



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

TEMA

LA CONSOLIDACIÓN DE LOS SUELOS: UNA REVISIÓN

TESIS

**QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA (GEOTECNIA)**

PRESENTA

SUSANA GARRIDO GALINDO

TUTOR ACADÉMICO

DR. JORGE ABRAHAM DÍAZ RODRÍGUEZ

MÉXICO, D. F. CIUDAD UNIVERSITARIA FEBRERO DEL 2006

A G R A D E C I M I E N T O S

A DIOS

**POR HABERME DADO LA FORTALEZA Y EL ENTENDIMIENTO PARA PODER
COMPRENDER SU INFINITA BONDAD Y LO MARAVILLOSO QUE ES EL MUNDO Y EL
“SUELO QUE PISAMOS”.**

A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

**POR BRINDARME LA OPORTUNIDAD DE CAPACITARME Y ADQUIRIR LOS
CONOCIMIENTOS PARA PONERLOS A DISPOSICIÓN DE LA SOCIEDAD.**

AL GRUPO DE DOCENTES

POR LA TRANSMISIÓN DE SUS VALIOSAS EXPERIENCIAS Y CONOCIMIENTOS.

AL DOCTOR JORGE ABRAHAM DIAZ RODRÍGUEZ

**GRACIAS POR SU PACIENCIA Y SU ACERTADA DIRECCIÓN, CON LA QUE SIEMPRE
SE HA CARACTERIZADO, PUDE CULMINAR SATISFACTORIAMENTE ESTE TRABAJO.**

AL GRUPO DE SINODALES

**POR LAS APORTACIONES, RECOMENDACIONES Y CONSEJOS, PARA CONCLUIR EL
TRABAJO REALIZADO.**

CONTENIDO

OBJETIVO	1
I . INTRODUCCIÓN	1
II. ANTECEDENTES	3
II.1 TEORÍA DE TERZAGHI	3
II.2 DESARROLLOS SUBSECUENTES	5
III. CONTRIBUCIONES RECIENTES	54
IV. REVISIÓN COMPARATIVA	74
V. CONCLUSIONES	82

TEMA

LA CONSOLIDACIÓN DE LOS SUELOS: UNA REVISIÓN

OBJETIVO: Efectuar una revisión crítica del fenómeno de consolidación en suelos finos.

I. INTRODUCCIÓN.

Todos los materiales experimentan deformación axial unitaria ($\varepsilon\%$) cuando se les somete a un cambio en el estado de esfuerzo ($\Delta\sigma$). La deformación axial unitaria ($\varepsilon\%$) de la mayoría de los suelos, aún bajo cargas pequeñas, es mucho mayor que la de los materiales estructurales; además, a diferencia de estos últimos, esa deformación axial unitaria ($\varepsilon\%$) no se produce en forma simultánea a la aplicación de la carga, sino que se desarrolla en función del tiempo (t) y pueden requerirse muchos años para que la deformación axial unitaria ($\varepsilon\%$) del suelo se complete.

Aunque en los suelos, la deformación axial unitaria ($\varepsilon\%$) se manifiesta como resultado de un cambio de forma, así como una variación de volumen (ΔV), en algunos problemas, particularmente en el asentamiento de estructuras construidas sobre materiales muy compresibles como los depósitos arcillosos, la deformación debida a cambio volumétrico (ΔV) en los estratos de suelo subyacente, es mucho más importante que la debida a un cambio de forma.

La deformación volumétrica ($\Delta V/V_0$), es la cantidad adimensional que expresa el cambio de volumen por unidad de volumen, manteniendo su forma; mientras que la distorsión o deformación desviadora, es la cantidad adimensional que expresa el cambio de forma, variando la posición relativa de sus puntos, pero manteniendo su volumen constante.

La consolidación de un suelo es el proceso de reducción de volumen en forma gradual debido al incremento de carga. Frecuentemente ocurre que durante el proceso de consolidación, la posición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal permanece igual; así, el movimiento de las partículas de suelo puede ocurrir sólo en dirección vertical; a esto, se le conoce como consolidación unidimensional, donde el volumen de la masa de suelo disminuye, pero los desplazamientos horizontales de las partículas sólidas son nulos. En la consolidación unidimensional, por lo tanto, el volumen de la masa de suelo disminuye, pero los desplazamientos horizontales de las partículas sólidas son nulos.

Por otra parte, dado que el problema de la consolidación es esencialmente un problema de flujo de agua no establecido a través de una masa porosa, se sabe que cuanto menores sean los vacíos del suelo y más largas sean las trayectorias de filtración del agua

H (espesor del estrato de suelo comprimido), se necesitará más tiempo (t) para que el agua sea expulsada del suelo.

Tomando como base los párrafos anteriores, se puede afirmar que el fenómeno de la consolidación de los suelos presenta un amplio campo de estudio. Por tanto, el trabajo que aquí se presenta, está orientado a analizar algunas de las aportaciones más relevantes al estudio del fenómeno de consolidación, con el objeto de realizar un análisis crítico del tema. Es importante aclarar que debido al gran número de artículos que se han elaborado al respecto, se incluyen únicamente los trabajos que se consideraron sobresalientes, sin restar importancia a los demás.

La presente tesis está dividida en tres partes: la primera incluye un resumen de los trabajos desarrollados acerca del tema hasta el año de 1990; en la segunda parte se presenta un resumen de las contribuciones recientes, donde se incluyen los trabajos desarrollados a partir de 1990 hasta la fecha. Finalmente, en la última parte se realiza una revisión comparativa de los diferentes enfoques que se le ha dado al tema.

En este trabajo a σ'_y se denominará esfuerzo de fluencia, que corresponde al paso del dominio elástico preconsolidado al dominio plástico normalmente consolidado en una curva de compresibilidad e-log σ' (esfuerzo de preconsolidación p'_c). De igual forma, el tramo de recompresión de la curva de compresibilidad se denominará tramo estructurado, cuya pendiente C_r se nombra índice de recompresión y al tramo normalmente consolidado (NC) como tramo desestructurado, con pendiente C_c ó índice de compresión. Además, se utiliza la descripción que hacen Leonards y Altschaeffl (1964) referente al asentamiento inicial, como la deformación que se desarrolla simultáneamente con el cambio en la carga; la consolidación primaria, como los cambios de volumen dependientes del tiempo (t) que ocurren durante la disipación del exceso de presión de poro (Δu) y la consolidación secundaria, como el cambio de volumen también dependiente del tiempo (t) que ocurre después de la disipación del exceso de presión de poro (Δu).

II. ANTECEDENTES.

El estudio del fenómeno de consolidación de suelos finos, ha sido por décadas un tema de gran interés por parte de investigadores de renombre mundial. Terzaghi (1925), fue el primero en introducir el término de consolidación, definiéndolo como: el proceso de disminución de volumen, que tiene lugar en un lapso, debido al aumento de las cargas sobre el suelo. En 1964 Crawford lo definió como el proceso de reducción de volumen debido a la expulsión de agua de los poros del suelo. Leonards y Altschaeffl (1964) lo concibieron como el cambio de volumen dependiente del tiempo (t), mismo que ocurre durante la disipación del exceso de la presión de poro (Δu).

II.1 Teoría de Terzaghi.

La teoría para la consolidación unidimensional se debe a Terzaghi (1925), la cual cobró tal relevancia, que hasta la fecha es la de mayor uso. No obstante, como ya se comentó, se han publicado teorías posteriores que han sido de gran ayuda para explicar anomalías y discrepancias que se tienen con la teoría tradicional; sin embargo, todas toman como punto de partida la primera, por lo que para revisarlas, se considera necesario inicialmente mencionar los puntos más sobresalientes que involucra la teoría original.

Los estudios de Terzaghi (1925) se refieren a la magnitud y velocidad del asentamiento originado por un manto de arcilla al que se le impide el movimiento lateral y con posibilidades de expulsar el agua hacia arriba o hacia abajo cuando las partículas tienden a acercarse.

Las hipótesis en que se basa la teoría de Terzaghi (1925) son las siguientes:

- a) Tanto el agua como las partículas de suelo son incompresibles.
- b) El agua llena totalmente los vacíos del suelo; es decir, que el suelo está totalmente saturado.
- c) La variación de espesor del estrato (H) es lo suficientemente pequeña para que un valor dado de la variable z pueda suponerse constante durante todo el proceso de consolidación.
- d) El coeficiente de consolidación (C_v) se considera constante durante todo el proceso de consolidación, a pesar que el coeficiente de permeabilidad (k) y el coeficiente de variación volumétrica (a_v) son variables.

La primera de las hipótesis anteriores puede considerarse muy cercana a la realidad, dentro del orden de esfuerzos que las estructuras de ingeniería transmiten al suelo. La segunda tampoco debe verse como una hipótesis demasiado apartada de la situación prevaleciente en la mayoría de los suelos arcillosos, propios de depósitos sedimentarios en zonas planas, con nivel freático muy superficial y por lo tanto, en condición por lo menos muy cercana a la saturación total. Mientras que las dos últimas hipótesis sólo son

aproximaciones aceptables con el propósito de facilitar la solución matemática del problema. La importancia intrínseca de estas últimas hipótesis sólo puede juzgarse comparando las predicciones de la teoría que las contiene, con las observaciones reales.

En la Teoría de Terzaghi (1925), una vez que el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de esfuerzo aplicado ($\Delta\sigma$), su relación de vacíos (e) llega a un valor menor que el inicial (e_0), el cual puede determinarse a partir de las pruebas tradicionales efectuadas con odómetro. Así, para cada incremento de esfuerzo aplicado ($\Delta\sigma$), se tiene finalmente un valor de la relación de vacíos (e) y otro del esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) correspondiente actuante sobre el espécimen. Es así como una vez aplicados los incrementos de esfuerzo ($\Delta\sigma$), se puede construir una gráfica que tiene como abscisas el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v), en escala natural o logarítmica y como ordenadas la relación de vacíos (e) en escala natural. Estas curvas se llaman de compresibilidad. En la figura 1 se muestra una curva típica de compresibilidad.

El tramo AB (tramo estructurado ó tramo de recompresión), es un tramo que comienza en forma casi horizontal y cuya curvatura es progresiva, alcanzando su máximo (esfuerzo de fluencia σ'_y ó esfuerzo de preconsolidación p'_c) en la proximidad de su unión con el tramo BC (tramo desestructurado ó normalmente consolidado NC), que es generalmente un tramo aproximadamente recto hasta el final de la etapa de carga de la prueba (punto C), al cual corresponde el esfuerzo vertical efectivo máximo (σ'_v) aplicado sobre la muestra. A partir de este punto, es común en la prueba de consolidación someter el espécimen a una segunda etapa, ahora de descarga, en la que se le somete a una secuencia de cargas decrecientes, manteniendo cada decremento el tiempo suficiente para que la velocidad de deformación (ε_v) se reduzca prácticamente a cero; en esta etapa se tiene una recuperación del espécimen, aunque nunca llega a su relación de vacíos inicial (e_0). El último tramo (de descarga) corresponde a esta segunda etapa, con el espécimen llevado a carga final nula.

Durante la prueba de consolidación edométrica, la muestra está confinada por un anillo metálico. Las cargas se aplican a las caras superior e inferior del espécimen a través de dos piedras porosas, las cuales permiten que el agua entre o salga de la muestra. La deformación se mide por medio de un micrómetro de carátula.

De acuerdo con Terzaghi (1925), la consolidación ocurre sobre un punto de la curva de compresibilidad en el tramo desestructurado (ó normalmente consolidado NC), con un coeficiente constante de compresibilidad (m_v) igual a:

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e} \quad \dots (1)$$

dentro de un amplio rango de esfuerzos verticales efectivos (σ'_v) o con un índice de compresión constante C_c (Barden, 1965; Davis y Raymond, 1965; Raymond, 1966; Berry y Wilkinson, 1969; Poskitt, 1969; Berry y Poskitt, 1972). A esta pendiente en el gráfico semilogarítmico se le denomina índice de compresión (C_c) y está definido por la siguiente ecuación:

$$C_c = \frac{e_o - e_1}{\log_{10} \sigma_1 - \log_{10} \sigma_o} = \frac{e_o - e_1}{\log_{10}(\sigma_1 / \sigma_o)} \quad \dots (2)$$

El valor del índice de compresión (C_c), puede determinarse fácilmente de una curva de compresibilidad si se considera que la relación de vacíos e_1 corresponde a cualquier esfuerzo arbitrario σ_1 y la relación de vacíos e_2 al esfuerzo $\sigma_2 = 10\sigma_1$, entonces $C_c = e_1 - e_2$.

Los párrafos anteriores engloban brevemente los principales aspectos de la teoría de Terzaghi (1925), misma que ha sido retomada por diferentes autores, según se indica a continuación, para continuar con el estudio de la consolidación unidimensional.

II.2 Desarrollos subsecuentes

A partir de la teoría original de Terzaghi (1925), se han generado contribuciones importantes basadas en el uso de modelos reológicos de arcillas naturales (Taylor, 1942; Tan, 1957; Gibson y Lo, 1961; Lo 1961; Barden 1965; Crawford, 1965; Bjerrum, 1967; Barden 1968; Barden 1969; Berry y Wilkinson 1969; Berry y Poskitt 1972; Leroueil y otros, 1985), con las cuales se ha reforzado el entendimiento del proceso de consolidación; sin embargo, tratan algunos conceptos que no han sido determinados satisfactoriamente, tales como la velocidad de consolidación, la disipación del exceso de la presión de poro (Δu), la magnitud del incremento de esfuerzo ($\Delta\sigma$), la velocidad de aplicación de la carga, el tiempo de aplicación de la carga (t), la longitud de la trayectoria de drenaje (H), la influencia de la velocidad de deformación (ϵ_v), la temperatura (T), la alteración debida al muestreo y el fenómeno de estructuración entre otros, aunque estas contribuciones se retroalimentan con el entendimiento del proceso de consolidación usado en la práctica. Por mencionar sólo algunas aportaciones importantes, se tienen las siguientes, donde se pueden observar los conceptos mayormente tratados alrededor de este fenómeno hasta el año de 1990.

