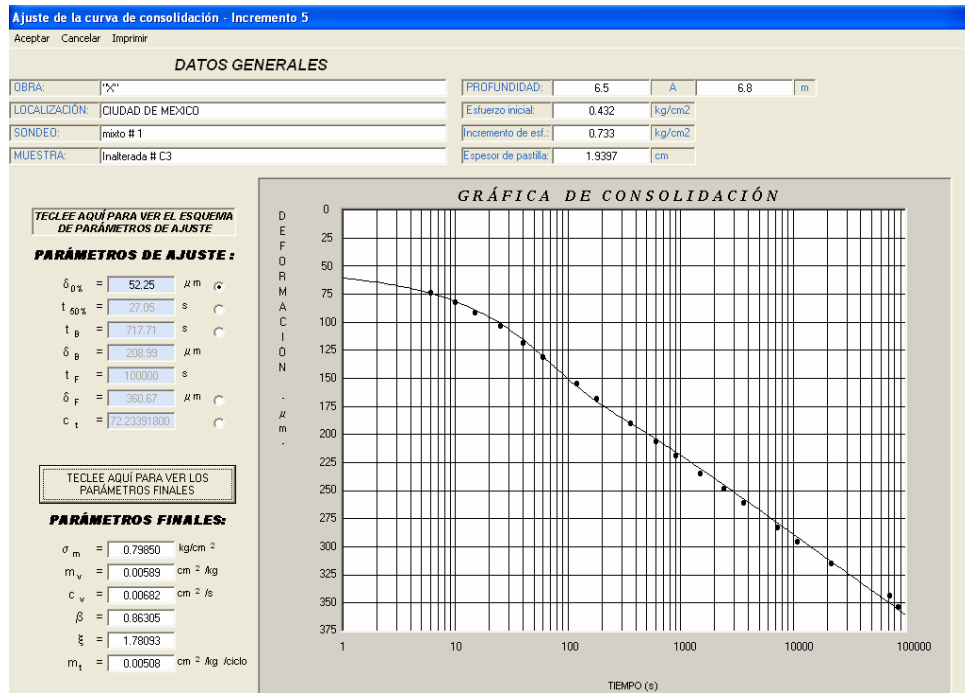


Figura A.5 Ajuste de curva de consolidación, incremento 5

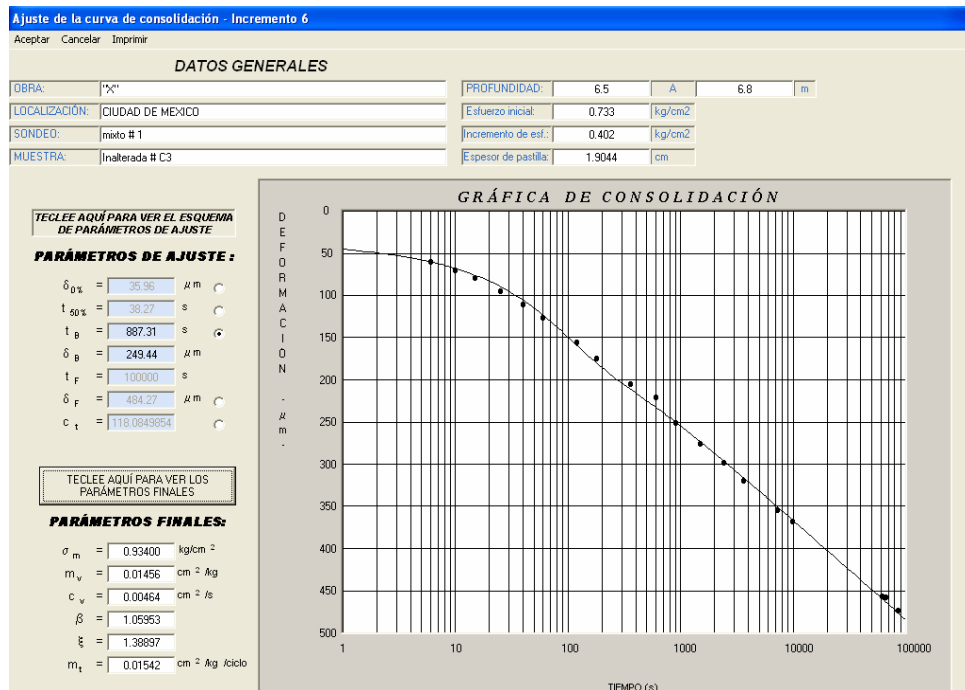


Figura A.6 Ajuste de curva de consolidación, incremento 6

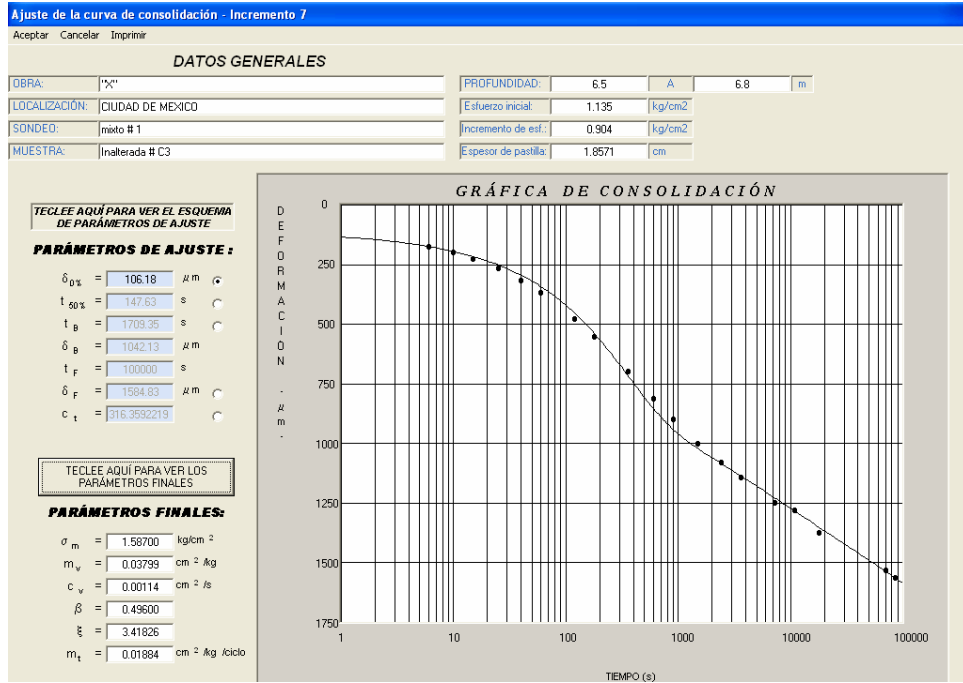


Figura A.7 Ajuste de curva de consolidación, incremento 7

AJUSTE CON EL PROGRAMA VINTER-Z, CONSOLIDÓMETRO NO. 4

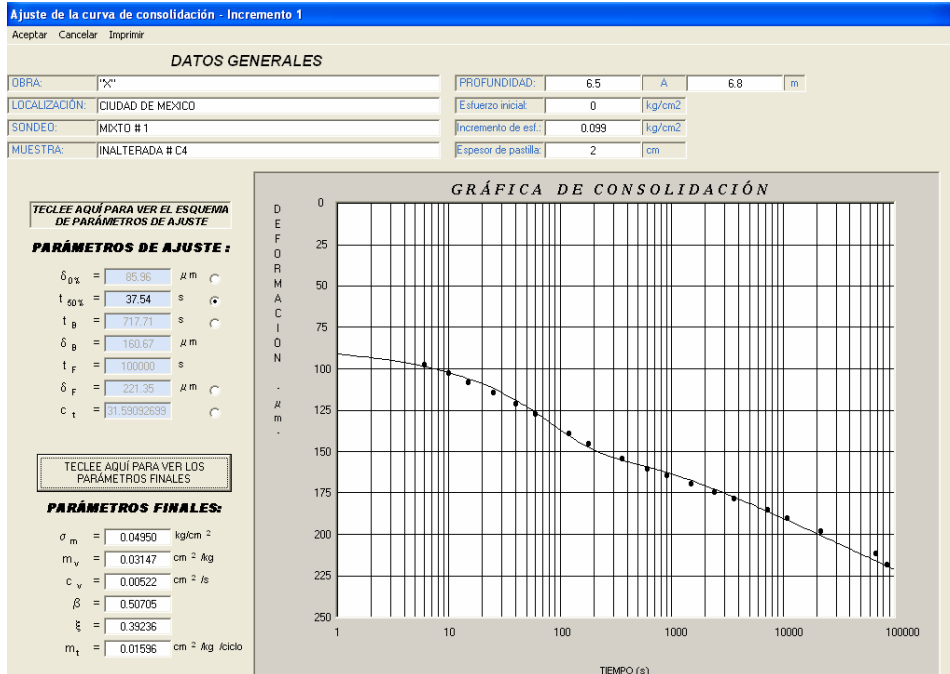


Figura A.8 Ajuste de curva de consolidación, incremento 1

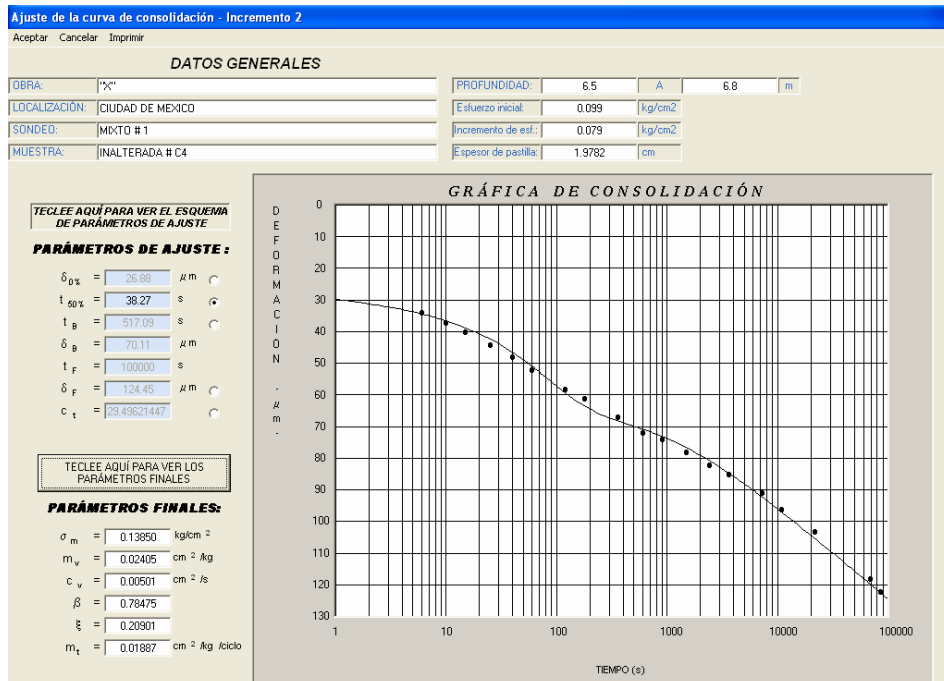


Figura A.9 Ajuste de curva de consolidación, incremento 2

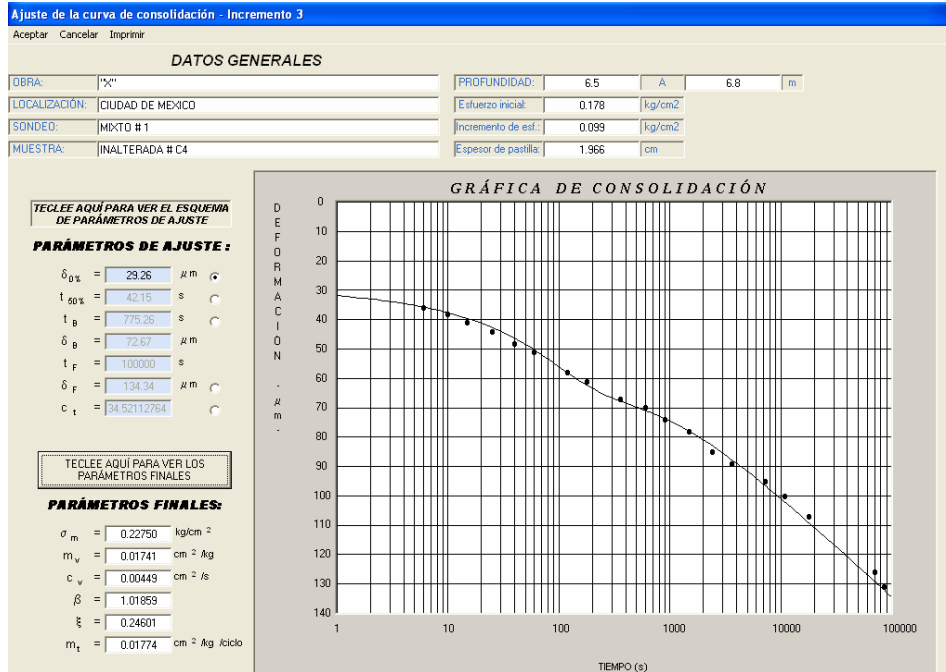


Figura A.10 Ajuste de curva de consolidación, incremento 3

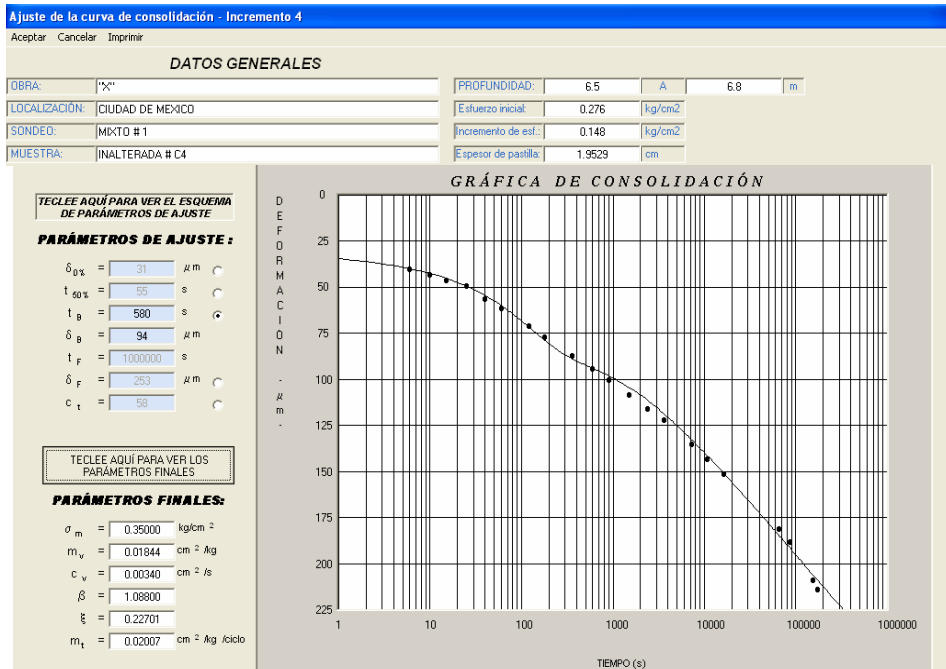


Figura A.11 Ajuste de curva de consolidación, incremento 4

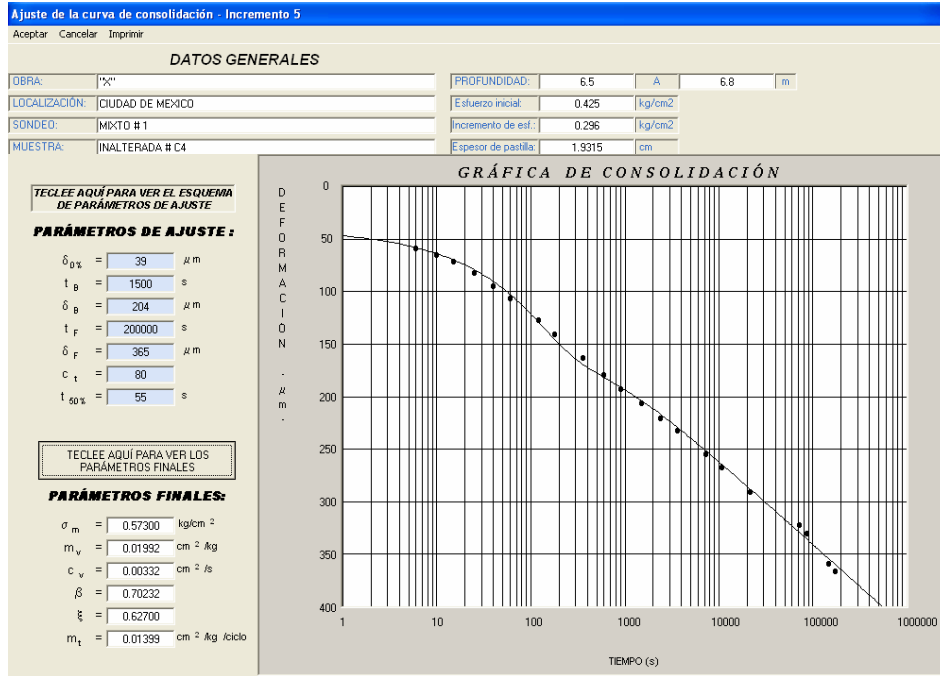


Figura A.12 Ajuste de curva de consolidación, incremento 5

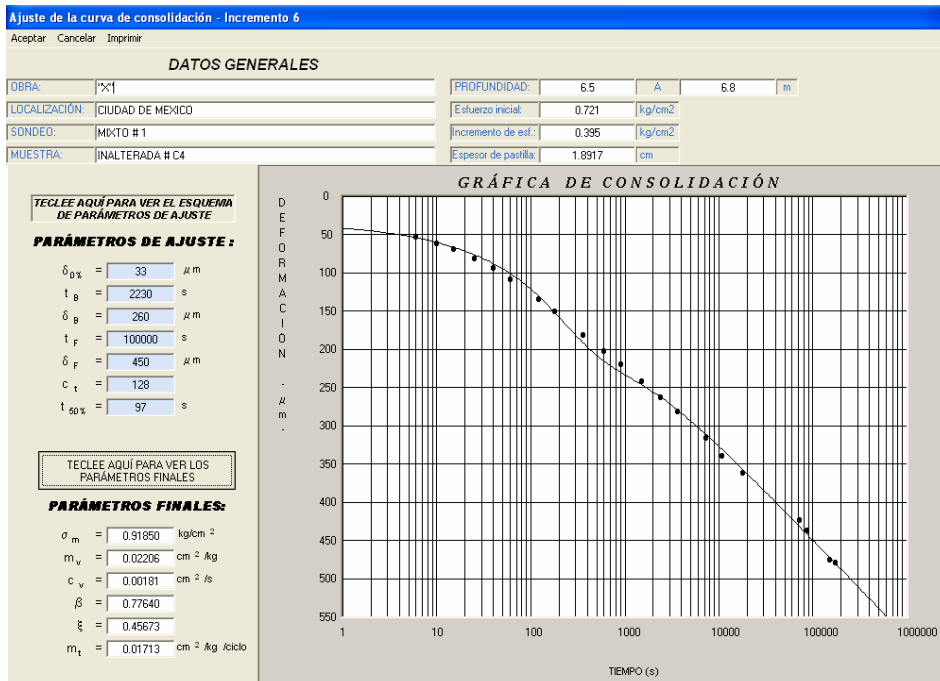


Figura A.13 Ajuste de curva de consolidación, incremento 6

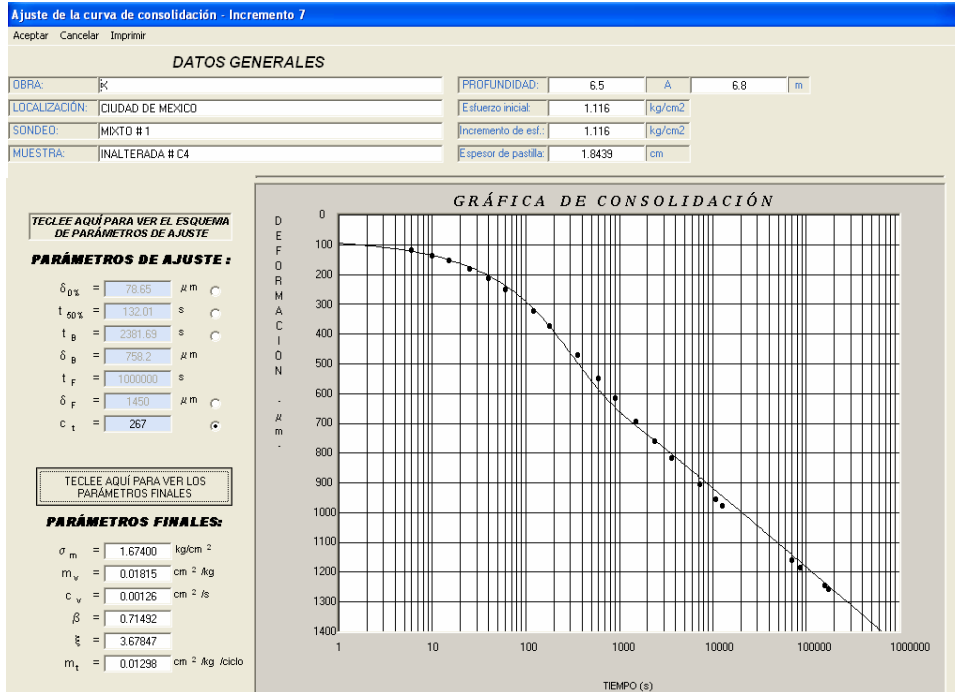


Figura A.14 Ajuste de curva de consolidación, incremento 7

A.1.2 Pruebas a largo plazo

REGISTRO DE LA PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN

OBRA: Ensayo a largo plazo $\sigma_{vi} = 0.7000$ kg/cm²
 LOC.: Ciudad de México $\Delta\sigma_v = 0.1000$ kg/cm²
 PROF.: 26.6 m $H_i = 1.9264$ cm
 $\sigma_{v \text{ campo}} = 0.75$ kg/cm²
 $\sigma_b = 0.84$ kg/cm²

FECHA día-mes-año	DIAS TRANSC.	HORA -----	TIEMPO min	TIEMPO s	MICROM. mm	DEFORM. micras
15-Jun-04	-----	08:29 a.m.	-----	-----	2.569	-----
	-----		0.02	1	2.549	20
	-----		0.03	2	2.548	21
	-----		0.05	3	2.546	23
	-----		0.08	5	2.544	25
	-----		0.15	9	2.540	29
	-----		0.25	15	2.538	31
	-----		0.42	25	2.535	34
	-----		0.67	40	2.533	36
	-----		1	60	2.532	37
	-----		2	120	2.531	38
	-----		3	180	2.530	39
	-----		6	360	2.528	41
	-----		10	600	2.526	43
	-----		15	900	2.524	45
	-----		25	1500	2.523	46
	-----		40	2400	2.521	48
	-----		60	3600	2.518	51
	-----	10:30 a.m.		7260	2.517	52
	-----	11:30 a.m.		10860	2.514	55
	-----	01:45 p.m.		18960	2.513	56
	-----	05:30 p.m.		32460	2.509	60
	-----	10:00 p.m.		48660	2.503	66
16-Jun-04	1	10:50 a.m.		94860	2.493	76
17-Jun-04	2	10:25 a.m.		179760	2.482	87
18-Jun-04	3	11:25 a.m.		269760	2.476	93
19-Jun-04	4	12:48 p.m.		361140	2.470	99
21-Jun-04	6	10:55 a.m.		527160	2.462	107
23-Jun-04	8	07:00 p.m.		729060	2.453	116
25-Jun-04	10	07:55 p.m.		905160	2.446	123
28-Jun-04	13	09:29 a.m.		1126800	2.439	130
02-Jul-04	17	08:15 a.m.		1467960	2.431	138
06-Jul-04	21	12:40 p.m.		1829460	2.420	149
11-Jul-04	26	01:10 p.m.		2263260	2.411	158