Terzaghi (1925) reconoció la influencia del retraso hidrodinámico de la consolidación para los suelos impermeables, desarrollando una expresión matemática para la relación en la cual la consolidación puede ocurrir durante la disipación de la presión de poro (u).

Como se muestra en la figura 2, Terzaghi (1925) fue el primero en señalar que las curvas de compresibilidad de los suelos con contenido de partículas laminares suelen quedar reducidas a simples rectas, cuando se las representa en papel doble logarítmico.

A partir de un estudio realizado en arcillas naturales, Casagrande (1932) observó un desarrollo frecuente de cierta estructuración del suelo durante su diagenesis. El mismo autor, en 1936, comentó que la sobreconsolidación y la edad de las arcillas dan como resultado un esfuerzo de fluencia σ'_y (esfuerzo de preconsolidación p'_c) en el cual ocurre un cambio abrupto en la pendiente de la curva relación de vacíos contra el logaritmo del esfuerzo vertical efectivo (e -log σ'_v).

Taylor (1942) afirmó que la compresibilidad de las arcillas está influenciada por el tiempo (t) y la velocidad de deformación (ϵ_v). Además afirmó que la consolidación secundaria está influenciada por ciertos tipos de “estructura viscosa” causada por los esfuerzos cortantes (τ) desarrollados durante la consolidación primaria. Taylor (1942) propuso un modelo que simula el comportamiento del esqueleto mineral de la arcilla a partir de un resorte y un amortiguador lineal, proporcional al tiempo de consolidación. Taylor (1942) definió la consolidación secundaria (R_s) como el aumento del incremento de esfuerzo, cercano a cero.

Skempton (1944) señaló que el índice de compresión (C_c) está relacionado con el límite líquido (w_L) de las arcillas sedimentarias normalmente consolidadas (NC). La relación propuesta es:

$$C_c = 0.009(w_L - 10) \quad \dots \quad \mathbf{(3)}$$

En la que el límite líquido (w_L) se expresa en porcentaje.

Taylor (1948) afirmó que, para los cambios en la relación de vacíos (Δe) normalmente encontrados en la ingeniería práctica, la variación más comúnmente reportada es lineal logarítmica con una relación de la permeabilidad (k) con respecto a la relación de vacíos (e).

Marsal y otros (1950), propusieron tres Curvas que fueron clasificadas como típicas para definir el comportamiento “Deformación-Tiempo” ($\delta - t$) de los suelos del Valle de México, las cuales se muestran en la figura 3. Más adelante se verá su importancia, al ser retomadas por Leonards y Girault en 1961.

Hanrahan (1954), concluyó que la velocidad de la consolidación es proporcional al espesor del estrato (H).

Schmertmann (1955) comentó que la alteración debida al muestreo tiene influencia sobre los parámetros de compresibilidad de las arcillas, disminuyendo el esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c), lo cual sobreestima los asentamientos reales.

Tan (1957) propuso modificaciones al modelo simple de Taylor (1942) para simular el comportamiento del esqueleto mineral de arcilla usando combinaciones de resortes lineales y amortiguadores.

Hamilton y Crawford (1959) comentaron que la “frontera” entre la consolidación primaria y la consolidación secundaria está en función del tipo de prueba de laboratorio y particularmente de la velocidad de aplicación de la carga.

Lea y Brawner (1959) continuaron con los estudios de Hanrahan (1954), concluyendo que la velocidad de consolidación es proporcional a H^2 .

Leonards y Ramianh (1959) revisaron trabajos previos de Taylor (1942), para estudiar el comportamiento de arcillas compresibles remoldeadas, concluyendo que la relación esfuerzo vertical efectivo – relación de vacíos ($\sigma'_v - e$) no está en función de la duración de la carga, siempre y cuando ocurra lo siguiente:

- Si transcurre el tiempo (t) suficiente para que la presión de poro se disipe (Δu).
- Si se aplica un incremento grande de esfuerzo ($\Delta\sigma$).
- Si el suelo no presenta un período largo de consolidación secundaria (excluyendo a las turbas, limos y arcillas altamente orgánicas).

Leonards y Ramianh (1959) notaron cambios importantes en la magnitud del coeficiente de consolidación (C_v), para un valor del esfuerzo vertical efectivo aplicado (σ'_v), menor que el esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación p'_c .

A partir de un estudio de consolidación en los suelos de la Ciudad de México, Girault (1960), concluyó que el aire o gas atrapado en un espécimen de arcilla es liberado como resultado de una expulsión del agua de poro (u) causada por el muestreo.

Newland y Allely (1960) presentaron un estudio de las características de consolidación de muestras inalteradas y remoldeadas de las arcillas blandas de Nueva Zelanda, así como los factores que las afectan, tales como la relación del incremento de esfuerzo ($\Delta\sigma/\sigma_1$), el espesor de la muestra (H), la consolidación secundaria (R_s), el esfuerzo de fluencia σ'_y (ó esfuerzo de preconsolidación p'_c), la duración de los incrementos de esfuerzo aplicados, etc., encontrando lo siguiente: cuando se grafican las curvas del cambio en la relación de vacíos (Δe) contra el tiempo (t) en escala logarítmica, la pendiente final de la curva secundaria es independiente de diferentes factores; en particular es independiente del cambio total en la relación de vacíos (Δe) ocurrida durante un incremento de esfuerzo dado ($\Delta\sigma$); de manera que para ese incremento de esfuerzo ($\Delta\sigma$), la relación entre los cambios de la relación de vacíos (Δe) que ocurren durante la consolidación secundaria (R_s) y la consolidación total, disminuyen con el incremento de esfuerzo ($\Delta\sigma$). En las figuras 4a y 4b se graficaron los resultados típicos de la parte final de la curva tiempo contra el cambio en la relación de vacíos (Δe), tanto en muestras inalteradas como remoldeadas de las arcillas de Nueva Zelanda, donde se observan estos resultados.

De acuerdo con la teoría de consolidación de Terzaghi (1925), el coeficiente de consolidación (C_v):

$$C_v = \frac{TH^2}{t} \quad \dots (4)$$

puede ser constante si se aplica un incremento de esfuerzo ($\Delta\sigma$) a dos muestras de la misma arcilla bajo la misma relación de vacíos (e), pero con diferentes espesores (H). Para verificar esta conclusión, Newland y Allely (1960) realizaron pruebas en muestras remoldeadas; las curvas típicas del grado de consolidación (U%) contra la raíz cuadrada del tiempo (t)^{1/2} en escala logarítmica que muestran estos resultados se presentan en la figura 5, en las cuales se observa una curvatura inicial pronunciada, seguida por una línea

recta, que cuando se prolonga hacia atrás, llega a intersectar el origen superior. La forma de estas curvas coincide con las curvas teóricas obtenidas por Taylor (1942). Además, como resultados típicos, Newland y Allely (1960) muestran que el valor del coeficiente de consolidación (C_v) es notablemente dependiente del espesor de la muestra (H). Finalmente, al usar piedras porosas sin papel filtro, se disminuyó el valor del coeficiente de consolidación (C_v), calculado del tiempo correspondiente al 50% de consolidación, mientras que con el uso del papel filtro, fue casi independiente, particularmente en la unión con las piedras porosas.

Newland y Allely (1960), señalaron que la impedancia puede producir un retardo de la consolidación en la trayectoria de drenaje de la muestra (H), afectando la pendiente en la parte inicial de las curvas del grado de consolidación ($U\%$) contra la raíz cuadrada del tiempo (t)^{1/2} en escala logarítmica y causando un incremento en el tiempo correspondiente al 50% de la consolidación (t_{50}).

La figura 6 muestra el efecto de varios factores sobre la consolidación, tales como el espesor inicial (H_0) y la duración del incremento de esfuerzo; las curvas de la relación de vacíos contra el esfuerzo vertical efectivo en escala logarítmica (e -log σ'_v) tienen una forma similar, a pesar de las diferentes condiciones en que se realizaron las pruebas, aunque cada curva se desplaza relativamente en la escala de la relación de vacíos (e), debido principalmente a las diferencias en la relación de vacíos inicial (e_0) de las muestras.

En todas las pruebas, la duración de cada incremento de esfuerzo ($\Delta\sigma$) permitió concluir la consolidación primaria. El efecto de la duración de incrementos de esfuerzo ($\Delta\sigma$) mayores que éste, fue oscurecido en el caso de muestras inalteradas por diferencias en las relaciones de vacíos iniciales (e_0). En el caso de muestras remoldeadas, fue difícil estimar el espesor inicial de la muestra (H_0) y la tendencia de la curva fue hacia una mayor duración de incrementos de esfuerzo ($\Delta\sigma$) que están por debajo de éste; por ello, para dos pruebas con la misma relación de vacíos (e), uno con una duración del incremento de esfuerzo ($\Delta\sigma$) aplicado justo para completar la consolidación primaria (determinado de los resultados graficados durante el curso de la prueba), y el otro con un incremento de esfuerzo ($\Delta\sigma$) con una duración de 24 hrs, que significa la consolidación ocurrida para ese incremento de esfuerzo dado ($\Delta\sigma$), durante la consolidación secundaria (R_s). Para incrementos de esfuerzo subsecuentes ($\Delta\sigma$), Newland y Allely (1960) determinaron que la consolidación total fue la misma en cada prueba, considerando un incremento de esfuerzo ($\Delta\sigma$) de corta duración que coinciden con la consolidación primaria; en 24 hrs de la consolidación total Newland y Allely (1960) obtuvieron un gran porcentaje de la consolidación secundaria (R_s), y la consolidación primaria fue menor que en el caso anterior. Estas conclusiones se ilustran en las curvas 1 y 2 de la figura 4a para muestras inalteradas, y en la figura 6 para muestras remoldeadas.

Los resultados obtenidos por Newland y Allely (1960) confirman un avance en el cambio propuesto por Taylor (1942), donde la curva de la relación de vacíos contra el esfuerzo vertical efectivo en escala logarítmica (e -log σ'_v) se obtuvo justamente permitiendo el tiempo para concluir la consolidación primaria, mientras que debajo y justamente paralela

a estas curvas hay otras curvas para una duración de los incrementos de esfuerzo ($\Delta\sigma$) sucesivamente mayores.

En la figura 7, se ilustra la curva correspondiente a la terminación de la consolidación primaria y la curva correspondiente a una duración de 24 hrs en las arcillas de Nueva Zelanda durante la consolidación primaria, partiendo de la misma relación de vacíos (e). El tramo ABC se obtuvo de la prueba donde la duración de los incrementos fue suficiente para definir la consolidación primaria. Si bajo un esfuerzo (σ_1) se permite que la muestra se consolide durante 24 hrs, la curva se extiende hacia el punto D. Si ahora el esfuerzo se aumenta a un esfuerzo (σ_2), tal que $\Delta\sigma/\sigma_1$ es igual a la unidad, entonces, el cambio en la relación de vacíos $DG=\Delta e_p$ representará la consolidación primaria y $GH=\Delta e_s$ representará la consolidación secundaria. Después de las 24 hrs, la curva se extenderá al punto E, tal que el tramo DE se aproxima paralelamente al tramo AB. Si en lugar de incrementar el esfuerzo de σ_1 a σ_3 , tal que $\Delta\sigma/\sigma_1=10$, entonces $\Delta e_p=DJ$ y $\Delta e_s=JK=GH$: Es el mismo para un mayor incremento de esfuerzo ($\Delta\sigma$), la forma del cambio de la relación de vacíos (Δe_s) es mucho menor que el porcentaje del cambio de la relación de vacíos total ($\Delta e_p+\Delta e_s$).

Finalmente, el valor del coeficiente de consolidación (C_v) obtenido experimentalmente por Newland y Allely (1960) se puede extrapolar para espesores grandes de estratos de otras arcillas.

Leonards y Girault (1961), coinciden con Hamilton y Crawford (1959) en mencionar que la "frontera" entre la consolidación primaria y la consolidación secundaria (R_s) está en función del tipo de prueba de laboratorio y particularmente de la velocidad de aplicación de la carga. Estos autores adoptaron la clasificación de Marsal y otros (1950), según se muestra en la figura 3, para definir el comportamiento deformación-tiempo, ($\delta - t$) de los suelos del Valle de México. A partir de las pruebas realizadas por estos autores, pudieron medir la influencia de la relación de la presión de poro (u) y el incremento de esfuerzo ($\Delta\sigma$) con respecto al tiempo (t) en escala logarítmica en arcillas inalteradas de la Ciudad de México, según se muestra en las figuras 8a-8c, las cuales indican lo siguiente:

1. Para la relación de la presión de poro inicial (u_0), el incremento de esfuerzo aplicado ($\Delta\sigma$), es esencialmente el mismo para todas las condiciones de carga.
2. Se predice con buena precisión, la disipación de la presión de poro (Δu) con la teoría de Terzaghi (1925), cuando el incremento de esfuerzo ($\Delta\sigma$) es lo suficientemente grande para producir las curvas Tipo I de las figuras 8a -8c y el mismo valor del coeficiente de consolidación (C_v) se obtiene de la curva consolidación-tiempo (t) y de la curva de la disipación de presión de poro (Δu).
3. Para las curvas Tipos II y III de las figuras 8a - 8c, las cuales resultan de un pequeño incremento de carga, la teoría de Terzaghi (1925) no predice ni aproximadamente la disipación de la presión de poro (Δu). Consecuentemente se obtiene un coeficiente de consolidación (C_v) menor que el calculado de la curva consolidación-tiempo (t), mediante el modelo de Terzaghi (1925).