16-Jul-04	31	11:46 a.m.		2690220	2.404	165
02-Ago-04	48	12:50 p.m.		4162860	2.352	217
09-Ago-04	55	11:15 a.m.		4761960	2.319	250
16-Ago-04	62	12:55 p.m.		5372760	2.285	284
30-Ago-04	76	12:43 p.m.		6581640	2.212	357
20-Sep-04	97	12:00 a.m.		9387060	2.106	463
13-Oct-04	120	11:41 a.m.		10379520	2.011	558
03-Nov-04	141	12:46 p.m.		12197820	1.927	642
06-Dic-04	174	03:05 p.m.		15057360	1.861	708
18-Ene-05	217	02:30 p.m.		18770460	1.828	741
24-Feb-05	254	12:40 p.m.		21960660	1.803	766
28-Mar-05	286	01:43 p.m.		24729240	1.788	781
28-Abr-05	317	12:03 p.m.		27401640	1.768	801
30-May-05	349	07:35 p.m.		30193560	1.755	814
17-Jun-05	367	11:58 a.m.		31721340	1.745	824
23-Ago-05	434	01:08 p.m.		37514340	1.728	841

Se llevaron a cabo dos ensayos, uno ubicado en la rama de recompresión (E01) y el otro en la rama virgen (E02) de la curva de compresibilidad. El espécimen E01 fue cargado con un esfuerzo inicial de 0.7 kg/cm², aplicándose un incremento de carga de 0.1 kg/cm² durante 434 días y para la muestra E02, el esfuerzo inicial fue 2.8 kg/cm² y el incremento de 0.4 kg/cm² con una duración de 236 días, para estudiar el comportamiento del suelo a largo plazo. Las pruebas se realizaron con las recomendaciones citadas en el apartado 6.2.1 “Propuesta de manual de procedimiento”.