A partir del modelo simple de Taylor (1942), Gibson y Lo (1961) suponen que el esqueleto de suelo se comporta como un modelo mecánico que consiste en un resorte lineal

conectado en serie con el modelo de Kelvin, según se muestra en la figura 9, el cual a su vez consiste en un resorte lineal acoplado en paralelo con un amortiguador lineal, donde la resistencia de la contrapresión es proporcional a la velocidad en la cual se comprime. El resorte superior simula la consolidación instantánea y el modelo de Kelvin simula el retraso en la consolidación. Ahora bien, si se retirara el amortiguador, el modelo correspondería a la teoría de Terzaghi (1925).

Wahls (1962) usó los modelos propuestos por Taylor (1942), Tan (1957) y Gibson y Lo (1961), a partir de los modelos de Kelvin acoplado mediante amortiguadores para simular el comportamiento del suelo, proponiendo que los amortiguadores representan el exceso de las presiones de poro (Δu), mientras que la consolidación secundaria (R_s) se describe mediante amortiguadores acoplados. También concluyó que la magnitud de la consolidación secundaria (R_s) depende del esfuerzo total (σ_t) y la relación de vacíos (e), pero es independiente del incremento de esfuerzo ($\Delta\sigma$). Además, observó que la magnitud de la consolidación primaria es dependiente del incremento de esfuerzo ($\Delta\sigma$). El desarrollo observado por Wahls (1962) fue explicado a partir de la teoría de consolidación de Terzaghi, (1925), proponiendo el autor un nuevo modelo matemático para describir los procesos de consolidación. Este modelo fue usado para explicar el efecto del incremento de esfuerzo ($\Delta\sigma$) y el análisis de las curvas consolidación-tiempo cuando el tiempo (t) predomina en la consolidación secundaria (R_s).

Wahls (1962) comentó que la consolidación de los suelos es dependiente del tiempo (t) con reducción volumétrica, teniendo una disminución del contenido de agua en el suelo. Todos los procesos producidos por la disminución del contenido de agua de un suelo saturado, reemplazando el agua por aire en el proceso de consolidación, con el desarrollo propuesto por Terzaghi (1925), están formulados por un simple proceso hidrodinámico anterior a la consolidación primaria. Los mecanismos de la consolidación primaria están basados en la relación de vacíos inicial (e_0) existente en el esfuerzo vertical efectivo máximo (σ'_v) que puede ser soportado por el esqueleto intergranular de suelo. Aplicando una presión en exceso al esqueleto de suelo, ésta puede ser soportada por la presión de poro (Δu). La disminución de vacíos aumenta la capacidad intergranular del esqueleto del suelo y así libera alguna presión de poro (Δu). Este proceso continúa hasta que la presión de poro en exceso (Δu) se reduce a cero y la presión está totalmente soportada por la estructura intergranular. Así, la consolidación primaria está definida por el desarrollo y subsecuentemente la disipación de la presión en el agua de poro (Δu) y se puede derivar de principios hidrodinámicos.

La expresión de la consolidación primaria se derivó primero de la teoría de Terzaghi (1925) para un caso especial de flujo unidimensional en un suelo confinado lateralmente. Lo más comúnmente usado en estas expresiones incluye una condición adicional inmediatamente después de la aplicación del incremento de esfuerzo ($\Delta\sigma$), la presión de poro en exceso (Δu) es instantáneamente igual al incremento de esfuerzo ($\Delta\sigma$) en todas partes de la masa de suelo.

Wahls (1962) se limitó al caso particular de la consolidación unidimensional de un suelo saturado y confinado lateralmente con una presión de poro en exceso inicial (Δu_0)

constante en todas partes del suelo. Para estas condiciones, la expresión del cambio en la relación de vacíos (Δe), producido por el incremento de esfuerzo ($\Delta\sigma$), es:

$$\Delta e = a_v \Delta\sigma \left\{ 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum \frac{1}{(2n+1)^2} - \left[(2n+1) \frac{\pi}{2} \right]^2 e^{(vt/H^2)} \right\} \dots (5)$$

en la cual (a_v):

$$a_v = \frac{(\Delta e)_{100}}{\Delta\sigma} \dots (6)$$

es el coeficiente de compresibilidad, donde (t) representa el tiempo, (H) es la máxima distancia de la superficie de drenaje y (e) es la base del logaritmo natural. Una curva teórica típica del cambio en la relación de vacíos (Δe) contra el tiempo (t) en escala logarítmica, se obtuvo de la ecuación 5 y se graficó en la figura 10a. Para valores grandes del tiempo (t), la curva es asintótica a una línea horizontal.

La diferencia observada por Wahls (1962) entre la consolidación y la consolidación primaria teórica se atribuyó a efectos secundarios y se definió como consolidación secundaria (R_s). Los efectos secundarios se ilustran en la figura 10a de la curva de consolidación primaria teórica y la curva típica I en un tipo de curva de laboratorio típica. La diferencia más notable en las curvas ocurre cuando la curva primaria teórica se acerca a este último valor. Entonces, en la curva de laboratorio se observó una relación lineal entre el cambio en la relación de vacíos (Δe) observado y el tiempo (t) en escala logarítmica.

La pendiente de esta línea en función del cambio en la relación de vacíos (Δe), para un cambio en el ciclo logarítmico del tiempo (t), fue denominada por Wahls (1962) como coeficiente de consolidación secundaria ($C\alpha$), y se usó para medir la magnitud de los efectos de consolidación secundaria (R_s).

Wahls (1962) coincide con Newland y Allely (1960) en comentar que la consolidación secundaria (R_s) es independiente de la magnitud del incremento de esfuerzo ($\Delta\sigma$) y del esfuerzo total (σ_t).

Wahls (1962) afirmó que las magnitudes relativas de la consolidación primaria y la consolidación secundaria (R_s) varían con el tipo de suelo. Para arcillas inorgánicas, la consolidación primaria es mucho mayor que la consolidación secundaria (R_s). Para esta condición, el cambio en la relación de vacíos (Δe) típico contra el tiempo (t) en escala logarítmica de la curva, está dado en términos de la curva tipo I y se ilustró en la figura 10a. Las características que distinguen la curva tipo I es la existencia del punto de inflexión. La intersección de la tangente en el punto de inflexión y la parte tangente lineal final de la curva es comúnmente usada para designar el cambio en la relación de vacíos

$(\Delta e)_{100}$, en la cual la consolidación primaria se completó; frecuentemente se supone que la consolidación secundaria (R_s) no se presenta hasta no haber completado la consolidación primaria.

En los suelos orgánicos y algunos limos inorgánicos, la magnitud de la consolidación secundaria (R_s) es importante. Para algunos de estos suelos, la consolidación secundaria (R_s) no es mayor que la curva de laboratorio, que lleva una pequeña semejanza con la curva teórica de consolidación primaria. Usando la curva teórica de consolidación primaria, los resultados de la curva de laboratorio están dados en términos de la curva tipo II y se ilustra en la figura 10b. La presente distinción de la curva tipo II no cuenta con un punto de inflexión. Para cada curva, no está disponible el método para estimar la magnitud de la consolidación primaria y así es imposible separar la consolidación primaria de la secundaria (R_s) de la manera arbitraria usada con las curva tipo I de la figura 10a.

Wahls comentó (1962) que en una prueba usual de laboratorio, el incremento de esfuerzo ($\Delta\sigma$) es siempre igual a una extensión del esfuerzo (σ). Si el incremento de esfuerzo ($\Delta\sigma$) se redujo, el efecto secundario es más importante y la pendiente de la curva de laboratorio puede tener un cambio de la curva tipo I a la tipo II de la figura 10b.

Leonards y Altschaeffl (1964), comprobaron experimentalmente en arcillas sedimentadas artificialmente que la compresibilidad es mucho menor durante la depositación que cuando se mide directamente en una prueba usual de odómetro, según se indica en la figura 11, debido a que el cambio en la relación de vacíos (Δe) con respecto al esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) es mucho menor que el correspondiente cambio durante la consolidación de laboratorio. Los autores muestran cómo las arcillas normalmente consolidadas, sujetas a largos periodos de consolidación secundaria (R_s), no tendrán un tramo desestructurado (ó normalmente consolidado, NC) largo en la curva de compresibilidad, hasta que se le adicione un incremento sustancial de esfuerzo ($\Delta\sigma$), encontrando que la relación de este incremento de esfuerzo con respecto a la sobrecarga efectiva de esfuerzo ($\Delta\sigma/\Delta\sigma'$) es aproximadamente igual a 0.4 para una variedad de arcillas formadas bajo diferentes condiciones. También realizaron pruebas sobre arcillas caolinitas congeladas, sin observar la deformación por cortante dependiente del tiempo (creep) sobre un amplio rango de incrementos de esfuerzo ($\Delta\sigma$); subsecuentemente, las deformaciones por creep ocurrieron inmediatamente después de aplicar la carga en su totalidad y resultaron aproximadamente lineales con respecto al logaritmo del tiempo (t). Las curvas típicas de consolidación contra el tiempo (t) en escala logarítmica para arcillas caoliniticas congeladas se muestran en la figura 12. Reconocieron que la naturaleza de la arcilla congelada sujeta a un esfuerzo vertical efectivo de compresión (σ'_v), es similar a la respuesta de la misma arcilla saturada con agua; aunque no así en magnitud, por lo que proponen que la respuesta natural a compresión en una arcilla saturada, se puede obtener experimentalmente en arcillas congeladas.

Leonards y Altschaeffl (1964) observaron que la marcada reducción en la compresibilidad de las arcillas al disminuir la velocidad de aplicación de la carga es independiente del esfuerzo total (σ_f), mientras que la consolidación secundaria (R_s) disminuyó

moderadamente en función del incremento del esfuerzo total ($\Delta\sigma_f$), según se indica en la figura 13.

Leonards y Altschaeffl (1964) también concluyeron que los asentamientos estimados bajo estructuras apoyadas en suelos arcillosos resultan de la interacción de una variedad de fenómenos: primero, la deformación que se desarrolla simultáneamente con el cambio en la carga (asentamiento inicial); segundo, la deformación por cortante depende del tiempo (creep); tercero, los cambios de volumen dependientes del tiempo (t), los cuales ocurren durante la disipación del exceso de presión de poro Δu (consolidación); cuarto, el cambio de volumen también dependiente del tiempo (t) después de la disipación del exceso de presión de poro Δu (consolidación secundaria). Consideraron que pueden surgir los esfuerzos cortantes (τ) sostenidos debido a la generación del exceso de presiones de poro Δu (si se restringe el drenaje), por la disminución de los parámetros de deformación por cortante (τ) o bien por la combinación de ambos esfuerzos. Análogamente a los efectos de estructuración (tramo de recompresión) en la curva de compresibilidad, los autores comentan que bajo el esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c), el esqueleto mineral de una arcilla sedimentada artificialmente puede recibir un incremento de esfuerzo ($\Delta\sigma$) antes que se presente un desplazamiento de partículas; además, el incremento de esfuerzo $\Delta\sigma$ ($\sigma'_y - \sigma'_v$) dependerá de la sobrecarga de esfuerzo efectivo (σ'_v). Haciendo uso de los modelos reológicos propuestos por Taylor (1942), Tan (1957), Gibson y Lo (1961) y Lo (1961), en la figura 14 Leonards y Altschaeffl (1964) ilustran los modelos reológicos usados para comparar la disipación de la presión de poro (Δu). Definieron el grado de consolidación como sigue, para los modelos que se muestran en la figura 14 , el cual se encuentra dibujado contra el tiempo (t) en escala logarítmica en la figura 15:

$$U\% = \frac{y}{y_{\text{última}}} \quad \dots (7)$$

Las curvas A_1 y A_n (donde $n = 20$) indican el efecto del espesor de las muestras (H) para el modelo de Terzaghi (1925). Las curvas A_1 y B_1 muestran la componente de viscosidad en especímenes de poco espesor en los resultados del retardo de la velocidad de consolidación. Las curvas A_n y B_n indican que el efecto de la viscosidad en el estrato grueso es mucho menor que en estrato delgado. Si los depósitos de arcillas naturales poseen un retardo en la viscosidad durante la relación esfuerzo vertical efectivo-deformación volumétrica-tiempo ($\sigma'_v - \varepsilon_v - t$), entonces las pruebas de consolidación en muestras delgadas pueden enfatizar el efecto de la viscosidad. Las curvas A_1 y C_1 muestran la disminución de la compresibilidad con los resultados de la deformación volumétrica en la aceleración de los procesos de consolidación. Las curvas A_n y C_n muestran que los efectos de no linealidad en los mecanismos de compresión aumentan cuando se ensayan muestras delgadas. Se ilustra la posible correspondencia entre el grado de consolidación (U%) y la disipación de presión de poro ($1-u/u_0$); estos valores se dibujaron contra el logaritmo del tiempo (t) en escala logarítmica, en la figura 16 para un modelo de resorte no lineal con $n=1$. En esta figura se observa que el 50% de consolidación coincide con el modelo lineal de Terzaghi (1925). Concluyeron que la

magnitud de la adherencia entre partículas (α) no es igual en todos los puntos de contacto y esto juega un papel decisivo en la respuesta esfuerzo-deformación axial unitaria ($\sigma - \varepsilon\%$) de los suelos, ya que en arcillas remoldeadas por ejemplo, donde la adherencia entre partículas (α) es grande, la respuesta esfuerzo vertical efectivo contra la deformación axial unitaria ($\sigma'_v - \varepsilon\%$) es gradual. Estos autores definieron la consolidación secundaria (R_s) como un cambio de volumen que ocurre después de la disipación del exceso de las presiones de poro (Δu). Esta definición tiene la ventaja que distingue entre el período de tiempo (t) durante el cual el esfuerzo vertical efectivo σ'_v (y de ahí el esfuerzo cortante τ) cambia sustancialmente, y el tiempo de consolidación que está relacionado con la longitud de la trayectoria de drenaje (H).