Los resultados obtenidos se graficaron en un escala semilogarítmica, la deformación (μm) vs tiempo (segundos), figura A.15.

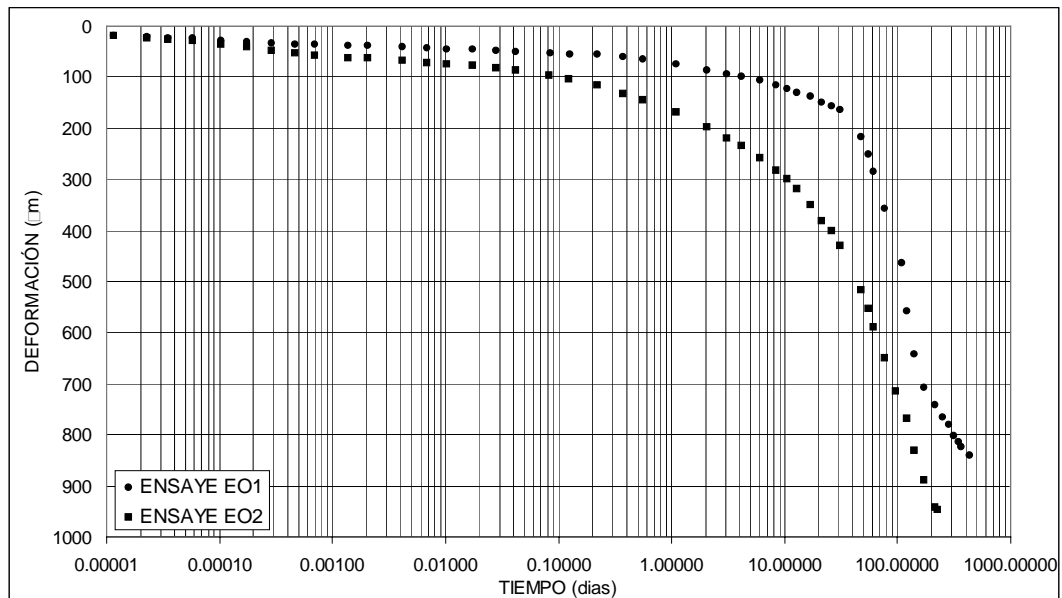


Figura A.15 Curva de consolidación a largo plazo

B ANEXO

AJUSTE DE CURVAS CON LA TEORÍA
DE ZEEVAERT MEDIANTE UN
PROGRAMA DE COMPUTADORA EN
AMBIENTE WINDOWS

B. AJUSTE DE CURVAS CON LA TEORÍA DE ZEEVAERT MEDIANTE UN PROGRAMA DE COMPUTADORA EN AMBIENTE WINDOWS ENSAYES REALIZADOS**B.1 Plataforma Visual Basic**

El programa de computadora que se desarrolló para resolver el problema de la consolidación de los suelos fue escrito en lenguaje de programación Visual Basic.

El Visual Basic es un sistema diseñado para crear aplicaciones con interfaz gráfica utilizando un lenguaje de alto nivel, sus características principales son:

- Una biblioteca que da soporte a los objetos de Windows tales como ventanas, cajas de diálogo, cajas de texto, hojas de cálculo, etc
- El control llamado Microsoft Common Dialog que permite utilizar las cajas de diálogo más comunes como: Abrir, Guardar, Imprimir, Color y Fuente
- Un entorno que permite desarrollar las aplicaciones incluyendo: un editor de texto, un intérprete, un depurador, un examinador de objetos, un explorador de proyectos, un compilador, etc.
- El editor de textos permite visualizar la sintaxis de las sentencias de programación, como una ayuda para corregir errores
- Un paquete para el desarrollo de programas que incluye: asistentes para aplicaciones, barras de herramientas, formularios de datos, empaquetado y distribución, interfaz pública de controles, páginas de propiedades, objetos de datos, generador de clases, diseñador de complementos y migración de documentos.

En la referencia 1 se puede encontrar un listado más desarrollado de las características de Visual Basic 6, así como sus requerimientos de hardware y software.

B.2 Diagrama de Flujo

Para desarrollar el programa de computadora, se elaboró el diagrama de flujo que se muestra en la figura B.2.a, empleando los objetos y las subrutinas necesarias tratando de que el programa fuera lo más amigable posible para el usuario.

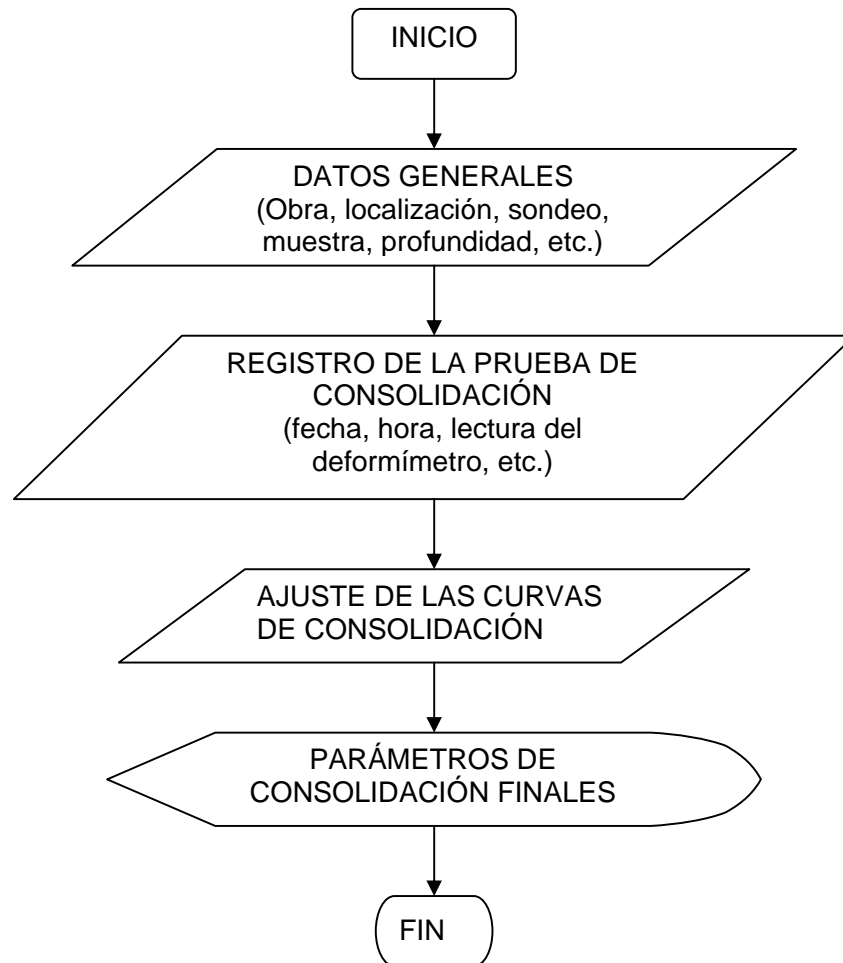


Figura B.2.a. Diagrama de flujo para el programa "VINTER-Z"