Leonards y Altschaeffl (1964) mostraron que en una etapa cercana a la diagénesis de los sedimentos de arcilla, se puede fortalecer la estructura del suelo con el tiempo para modificar los efectos de la consolidación secundaria (R_s), obteniéndose un esfuerzo de fluencia; σ'_y (esfuerzo de preconsolidación; p'_c) mayor con respecto al asociado sólo con la relación de vacíos (e).

Leonards y Altschaeffl (1964) coinciden con Casagrande (1936), en comentar que la sobreconsolidación y la edad de las arcillas generan un esfuerzo crítico (esfuerzo de fluencia, σ'_y ó esfuerzo de preconsolidación, p'_c) a partir del cual ocurre un cambio abrupto en la pendiente de la curva de la relación de vacíos contra el logaritmo del esfuerzo vertical efectivo (e -log σ'_v).

Crawford (1964) mostró que tanto la consolidación primaria como la secundaria (R_s) tienen sólo divisiones empíricas para continuar el proceso de consolidación, evidenciando que esta "frontera" está principalmente en función del procedimiento de prueba de laboratorio y particularmente de la velocidad de la carga.

Crawford (1965) coincidió con Taylor (1942), en comentar que la compresibilidad de las arcillas está influenciada por el tiempo (t) y la velocidad de deformación (ε_v).

La teoría no lineal de Barden (1965), supone que el esqueleto del suelo se comporta como un modelo mecánico, que consiste en un resorte lineal acoplado en paralelo con un amortiguador no lineal, según se muestra en las figuras 17a y 17b. Para el amortiguador no lineal, la relación que existe entre la resistencia a la compresión y la velocidad de deformación (ε_v) se da mediante una función parabólica. Este modelo no considera la consolidación instantánea.

Bjerrum (1967) analizó la relación que existe entre el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v), la deformación axial unitaria ($\varepsilon\%$) y el tiempo de aplicación de la carga (t) en escala logarítmica, para arcillas normalmente consolidadas durante el proceso de consolidación unidimensional y propuso una relación que se ilustra en la figura 18a, donde se supone que las propiedades de un elemento de arcilla totalmente saturado describen el mismo sistema de líneas. Si inicialmente se supone que un elemento de arcilla, está representado por el punto "a" de la figura 18a y que no hay agua en los poros, entonces, al aplicar un incremento de carga lo suficientemente grande para que ocurra la consolidación

instantánea del elemento, habrá un tramo elástico representado en la misma curva consolidación-tiempo (t) que va del punto “a” al punto “b” y del punto “b” al punto “c”. Suponiendo ahora que el suelo se encuentra totalmente saturado, lo cual se representa en la figura 18b con la línea continua, correspondiente a la curva consolidación – tiempo (t), se presentará un retardo debido a la expulsión del agua de poro. El arranque de las líneas en la figura 18a, muestra el progreso en la consolidación, cuando hay un retardo tanto en la expulsión del agua de poro como en la consolidación; asimismo, el elemento de arcilla muestra un rápido incremento en el esfuerzo vertical efectivo ($\Delta\sigma'_v$), cerca del drenaje libre, representado bajo la línea continua “abcd” de la figura 18a, aproximadamente igual que cuando existe ausencia de agua. El esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) se incrementará más lentamente en los elementos de arcilla localizados a una distancia mayor a partir de la línea de drenaje, consecuentemente se presentará un mayor retardo en el proceso de consolidación.

Bjerrum (1967) comenta que el esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c) para un elemento de arcilla será mayor bajo un esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) mayor que ha cumplido constantemente con un incremento anterior y más rápidamente el incremento de esfuerzo vertical efectivo ($\Delta\sigma'_v$) durante el incremento. El inicio de la curva de la figura 18b muestra el **promedio de la deformación**¹ contra el tiempo de carga sostenida ($\delta - t$) para un estrato de arcilla donde el retardo de la consolidación es debido tanto a la compresión como a la expulsión de la presión de poro (Δu).

Bjerrum (1967) coincidió con Crawford (1965) y Taylor (1942), en comentar que la compresibilidad de las arcillas está influenciada por el tiempo (t) y la velocidad de deformación (ε_v).

Bjerrum (1967) coincide con Casagrande (1936) y Leonards y Altschaeffl (1964), en comentar que la sobreconsolidación y la edad de las arcillas neran un esfuerzo crítico (esfuerzo de fluencia σ'_y ó esfuerzo de preconsolidación p'_c), a partir del cual ocurre un cambio abrupto en la pendiente de la curva de relación de vacíos contra el logaritmo del esfuerzo vertical efectivo (e -log σ'_v).

De acuerdo a Berry y Wilkinson (1969), para muchos suelos, la relación del índice de recompresión entre el índice de compresión (C_r/C_c) frecuentemente queda dentro de los límites de $\frac{1}{2}$ y 2.

Ladd (1971) consideró diferentes correlaciones empíricas para obtener el índice de compresión (C_c) en diferentes depósitos de suelo, según se muestra en la figura 19a, para demostrar las magnitudes relativas involucradas; de igual forma, sugirió valores de la relación C_r/C_c (índice de recompresión / índice de compresión), correspondientes a los tramos estructurado ó preconsolidado y estructurado ó normalmente consolidado (NC) de la curva de compresibilidad respectivamente se muestran en la figura 19b, con un rango de variación de 0.1 a 0.2.

Mesri y Olson (1971) afirmaron que durante la consolidación, la permeabilidad (k) disminuye con la relación de vacíos (e) debido a una reducción total de los espacios vacíos y posibles cambios en la geometría de los canales de flujo.

Bjerrum, (1972) estudió a las arcillas de Dramer que datan de 1000 años de edad, enfatizando el fenómeno del creep cuando el suelo es cargado, mientras que Leonards (1972), se refirió principalmente a materiales recientes, donde los “efectos de estructuración” son importantes. Los materiales de mayor interés actual se ubican en la primera categoría.

Berre e Iversen (1972) investigaron la influencia de la longitud de la trayectoria de drenaje (H) en la velocidad de consolidación y la disipación de la presión de poro (Δu) sobre arcillas blandas normalmente consolidadas (NC) que exhiben un largo período de consolidación secundaria (R_s); para ello, hicieron ensayos de laboratorio en probetas con tamaños variables entre 0.74 y 17.7 pulgadas. Al comparar los resultados obtenidos con la teoría de consolidación de Terzaghi (1925) y otras teorías que también incluyen la consolidación secundaria (R_s), como la teoría de Gibson y Lo (1961) (figura 20) y Barden (1965) (figura 21), llegaron a las siguientes conclusiones:

Berre e Iversen (1972) estudiaron tres casos diferentes dependiendo de la altura de la muestra (H); así, en especímenes de pequeña altura, el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) aumentó rápidamente con respecto a la deformación axial unitaria ($\varepsilon\%$) y la disminución del coeficiente de permeabilidad (k) durante la disipación de la presión de poro (Δu) fue relativamente pequeña y consideraron que en este caso la teoría de Terzaghi (1925) se logró ajustar aproximadamente bien en la primera parte de la consolidación primaria, resultando el valor del coeficiente de compresibilidad (m_v) relativamente pequeño y el del coeficiente de consolidación (C_v) relativamente grande, según se muestra en las figuras 22 y 23a. En contraposición, en especímenes de mayor altura (H), el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) aumentó muy lentamente con la deformación axial unitaria ($\varepsilon\%$), quebrando rápidamente la curva de compresibilidad en el esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c); la disminución del coeficiente de permeabilidad (k) durante la disipación de la presión de poro (Δu) resultó mayor que en el caso anterior el valor del coeficiente de compresibilidad (m_v) resultó mucho mayor y el del coeficiente de consolidación (C_v) mucho menor que en el caso anterior. Los autores consideraron en este caso que la teoría de Terzaghi (1925) se podría aplicar aproximadamente bien excepto en la parte inicial de la consolidación primaria, si el valor del coeficiente de compresibilidad (m_v) usado por estos autores, se basa en una consolidación total equivalente (instantánea más un retraso), según se muestra en las figuras 23b y 24. Adicionalmente, para el caso más general, considerando una altura media, los valores de los coeficientes de compresibilidad (m_v) y de consolidación (C_v) aumentan y disminuyen respectivamente con el aumento de la altura del espécimen (H) debido al retraso en la consolidación y al tiempo (t) en que tiene lugar la disipación de la presión de poro Δu como se indica en la figura 25. Los autores discutieron adicionalmente la importancia de la magnitud del incremento de esfuerzo ($\Delta\sigma$) y de la historia de esfuerzos (magnitud y duración de los esfuerzos) antes de la aplicación del incremento. Finalmente, comparando los resultados obtenidos con las teorías de Gibson y Lo (1961) y Barden (1965), se concluye que las curvas consolidación

– tiempo (t) y presión de poro (u) – tiempo (t) coinciden aproximadamente sólo para tiempos (t) grandes.

Margason y Arango (1972), coinciden con Casagrande (1936); Leonards y Altschaeffl (1964); Bjerrum (1967), en comentar que la sobreconsolidación y la edad de las arcillas generan un esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c) en el cual ocurre un cambio abrupto en la pendiente de la curva de la relación de vacíos contra el logaritmo del esfuerzo efectivo (e -log σ').

Mesri (1974) consideró la consolidación secundaria (R_s) como una continuación del mecanismo de cambio de volumen (ΔV) que se inició por la consolidación primaria; además consideró que durante la consolidación primaria, la consolidación secundaria (R_s) con respecto al tiempo (t) en escala logarítmica es menor que la que se da con el índice de consolidación secundaria (C_α), y ocurre una velocidad que determinó tanto para el grado de consolidación, β (U%) como para el índice de consolidación secundaria (C_α), proponiendo que un rango razonable para el índice de consolidación secundaria (C_α) es 0.001-0.5. Inicialmente, el autor consideró que el índice de consolidación secundaria (C_α), corresponde al rango de consolidación secundaria en el cual se mide el esfuerzo final (σ'_f) y se supone que es constante a través del tiempo (t).

Partiendo de la teoría de Terzaghi (1925), que considera una relación lineal entre la relación de vacíos (e) y los esfuerzos verticales efectivos (σ'_v), independientemente de la historia de esfuerzos y del tiempo (t), así como un coeficiente constante de permeabilidad (k) durante el proceso de consolidación; Mesri y Rokhasar (1974), proponen una deformación finita y la variación de la compresibilidad y el coeficiente de permeabilidad (k) durante el proceso de consolidación, así como los efectos de un esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) y la consolidación secundaria (R_s). Mesri y Rokhasar (1974) mantienen algunas hipótesis de la teoría de Terzaghi (1925) como las siguientes: se supone que el suelo es homogéneo y está saturado, la parte sólida y el agua contenida en los poros se consideran incompresibles, se omiten las fuerzas de cuerpo y se usa la ecuación hidrodinámica de continuidad de Darcy; además se agregan las siguientes suposiciones:

1. Como método común Mesri y Rokhasar (1974) presentan los resultados de una prueba de consolidación unidimensional graficando la relación de vacíos contra el logaritmo del esfuerzo vertical efectivo (e - σ'_v). Para un gran número de arcillas jóvenes normalmente consolidadas, la relación existente entre la relación de vacíos (e) y el esfuerzo vertical efectivo (e -log σ'_v) es una línea recta, la pendiente del tramo estructurado (ó tramo de recompresión), de la curva de compresibilidad (C_r ó índice de recompresión) es constante en un amplio rango del esfuerzo efectivo (σ'_v). Los autores coinciden con Casagrande (1936), Leonards y Altschaeffl (1964), Bjerrum (1967) y Margason y Arango (1972), en comentar que la sobreconsolidación y la edad de las arcillas generan un esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c), en el cual ocurre un cambio abrupto en la pendiente de la curva relación de vacíos-esfuerzo vertical efectivo ($e - \log \sigma'_v$). Para esfuerzos verticales efectivos (σ'_v) menores que el esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c), la compresibilidad es considerablemente menor que en el tramo desestructurado (ó tramo normalmente consolidado, NC) de la curva de compresibilidad,

con una pendiente (C_c ó índice de compresión) bastante recta ó se puede aproximar a una línea recta sobre un amplio rango de presión. Las arcillas de antigua depositación y altamente sensitivas, en las cuales se ha desarrollado el esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c) como resultado de una consolidación secundaria (R_s), cementación ó mecanismos tixotrópicos que exhiben valores bajos de la relación del índice de recompresión y el índice de compresión (C_r/C_c), mientras que los valores altos de la relación del índice de recompresión entre el índice de compresión (C_r/C_c) están asociados con arcillas sobreconsolidadas.

Mesri y Rokhasar (1974) continuaron con el trabajo de Terzaghi (1956) y proponen que la relación actual existente entre la relación de vacíos y el esfuerzo vertical efectivo (e -log σ'_v) se remplaza por dos líneas rectas, una representando el tramo estructurado ó preconsolidado de la curva de compresibilidad, con la pendiente C_r (ó índice de recompresión) arriba del esfuerzo de fluencia (σ'_y) (o esfuerzo de preconsolidación (p'_c)) y la segunda con la pendiente C_c (ó índice de compresión), representando el tramo desestructurado (ó normalmente consolidado) de la misma curva, según se muestra en la figura 26, así:

$$e_0 - e = C_r \log\left(\frac{\sigma'}{\sigma'_0}\right); \sigma \leq \sigma'_c \quad \dots \text{(8a)}$$

$$e_{0v} - e = C_r \log\left(\frac{\sigma'}{\sigma'_0}\right) + C_c \log\left(\frac{\sigma'}{\sigma'_c}\right); \sigma' \leq \sigma'_c \quad \dots \text{(8b)}$$

en la cual e_0 y σ'_0 son la relación de vacíos inicial y el esfuerzo efectivo inicial respectivamente.

2. Mesri y Rokhasar (1974) coinciden con Mesri y Olson (1971) en comentar que durante la consolidación, la permeabilidad del suelo (k) disminuye con la relación de vacíos (e) debido a una reducción total de los espacios vacíos y posibles cambios en la geometría de los canales de flujo. También coincidieron con Taylor (1948) en comentar que para los cambios en la relación de vacíos (e) normalmente encontrados en la ingeniería práctica, la variación más comúnmente reportada es lineal logarítmica con una relación de la permeabilidad-relación de vacíos (k - e):

$$\Delta e = C_k \Delta \log k \quad \dots \text{(9a)}$$

Por lo cual, utilizan esta relación en la presente teoría. A partir de los valores propuestos por Berry y Wilkinson (1969), para la relación C_k/C_c , comprendidos entre $\frac{1}{2}$ y 2, comentan que el rango más común queda comprendido entre 1 y 2.

3. Mesri y Rokhasar (1974) suponen que el proceso de consolidación se involucra con dos efectos, la consolidación primaria y la consolidación secundaria (R_s), proponiendo que ambos efectos empiezan simultáneamente con la aplicación del incremento de esfuerzo

($\Delta\sigma$). La consolidación primaria se define como un cambio de volumen asociado con la transferencia hidrodinámica de la presión de poro (u) al esfuerzo vertical efectivo (σ'_v). Los autores también retoman la idea de Mesri (1973), respecto a la consolidación secundaria (R_s), quien la consideró como una continuación del mecanismo de cambio de volumen que se inició por la consolidación primaria. Los autores suponen que a partir de la consolidación secundaria (R_s) se determina el índice de consolidación (C_α) y el grado de consolidación, β (U%). Entonces:

$$\Delta e = -\beta C_\alpha \Delta \log t \quad \dots \text{(9b)}$$

$$\beta = \frac{(e_0 - e)}{(e_0 - e_p)} \quad \dots \text{(9c)}$$

donde e_p se muestra en la figura 26.

Mesri y Rokhasar (1974) supusieron que no existe una relación entre el índice de consolidación secundaria (C_α) y la presión de consolidación, siguiendo los lineamientos propuestos por Mesri en 1973, quien comentó que durante la consolidación primaria, el rango de consolidación secundaria con respecto al logaritmo del tiempo (t) es menor que la que se da con el índice de consolidación secundaria (C_α), proponiendo un rango razonable para la relación existente entre el índice de consolidación secundaria y el índice de compresión (C_α/C_c) de 0.01-0.05 para suelos naturales.

4. Mesri y Rokhasar (1974) no tomaron en cuenta la magnitud de la deformación final. Como ya se comentó los autores suponen una deformación finita, que puede ser fácilmente reducida, para simplificar, en la pequeña deformación.

La ecuación de continuidad para el proceso de consolidación hidrodinámica en la teoría propuesta por Mesri y Rokhasar (1974) se obtiene del principio de continuidad de masas y de la ecuación de Darcy (Berry y Poskitt, 1972). Para un elemento saturado de suelo que experimenta la consolidación unidimensional:

$$\left(\frac{\partial e}{\partial t}\right)_\rho = \frac{(1+e_0)^2}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \left[\left(\frac{k}{(1+e)}\right) \left(\frac{\partial u}{\partial z}\right) \right] \quad \dots \text{(10)}$$

en la cual t = tiempo; e = relación de vacíos del elemento y u = presión de poro en exceso. Se nota en la ecuación de continuidad que $(\partial e / \partial t)_\rho$ representa la consolidación primaria. Si se supone que la presión de poro (u) asociada con la consolidación secundaria (R_s) es despreciable, la ecuación (9a) se puede describir como:

$$k = k_0 b^\beta \quad \dots \text{(11)}$$

en la cual $b = k_p/k_0$; k_p = coeficiente de permeabilidad correspondiente a e_p (ver figura 26).

Mesri y Goldlewski (1977) encontraron que la relación índice de consolidación secundaria entre el índice de compresión (C_α/C_c) permanece en un rango de 0.03-0.05 para un amplio rango de arcillas.

La Rochell y otros (1981) coincidieron con Schmertmann (1955), en comentar que la alteración debida al muestreo tiene influencia sobre los parámetros de compresibilidad de las arcillas, disminuyendo el esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c), lo cual sobreestima los asentamientos reales.

Leroueil, Tavenas, Samson y Morin (1983) afirmaron que los esfuerzos de campo (σ) dependen de la velocidad de deformación (ε_v), independientemente del tipo de prueba.

Tavenas y otros, en 1983, observaron en esfuerzos cercanos y menores a los de campo tienen ciertos errores de origen, debido a gradientes de presión de poro (Δu) muy pequeños y a la no uniformidad de la relación de vacíos (e) alrededor de la de campo.

Schmertmann (1983) formuló la siguiente pregunta acerca del comportamiento mecánico del suelo: Durante una prueba de odómetro en un suelo cohesivo normalmente consolidado, ¿el esfuerzo efectivo lateral se incrementa, permanece igual o disminuye durante la consolidación secundaria (R_s)?, encontrando una gran divergencia en las respuestas debido a que estuvieron basadas en la percepción de cada especialista en mecánica de suelos y reflexionando de la siguiente manera por dar tan sólo algunas posibles respuestas: Si uno imagina que el suelo cohesivo se comporta como un grupo de partículas, con un comportamiento viscoso, entonces en el contacto entre partícula y partícula el esfuerzo cortante (τ) disminuirá a través del tiempo (t) y se podría contestar que “aumenta”. Considerando ahora al suelo con un comportamiento esencialmente elástico se podrá contestar que “no cambia”, ya que se supone que la relación de Poisson (ν) permanece constante. Por otra parte, se podría reflexionar cómo “in situ” y en el laboratorio la consolidación de las arcillas tiende a aumentar su resistencia con el tiempo (t) y entonces “disminuirá”, ya que una mayor resistencia implica una reducción del valor del coeficiente de permeabilidad (k). De acuerdo al autor, esto representa un reto para su investigación, a partir de un mayor estudio sobre temas tales como la trayectoria de esfuerzos, las ecuaciones constitutivas y el modelo cam-clay entre otros.

Morin y otros (1983) recopilaron valores del esfuerzo en sitio (σ'_v) bajo diferentes terraplenes, mostrando que para una relación (OCR_s) que se encuentre en un rango comprendido entre 1.2 y 2.5, el esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c) obtenido mediante pruebas convencionales de odómetro tienen un buen acercamiento con los resultados in situ, mientras que para valores diferentes de la relación (OCR_s), generalmente en las pruebas convencionales de laboratorio los valores del esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c) resultaron ligeramente

subestimados con respecto a los resultados in situ, sugiriendo una pequeña corrección en los valores medidos en el laboratorio:

$$\sigma'_{pin-situ} = -\alpha_1 \sigma'_{pconv} \quad \dots (12)$$

con $\alpha_1 = 1.1$ para $OCR < 1.2$

$\alpha_1 = 1.0$ para $1.2 < OCR < 2.5$

$\alpha_1 = 0.9$ para $2.5 < OCR < 4.5$

Mesri y Choi en 1985, propusieron un método para calcular los asentamientos in situ a partir del final de la curva de consolidación primaria (EOP).

Basados en el modelo reológico propuesto por Suklje (1957), Leroueil y otros (1985), demostraron que el fenómeno de la consolidación unidimensional se define por una relación única esfuerzo efectivo-deformación-velocidad de deformación ($\sigma'_v, \varepsilon_v, \dot{\varepsilon}_v$). También mostraron que la relación ($\sigma'_v, \varepsilon_v, \dot{\varepsilon}_v$) se puede describir simplemente mediante dos curvas, ya sea variando el esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c) con respecto a la velocidad de deformación ($\dot{\sigma}_y = f(\dot{\varepsilon}_v)$) y otra presentando la curva normalizada esfuerzo-deformación ($\sigma'_c / \sigma_y (\varepsilon_v) = g(\varepsilon_v)$), según se indica en las figuras 27a y 27b. También observaron que en algunos casos permanece una muy baja velocidad de deformación ($\dot{\varepsilon}_v$), permitiendo el aumento de resistencia de los materiales. Kabbaj (1985) coincide con estas últimas observaciones.

Locat y Lefebvre (1985) coinciden con Casagrande (1932) en indicar un desarrollo frecuente de cierta estructuración durante la diagenesis de las arcillas naturales.

Lacasse y otros (1985) coincidieron con Schmertmann (1955) y La Rochell y otros (1981), en comentar que la alteración debida al muestreo tiene influencia sobre los parámetros de compresibilidad de las arcillas, disminuyendo el esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c), lo cual sobreestima los asentamientos reales.

Basados en los estudios de Berre e Iversen (1972), Mesri y Feng (1986) examinaron en el laboratorio el comportamiento local esfuerzo vertical efectivo contra la deformación axial unitaria ($\sigma'_v - \varepsilon\%$) durante la consolidación de un estrato de arcilla. Los resultados obtenidos por Leroueil y otros (1986) claramente muestran que las curvas esfuerzo vertical efectivo contra la deformación axial unitaria ($\sigma'_v - \varepsilon\%$) dependen de la posición relativa del subespécimen en la trayectoria de drenaje (H), según se muestra en las figuras 28a y 28b, e indicaron que al inicio del período de carga, la velocidad de deformación ($\dot{\varepsilon}_v$), del punto cercano a la trayectoria de drenaje es mayor que la del punto cercano a la trayectoria impermeable.

Znidarcic y otros (1986), mostraron un nuevo procedimiento de análisis a partir de pruebas de consolidación, utilizando una velocidad de deformación (ϵ_v) constante, así como una linealización sensible de una teoría de deformación finita no lineal y determinando las propiedades de consolidación mediante un procedimiento inverso a través de cualquier consideración a priori acerca de la forma de esa relación, evaluando el método de análisis propuesto tanto experimentalmente en laboratorio como mediante simulaciones. Estos autores obtuvieron buenos resultados referentes a la validación experimental de las propiedades analizadas y las propiedades medidas directamente.

Leroueil y Kabbaj (1987) coincidieron con Schmertmann (1955), La Rochelle y otros (1981) y Lacasse y otros (1985) en comentar que la alteración que ocurre durante el muestreo tiene influencia sobre los parámetros de compresibilidad de las arcillas, disminuyendo el esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c), lo cual sobreestima los asentamientos reales. La figura 29 ilustra los efectos de esta alteración.

Leroueil (1988) considera que tanto las condiciones iniciales de esfuerzo como las trayectorias de esfuerzo son diferentes en una prueba de odómetro realizada en el laboratorio con respecto a las condiciones en sitio.

Erickson (1989), Tidfors y Salfors (1989), Hueckell y Baldi (1990), realizaron diferentes estudios experimentales acerca de la influencia de la temperatura (T) en el comportamiento de la arcilla.

Burland (1990) coincide con Casagrande (1932) y Locat y Lefebvre (1985) en indicar un desarrollo frecuente de cierta estructuración durante la diagenesis de las arcillas naturales.

Lavallee y otros (1990) estudiaron la eficiencia del drenaje vertical en arcillas sensitivas del área de Montreal, Canadá a partir de la construcción de un terraplén de prueba que se dividió en tres secciones: la primera conformada por un área no drenada; la segunda, con drenaje vertical espaciado a cada 1.5 m y la tercera con drenaje vertical espaciado a cada 1.0 m. Los resultados reportaron en todas las secciones una distribución lineal de los asentamientos con la profundidad para diferentes tiempos (t). 300 días después de la construcción del terraplén, el promedio de la deformación vertical unitaria ($\epsilon\%$) fue de 60% bajo la primera sección, 13% bajo la segunda y 16.5% bajo la tercera. En las secciones 2 y 3, donde la longitud de la trayectoria de drenaje (H) fue relativamente pequeña, la presión de poro (u) disminuyó justo después de la construcción y como consecuencia, el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) aumentó continuamente durante la consolidación en el depósito de arcilla. En la primera sección, donde se presentó una mayor longitud de la trayectoria de drenaje (H), la masa de arcilla no fue capaz de expulsar el exceso de la presión de poro (Δu).