B.3 Listado del programa

En las figuras B.3.a. y B.3.b. se presentan tanto el listado del programa VINTER-Z como los OBJETOS de programación utilizados como son: ventanas o formas, barras de menú, cuadros de diálogo, etc., que aparecen en la pantalla de la computadora en la plataforma de VISUAL BASIC con la opción de cascada. Por razones de espacio no se desglosa todo el listado pero el lector puede consultarlo en el disco anexo

SUBROUTINAS:

ParMenPrin = Menú principal

Regis = Registro de datos

Ajuste = Ajuste de curvas de consolidación

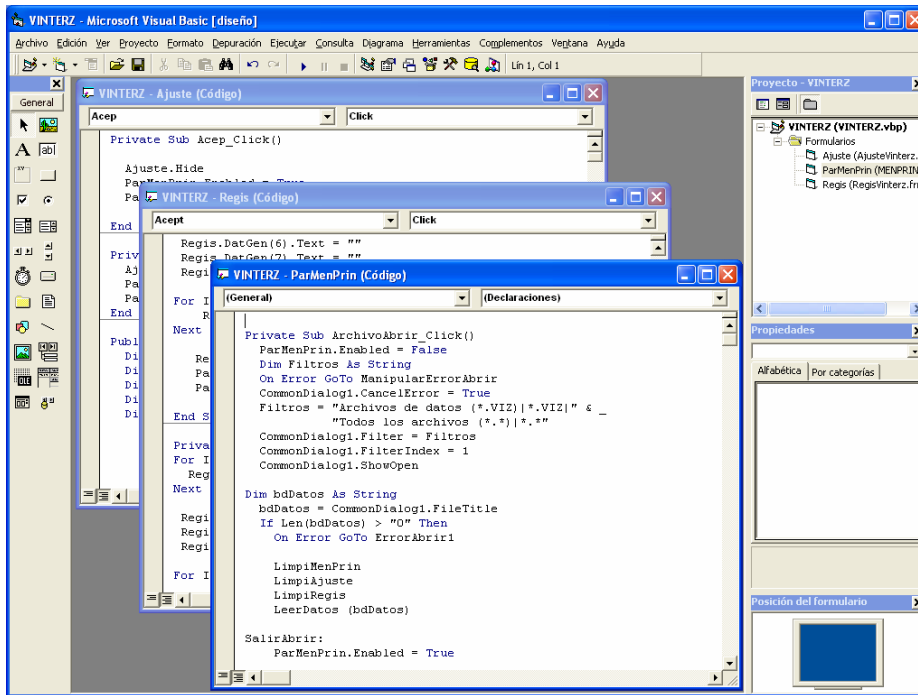


Figura B.3.a. Listado del programa VINTER-Z

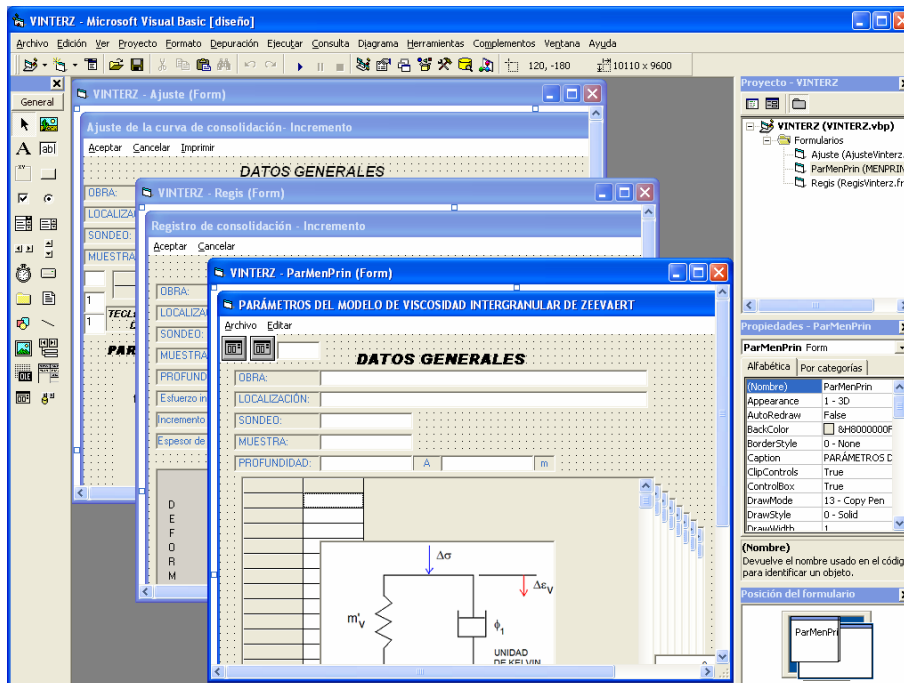


Figura B.3.b. Objetos del programa VINTER-Z

B.4 Manual del Usuario

a) Requerimientos de Cómputo

Para instalar el programa de cómputo, se requiere contar con:

- Computadora Pentium II o superior
- Ambiente Windows 98 o superior
- Lectora de CD

b) Instalación

Simplemente se introduce el CD de instalación del programa en la lectora y se corre el programa INSTALAR que viene incluido; el paquete de instalación contiene una guía para elegir las diferentes opciones de instalación.

En caso de que el programa de instalación pretenda reemplazar controladores, debe suspenderse la instalación ya que Windows se puede dañar; en este caso contacte a los autores.

c) Ejecución del Programa

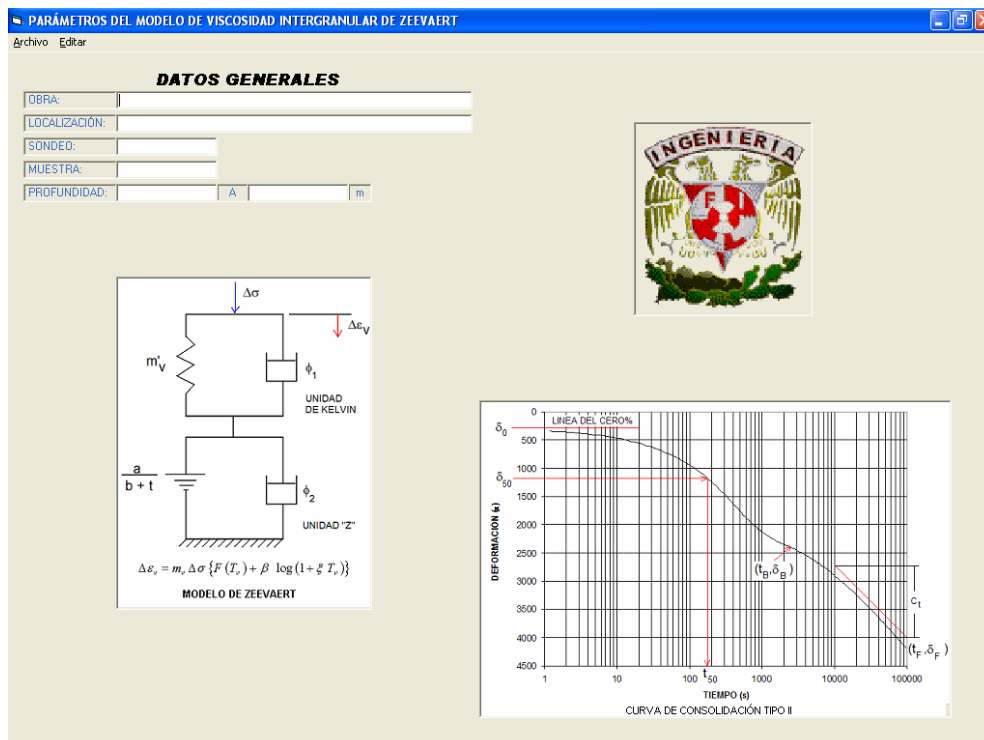


Figura B.4.a. Menú principal

Pasos a seguir:

Se corre el programa “VINTER-Z” desde ambiente Windows, apareciendo en pantalla el recuadro de inicio con el menú principal (figura B.4.a.).

En esta sección se introducen los datos generales del problema como son: El título de la “Obra”, su “Localización”, el tipo y número de “sondeo”, identificación de la “muestra”, etc.

La opción “Archivo” del menú principal se activa por medio del ratón, para abrir un archivo de datos existente, guardar los datos en disco, para crear nuevos datos o para salir del programa. Figura B.4.b.

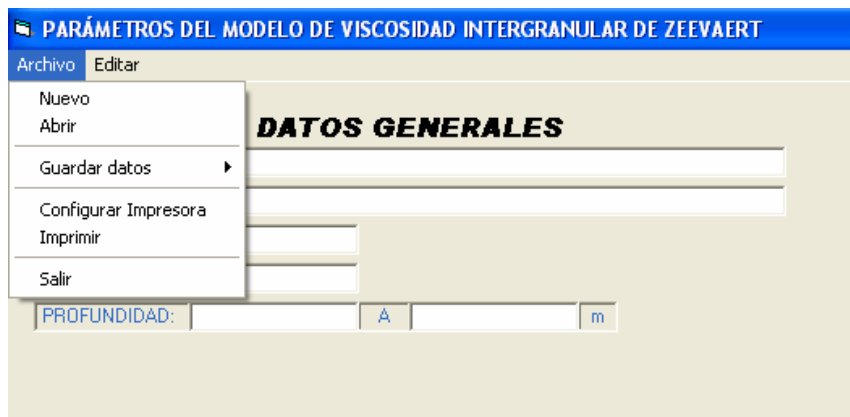


Figura B.4.b. Opción “Archivo” del Menú Principal

Para introducir los datos obtenidos de los puntos experimentales de la consolidación para los diferentes incrementos de carga, se utiliza el menú “Editar” (Figura B.4.c.) y se acciona la opción “Registro” (Figura B.4.d.).

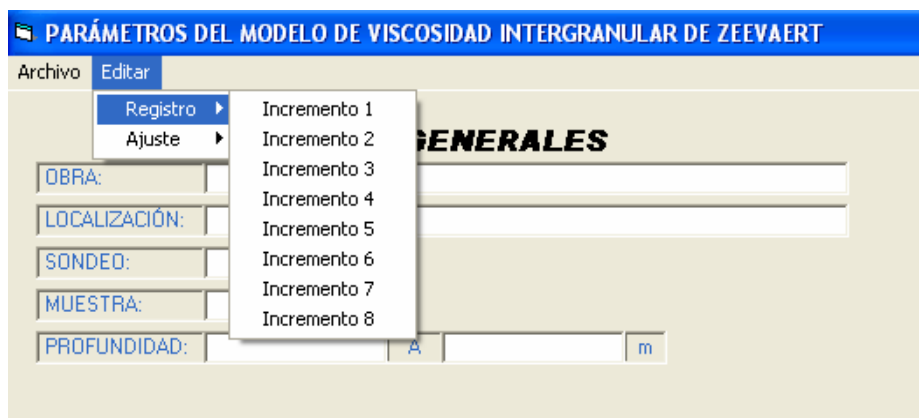


Figura B.4.c. Menú “Editar” para el “Registro” de la prueba de consolidación

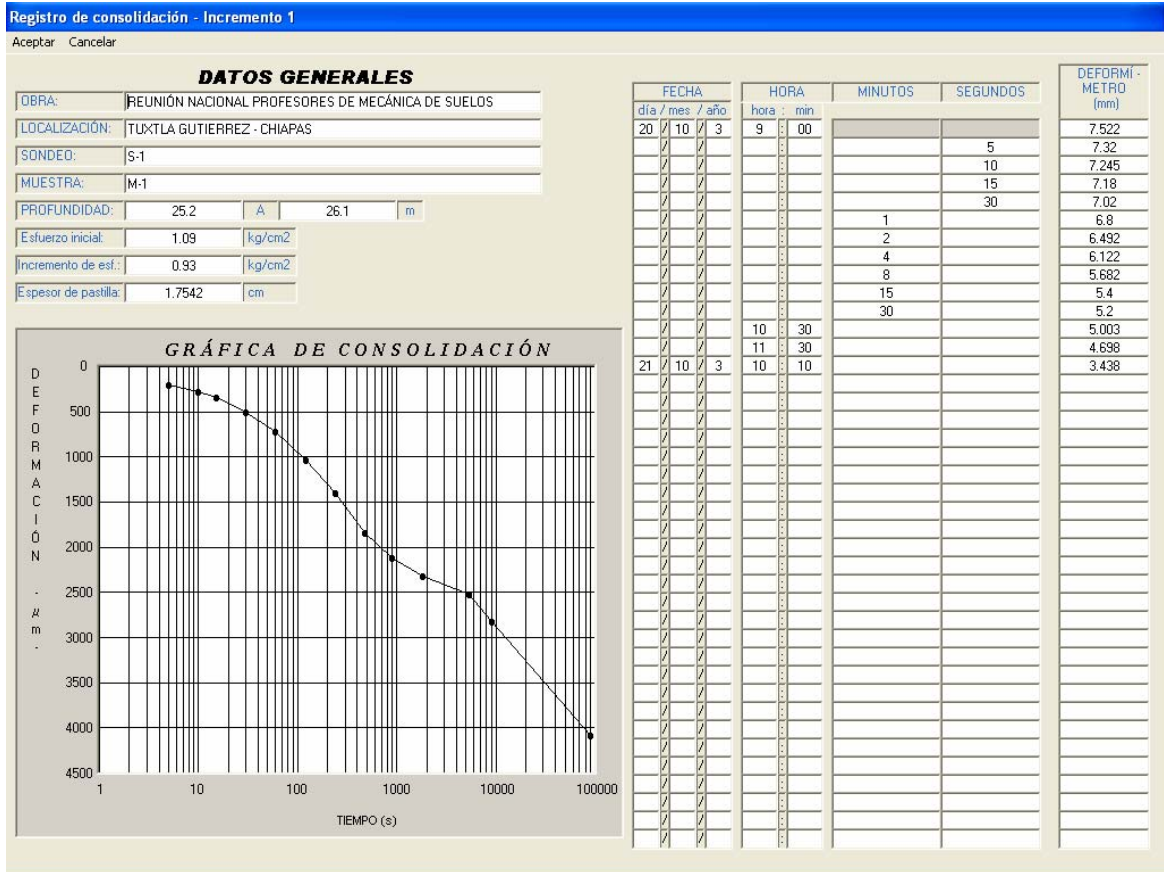


Figura B.4.d. Ventana para el registro de los puntos experimentales

Con las opciones “Editar” y “Ajuste”, se llevan a cabo los ajustes de las curvas de consolidación para los diferentes incrementos de carga (figura B.4.e.).