FIGURAS DE LA 1 - 29

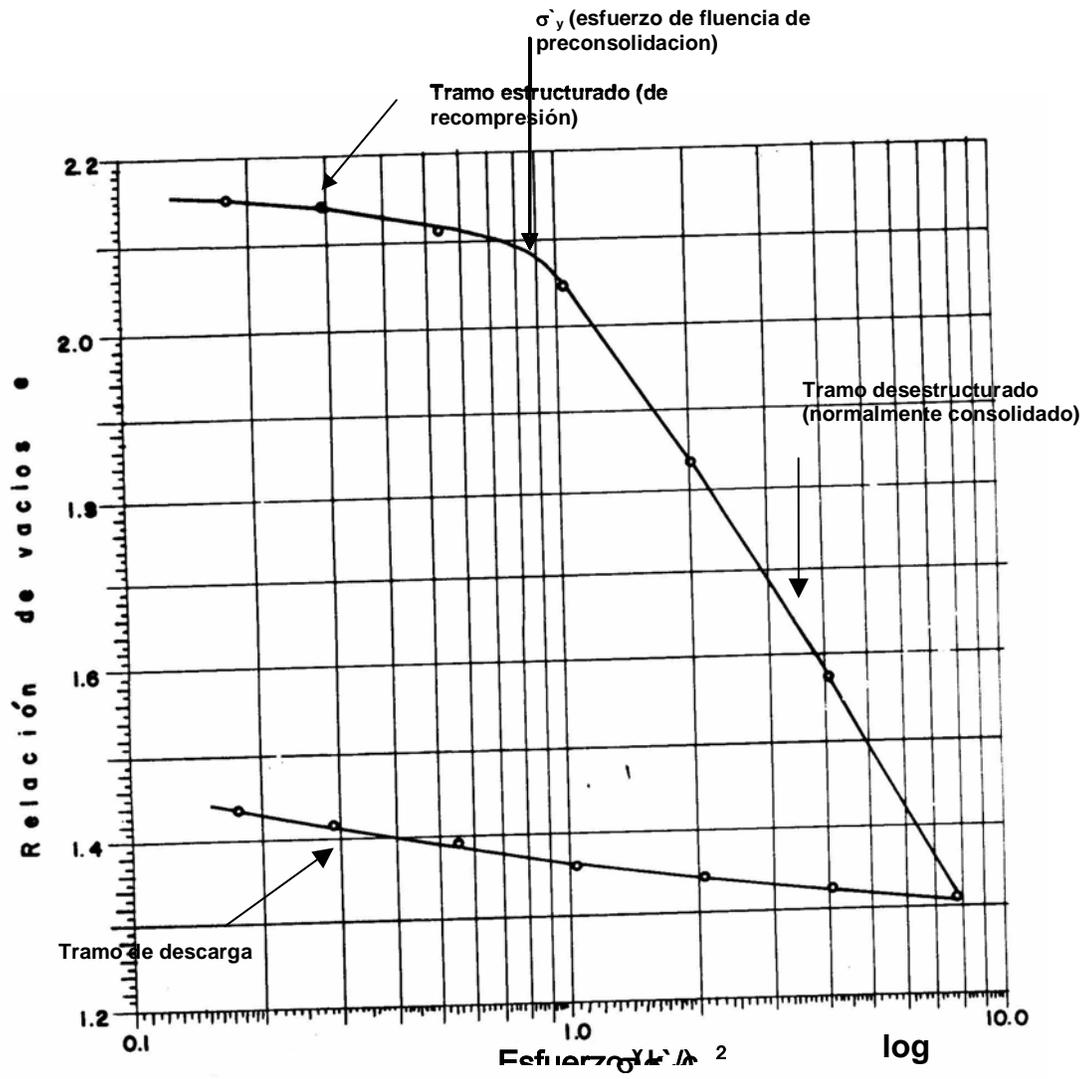


Figura 1. Curva típica de compressibilidade, $e - \sigma_v$, en escala semilogarítmica (Terzaghi, 1925).

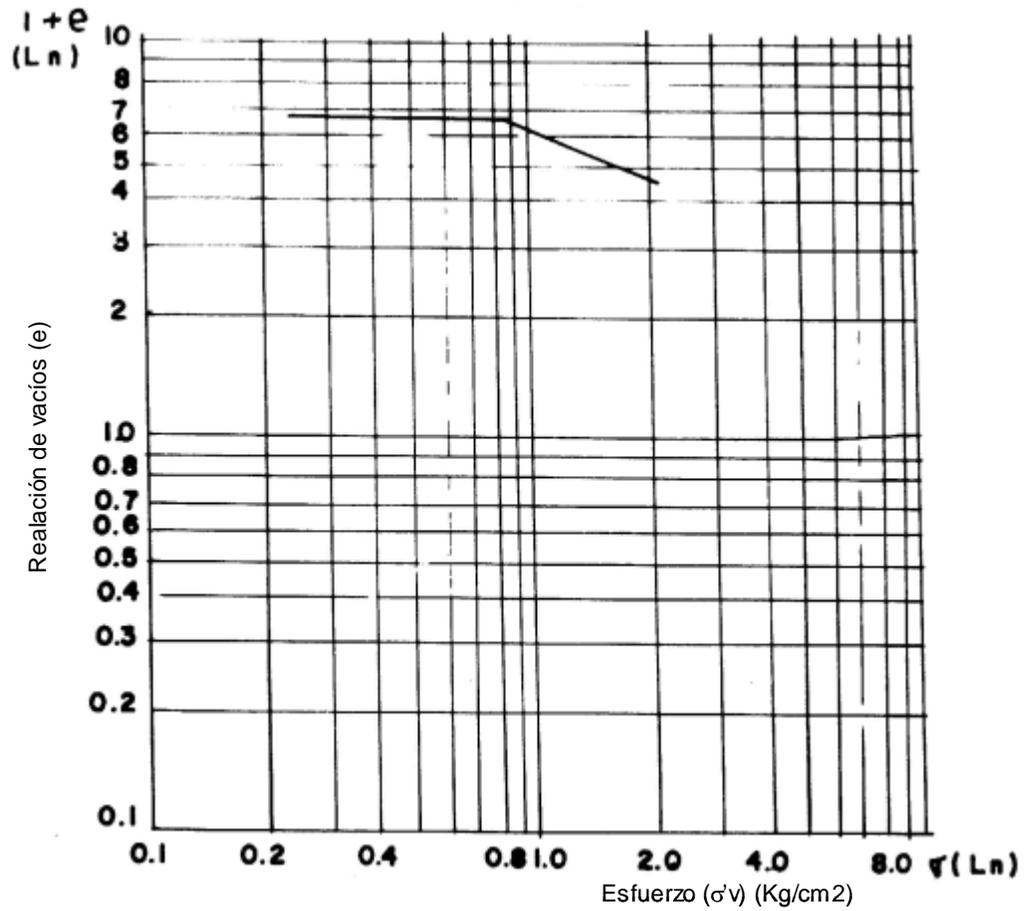


Figura 2. Curva de compresibilidad típica de los suelos con un alto contenido de partículas laminares, representada en papel doble logarítmico, $e - \sigma'_v$ (Terzaghi, 1925).

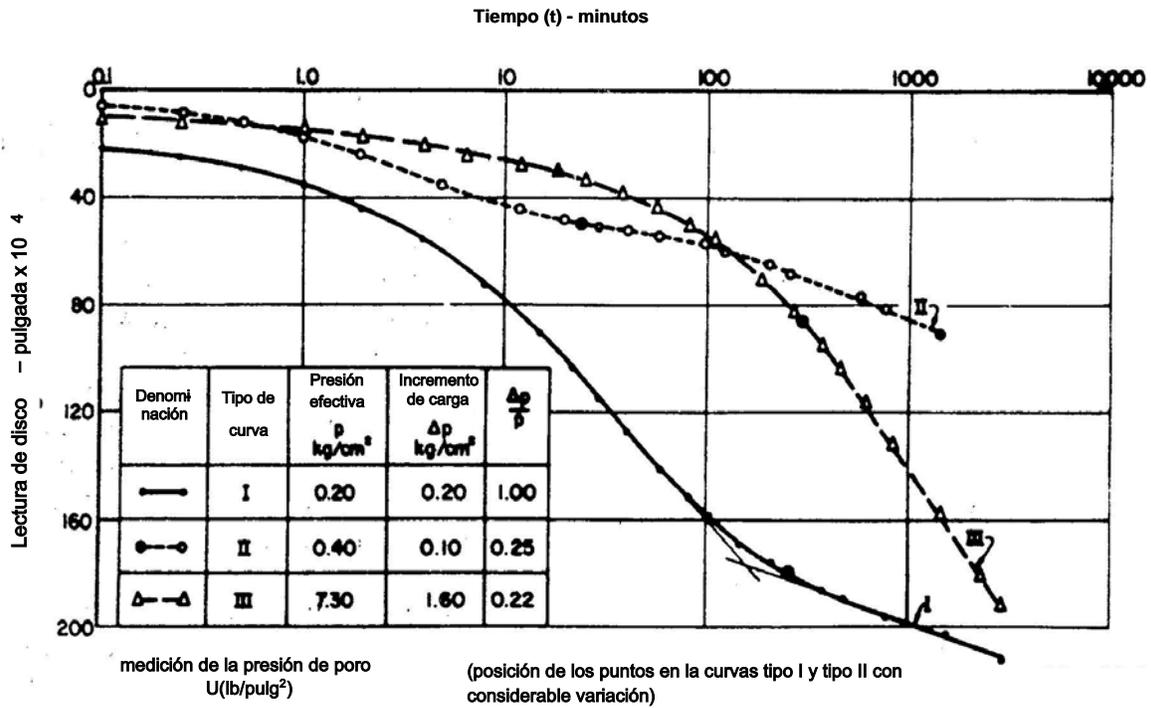
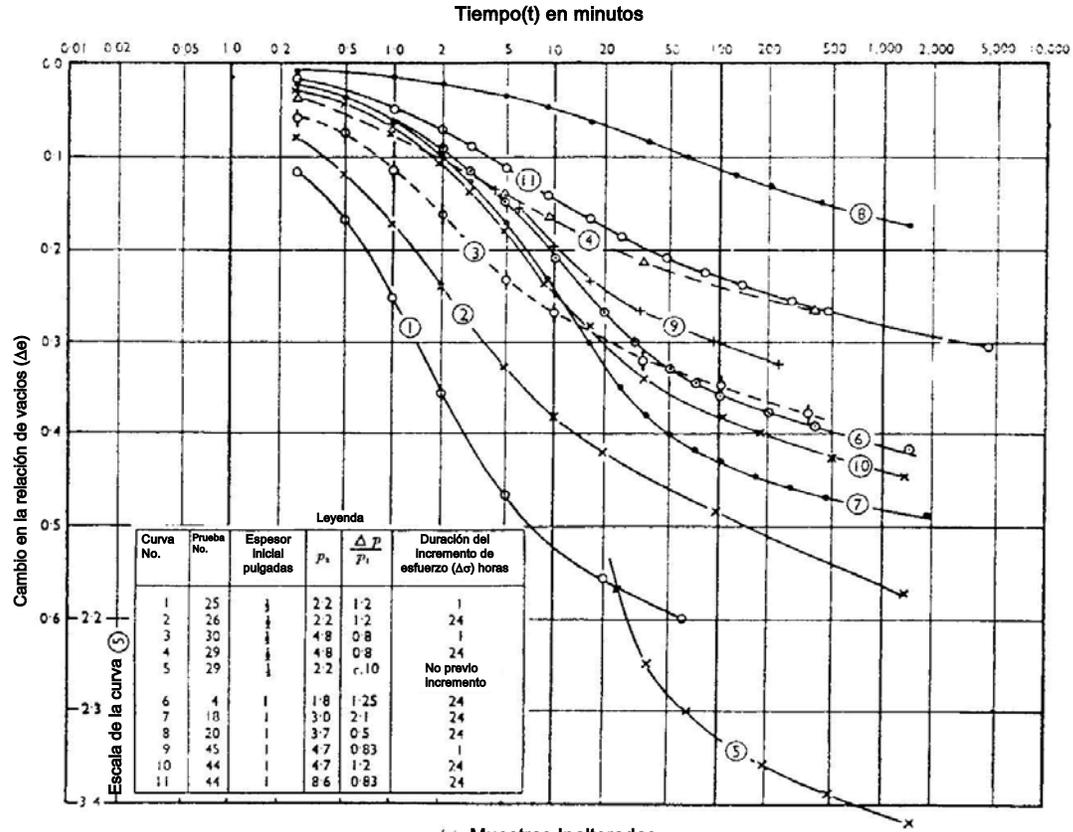
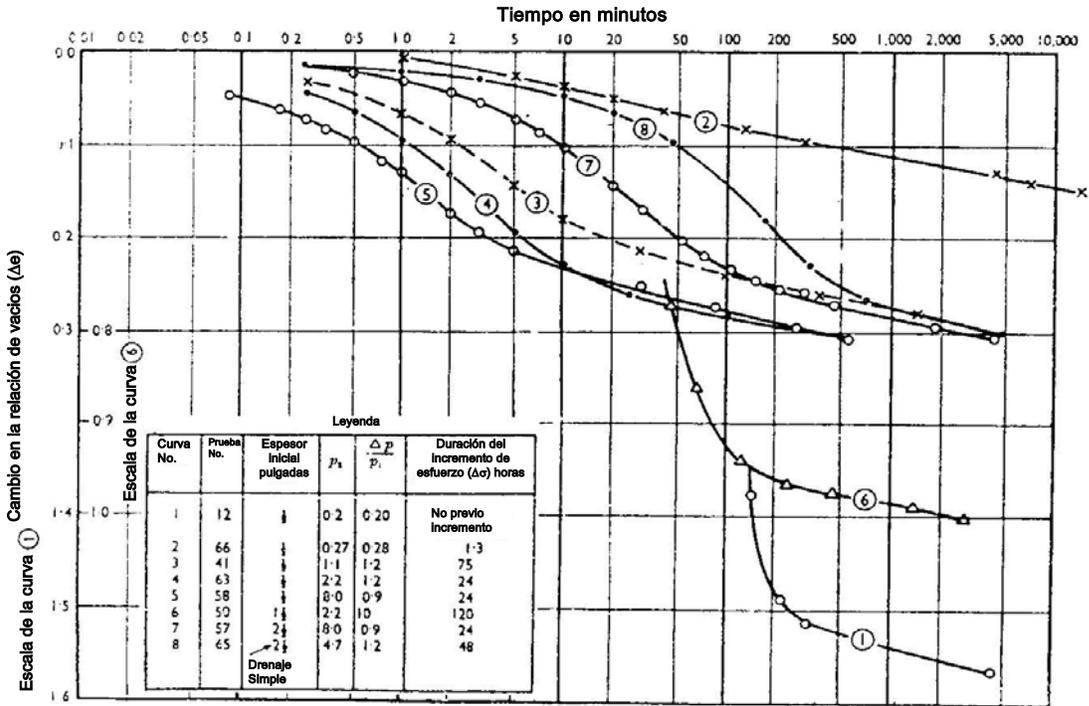


Figura 3. Efectos del incremento de esfuerzo en la forma de las curvas deformación contra tiempo ($\delta-t$), de la arcilla inalterada de la Ciudad de México (Marsal y otros, 1950).

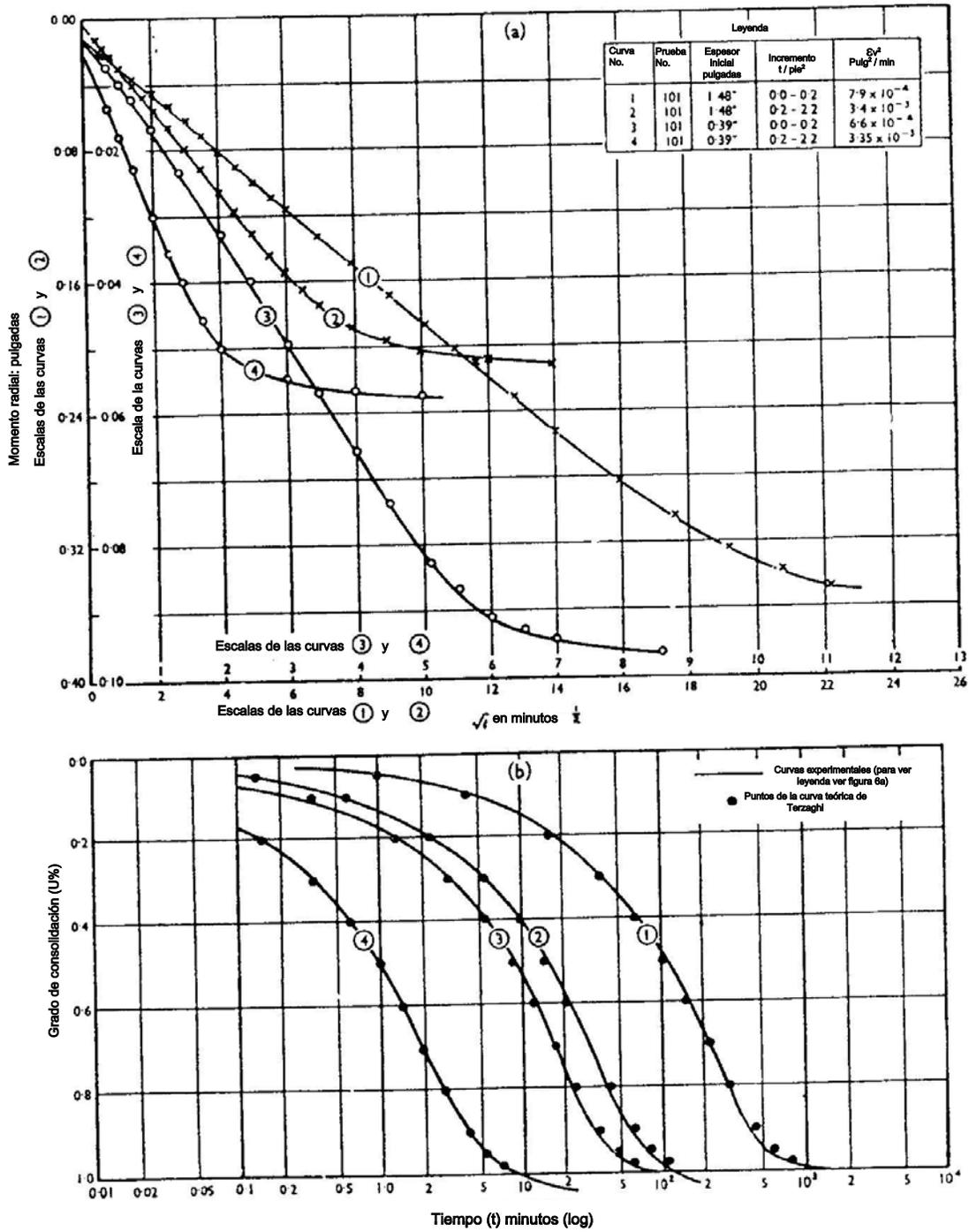


(a) Muestras Inalteradas



(b) Muestras remodeladas

Figuras 4a y 4b. Resultados típicos de la parte final de la curva de consolidación secundaria del tiempo (t), en escala logarítmica, contra el cambio en la relación de vacíos (Δe) de las arcillas de Nueva Zelanda (Newland y Alley, 1960.)



Figuras 5a y 5b. Curvas del grado de consolidación $U(\%)$ y momento radial contra la raíz cuadrada del tiempo $(t)^{1/2}$ en escala logarítmica en las pruebas donde se usó un incremento grande de presión en muestras remoldeadas, las cuales muestran semejanzas con las teóricas de Terzaghi (1923), (Newland y Alley, 1960).

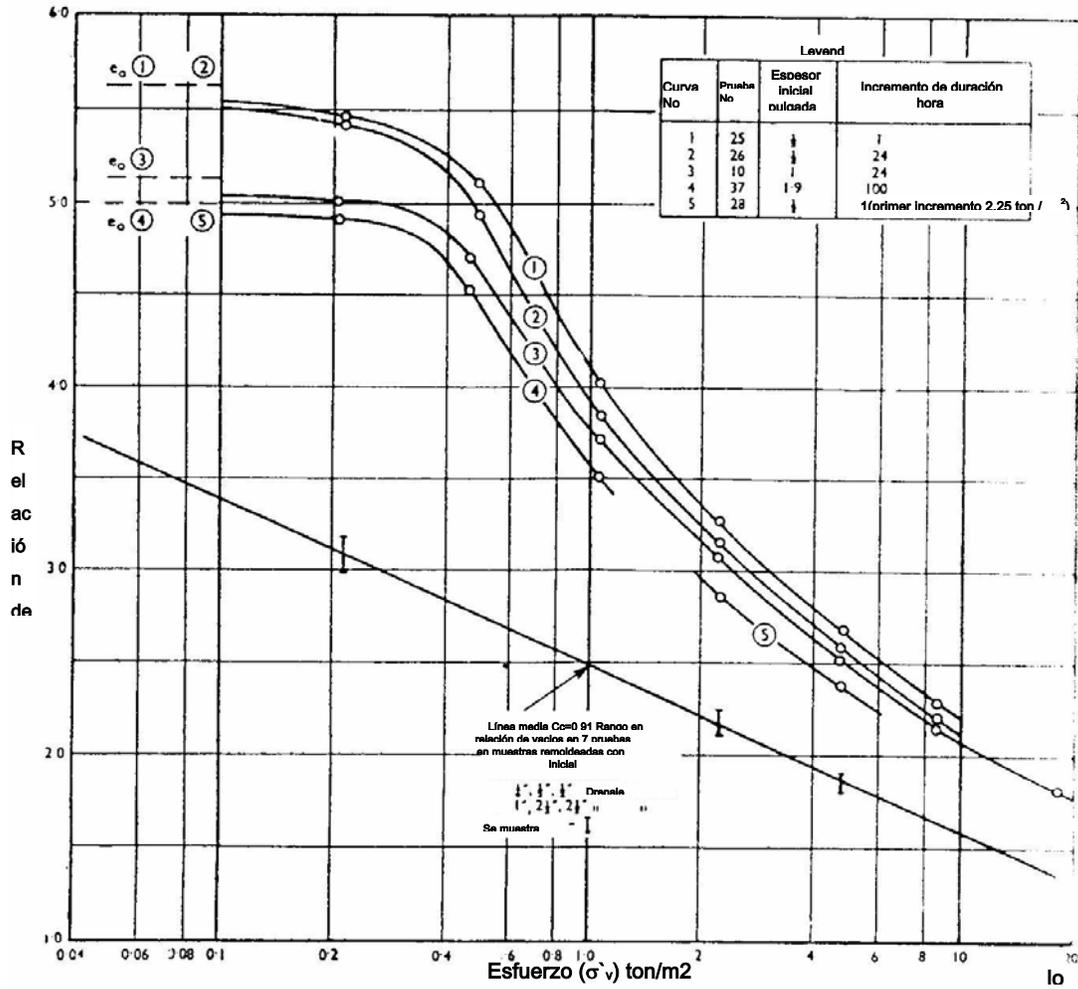


Figura 6a. Efecto de varios factores, tales como el espesor inicial (H_0) y la duración del incremento de esfuerzo, en las curvas de la relación de vacíos contra el esfuerzo vertical efectivo en escala logarítmica (e -log σ'_v). Newland y Alley, 1960.

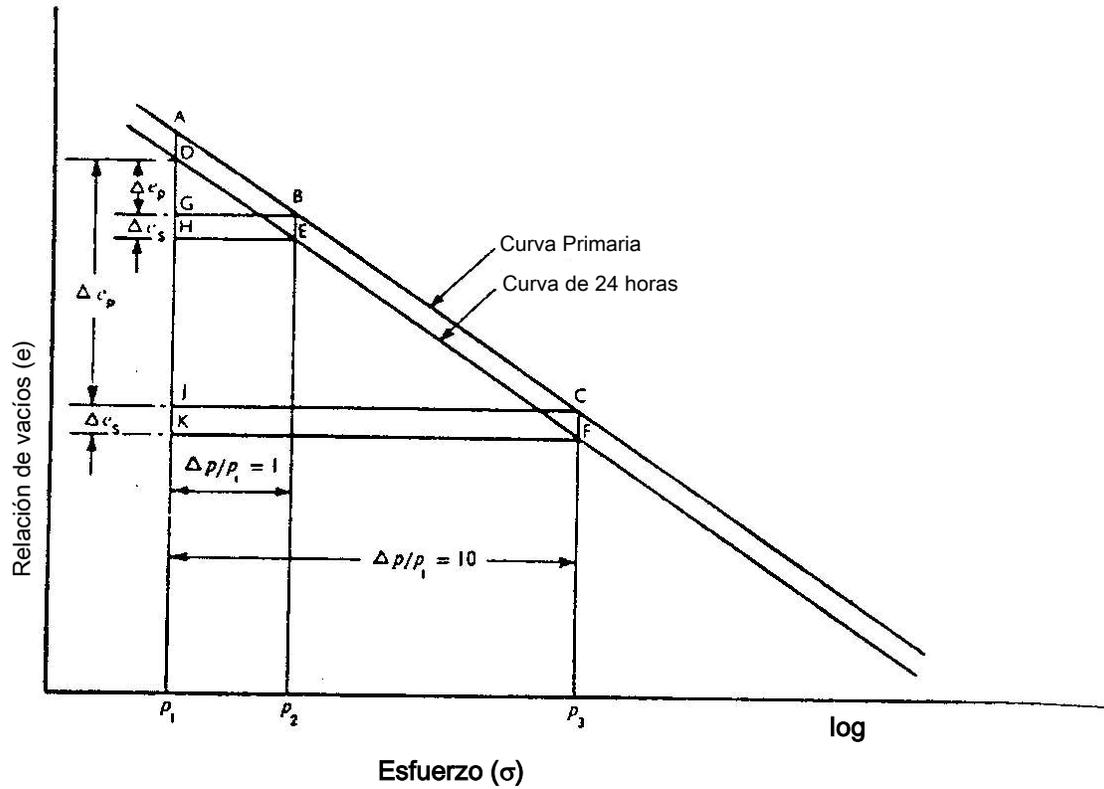
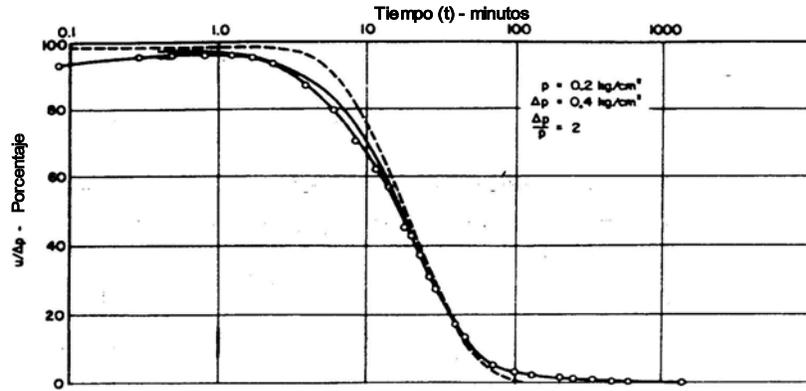
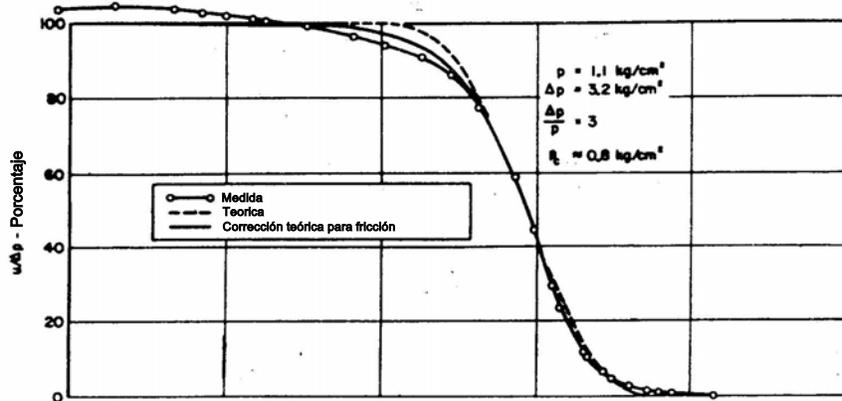