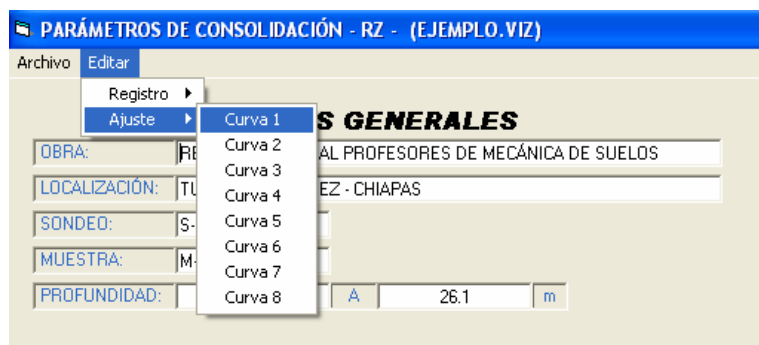


Figura B.4.e. Opciones “Editar” y “Ajuste” del Menú Principal

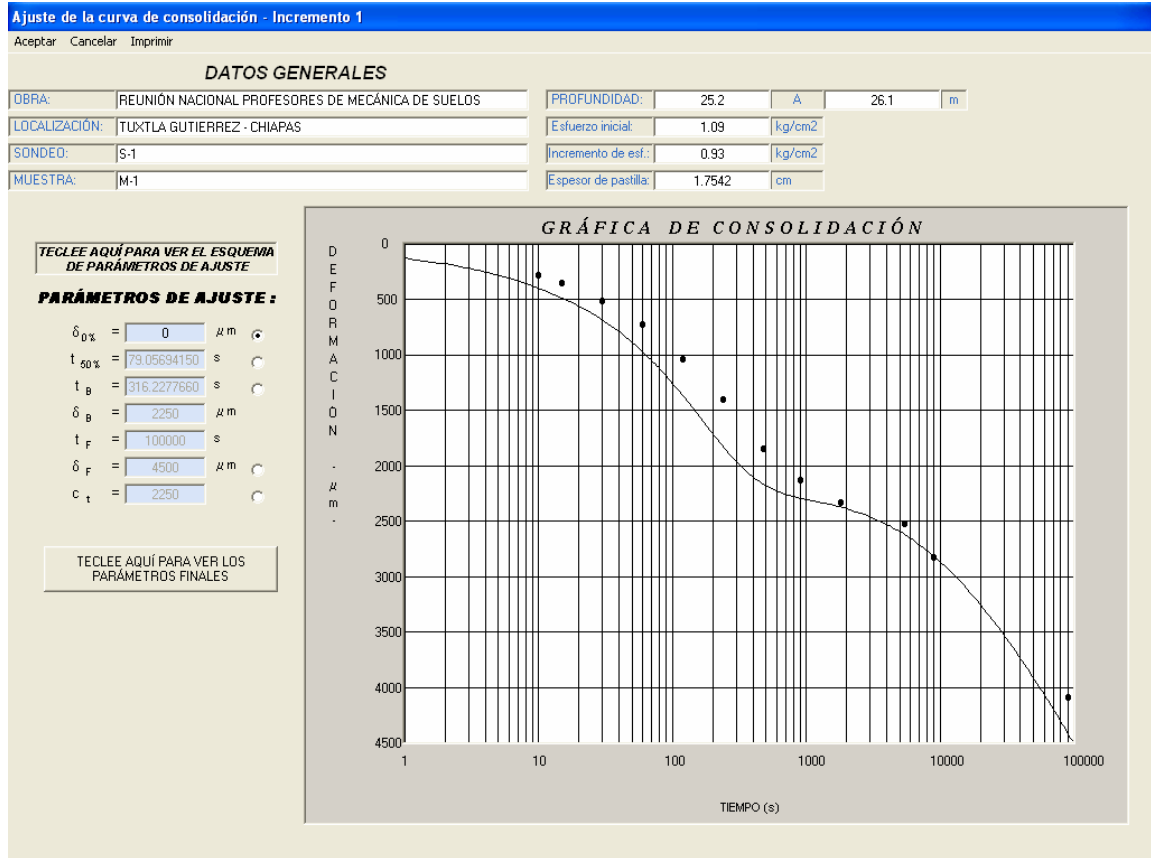


Figura B.4.f Ventana para el ajuste de parámetros de consolidación

Como se puede observar en la figura B.2.f., el programa ofrece el trazado automático de una curva de consolidación, desde luego, ella no pasa por los puntos experimentales. Para ajustarla se elige el parámetro que se vaya a ajustar; por ejemplo el “cero por ciento” que corrige la anomalía que muchas curvas presentan de no pasar por el origen de referencia por diferentes razones como son un mal contacto con el anillo de consolidación o con las piedras porosas, que la muestra al principio no está cien por ciento saturada, etc. Cabe señalar que el ajuste de cada parámetro se puede realizar mediante el “ratón” de la computadora en la zona de ajuste correspondiente, siempre y cuando esté activo el parámetro con su botón de selección.

Para efectuar el ajustar del parámetro $t_{50\%}$, si los puntos experimentales se encuentran por arriba de curva teórica se elige un punto sobre los puntos experimentales dando un clic con el botón izquierdo del Mouse y viceversa.

Los demás parámetros se ajustan en forma similar (figuras B.4.g a B.4.j).

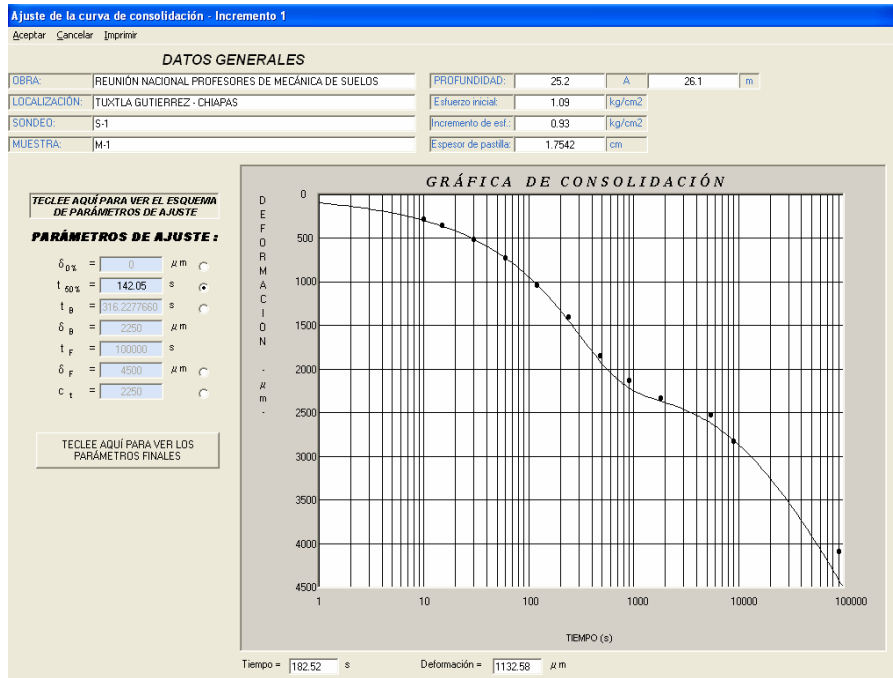


Figura B.4.g. Corrección del $t_{50\%}$

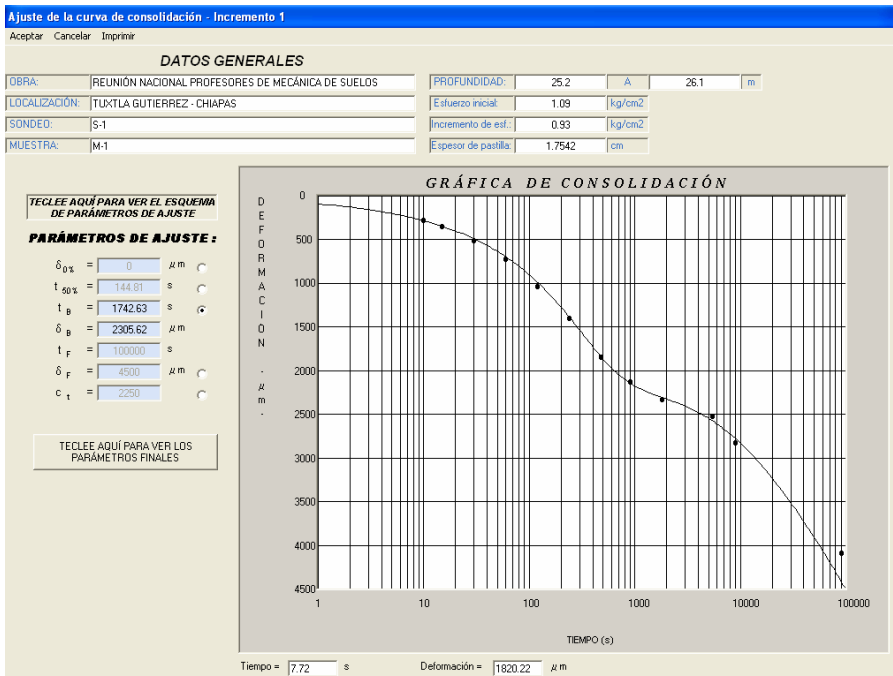


Figura B.4.h. Corrección de t_B y δ_B

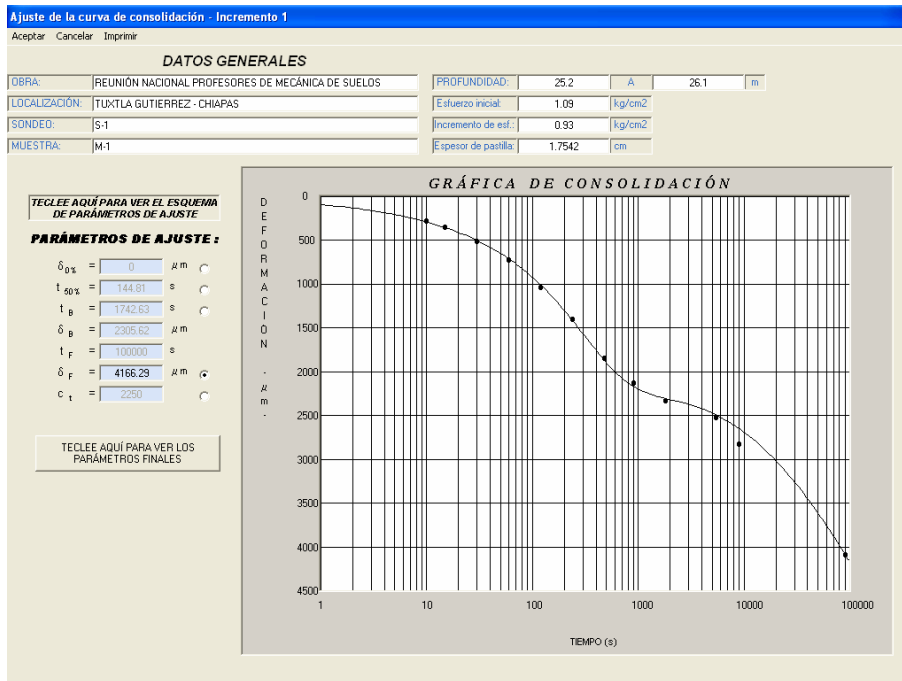


Figura B.4.i. Corrección de δ_F

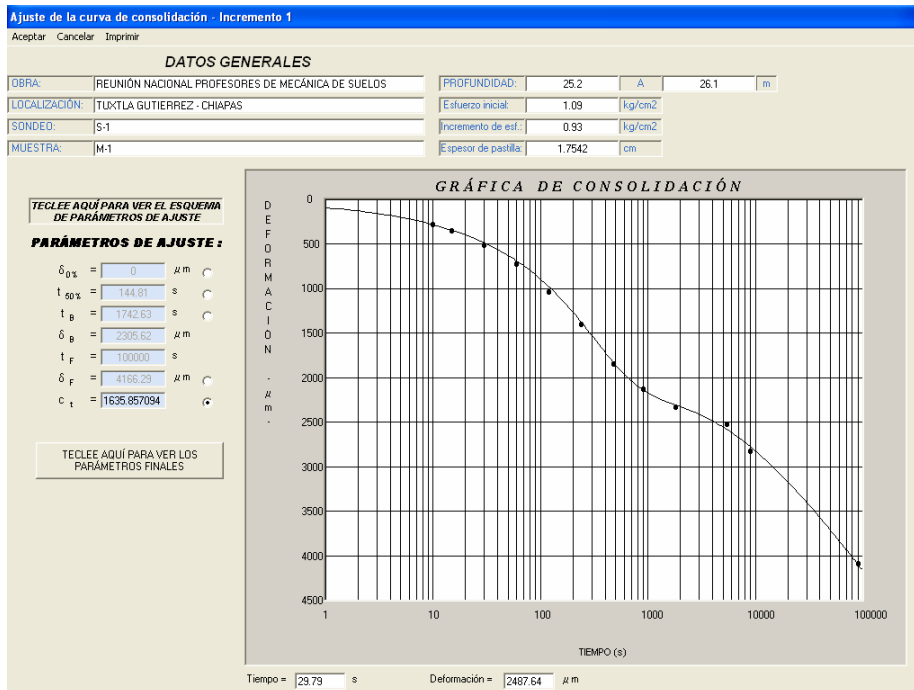


Figura B.4.j Corrección de C_t

R E F E R E N C I A S

1. Alberro A., Jesús. "La Consolidación de los Suelos Visco — plásticos". Un Análisis para Asentamientos Grandes. Publicación SID/650 del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México. México D.F., 2006.
2. Berry, P., Poskit, T.J. "The consolidation of peat". *Geotechnique* Vol. 22, No. 1, pp. 27-52. 1972.
3. Butterfield, R. "A natural compression law for soils". *Geotechnique* Vol 29, No.4, pp. 469-480. 1979.
4. Figueroa, G. "La consolidación total unidimensional de los suelos saturados y su aplicación al fenómeno de hundimiento regional". Tesis de Doctorado. DEPI, UNAM. 1996.
5. Gibson, R. E., Schiffman, R. L., y Cargill, K. W. "The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays 1. Finite non-linear consolidation of thin homogeneous layers". *Geotechnique* Vol. 17, No. 3 'pp 26 1-273. 1967.
6. Gibson, R. E., England, G. L., y Hussey, M. J. L. "The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays II. Finite non-linear consolidation of thick homogeneous layers". *Canadian Geotechnical Journal* Vol. 18, pp 280-293. 1981.
7. Head, H. K. "Manual of Soil Laboratory Testing". Volume 3. Effective Stress Tests. ELE International Limited. London, 1986.
8. Ibarra Razo, E. "Consolidómetro con velocidad constante de deformación". Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil. Universidad Nacional Autónoma de México. México D.F., 1998.
9. Juárez Badillo, E. "General compressibility equation for soils". *Proceedings of X International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering*. Stockholm, pp 171-178. 1981.
10. Juárez Badillo, E. "General Theory of Consolidation for Clays". *Consolidation of Soils: Testing and Evaluation*, ASTM STP 892, R. N. Yong and F.C. Townsend, Eds. pp 137 — 153. Philadelphia, 1986.
11. Juárez Badillo, E y Rico R., Alfonso. "Fundamentos de la Mecánica de Suelos". Tomo I. Editorial Limusa, Noriega Editores. Tercera Edición. México D. F., 1997.

12. Lambe y Whitman, Robert. "Mecánica de Suelos". Editorial Limusa, Noriega Editores. Primera edición. México D. F., 1989.
13. Leonards, G. A and Girault, P. "A Study of the One — Dimensional Consolidation Test". Proceedings of the 5th Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol 1. pp 213 — 218. Paris, 1961.
14. Lowe, John, Zaccheo, Philip F. and Feldman, Harvey S. "Consolidation Testing with Back Pressure". Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers. Vol. 90, No SM5. pp 69 - 86. September, 1964.
15. Marsal, Raúl J. "Estudio Sobre la Predicción Teórica de Asentamientos y de Presiones de Poro en Suelos Saturados". Publicación del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México. México D. F., 1961.
16. Mesri, G., Choi, Y. K. "Theory of consolidation of clays". ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE. Vol.100, GT8, pp 889-904. 1974.
17. Mesri, G., Rokhsar, A., Bohor, B.F. "Composition and compressibility of typical samples of Mexico City clay". Geotechnique Vol. 25 No. 3, pp 527-554. 1975,
18. Mesri, G., Choi, Y. K. "The uniqueness of the end of primary (EOP) void ratio-effective stress relationship". Proceedings, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, pp 587-590. 1985.
19. Mesri, G., Choi, Y. K. "Settlement analysis of embankments on soft clays". ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE. Vol 111. No.4, pp 44 1-465. 1985.
20. Mesri, G., Feng, T.W. "Constant rate strain consolidation testing of soft clays". Volumen Raúl J. Marsal, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS, México DF., pp. 49-59. 1992.
21. Mesri, G., Shaien, M. "Compressibility parameters during primary consolidation". International Symposium on Compression and Consolidation of Clayey Soils Hiroshima, pp. 102 1-1036. 1995.
22. Mitchell, James K. "Fundamentals of Soil Behavior". University of California, Berkeley. Editorial John Wiley & Sons. Segunda edición. New York, 1993.

23. Rajot, Jean Pierre. "A Theory for the Time — Dependent Yielding and Creep of Clay". UIMI Dissertation Services. Virginia Polytechnic Institute and State University. Ann Arbor MI, 1992.
24. Shields, D. H. "Consolidation Tests". Technical Notes. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers. Vol. 90. pp. 209 —212. September, 1964.
25. Taylor, Donald W. "Fundamentals of Soil Mechanics". Editorial John Wiley & Sons. Primera edición. New York, 1958.
26. Terzaghi, Karl. "Theoretical Soil Mechanics". Editorial John Wiley & Sons. Primera edición. New York, 1956.
27. Terzaghi, Karl, Peck, Ralph B. y Mesri, Gholamreza. "Soil Mechanics in Engineering Practice". Editorial John Wiley & Sons Tercera edición New York, 1996
28. Zeevaert, Leonardo. "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions". Van Nostrand Reinhold Company Inc. Segunda edición. New York, 1983.
29. Zeevaert, Leonardo. "Compendio Elemental de Mecánica de Suelos". Publicación de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México. México D. F., 1998.