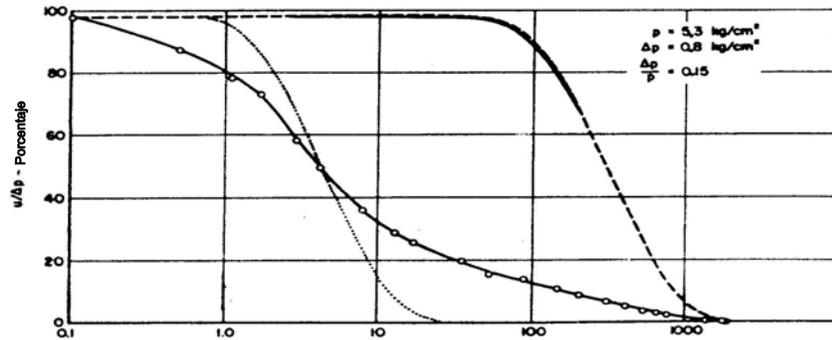
Figura 7. Efecto de duración del incremento de esfuerzo ($\Delta\sigma$) en las curvas de la relación de vacíos (e) contra el esfuerzo vertical efectivo (σ) en escala logarítmica, en las arcillas de Nueva Zelanda, durante la consolidación primaria (Newland y Alley, 1960).



Curvas tipo I



Curvas tipo II



Curvas tipo III

Figuras 8^a, 8^b, 8^c. Curvas que muestran la influencia de la relación presión de poro (u)/incremento de esfuerzo ($\Delta\sigma$), con respecto al tiempo (t) en escala logarítmica, en arcillas inalteradas de la Ciudad de México, (Leonards y Girault, 1961).

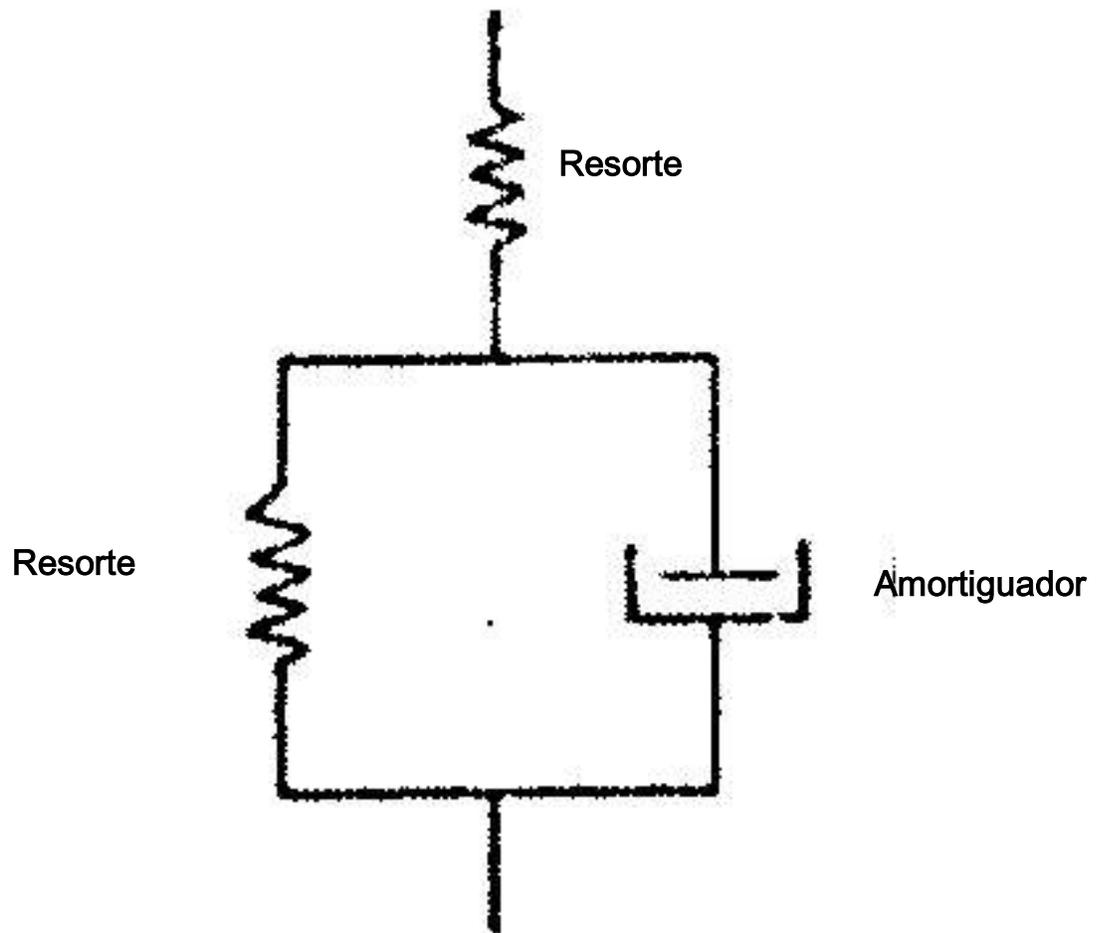


Figura 9. Modelo reológico (Gibson y Lo, 1961).

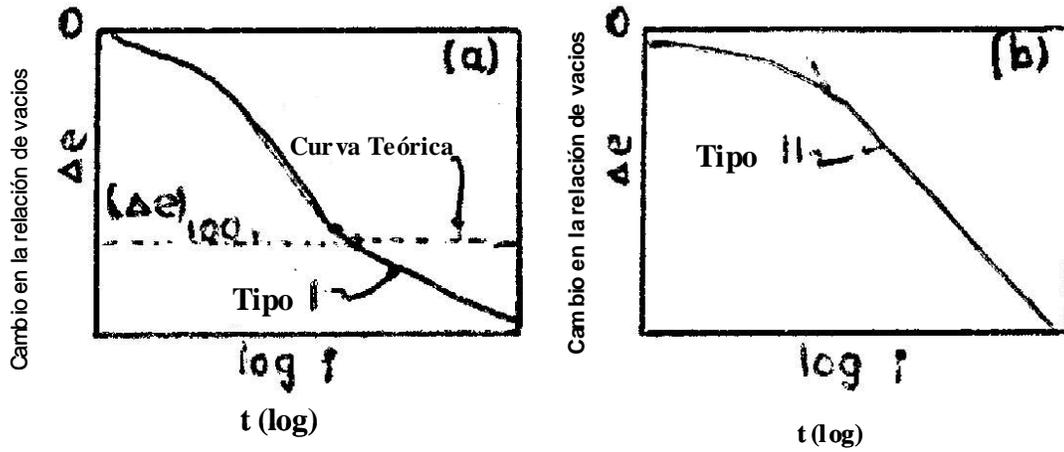


Figura 10. Curva típicas del cambio en la relación de vacíos (Δe) contra el tiempo (t) en escala logarítmica (Wahls, 1962).

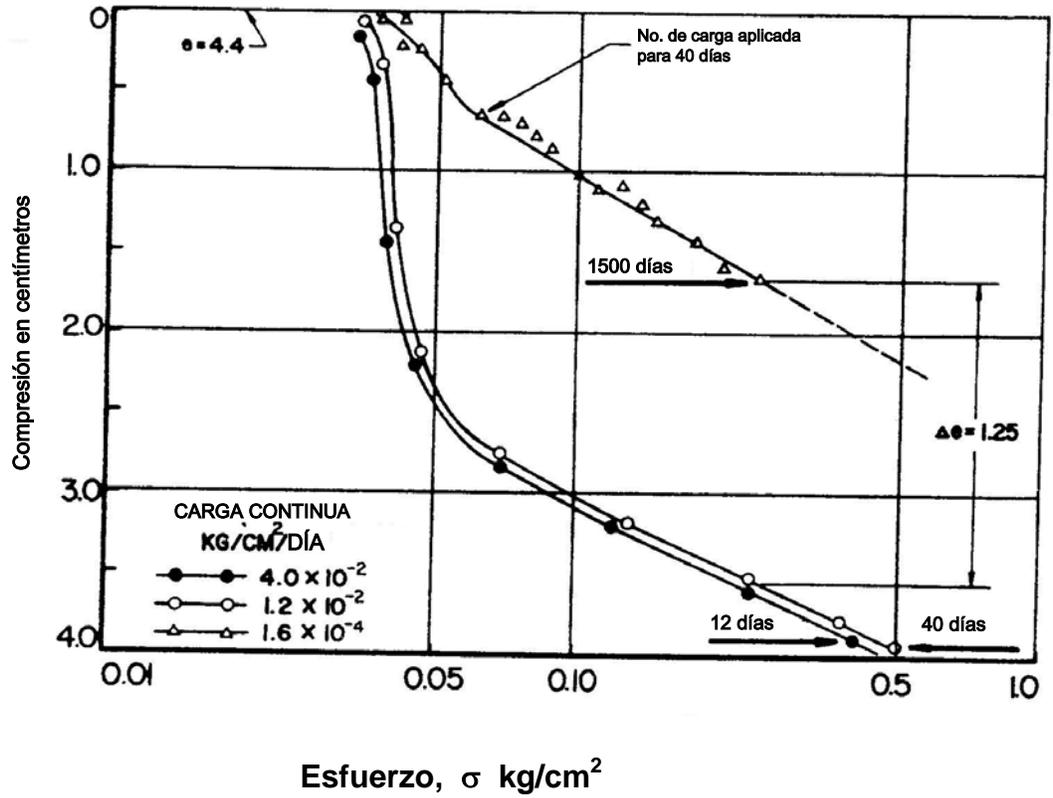


Figura 11. Efecto de la velocidad de la carga en la curva de compresión-sedimentación (Leonards y Altscharffl, 1964).

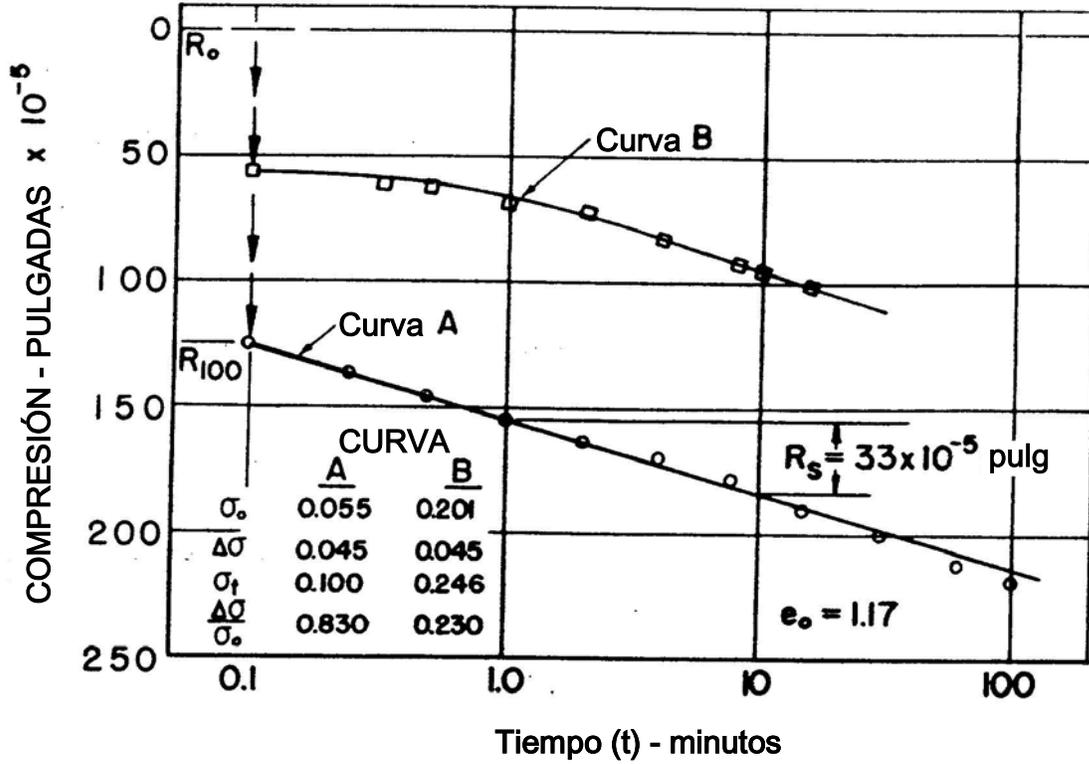


Figura 12. Curvas típicas de compresión contra el tiempo (t) en escala logarítmica en arcillas caolinitas congeladas (Leonards Altschaeffl, 1964).

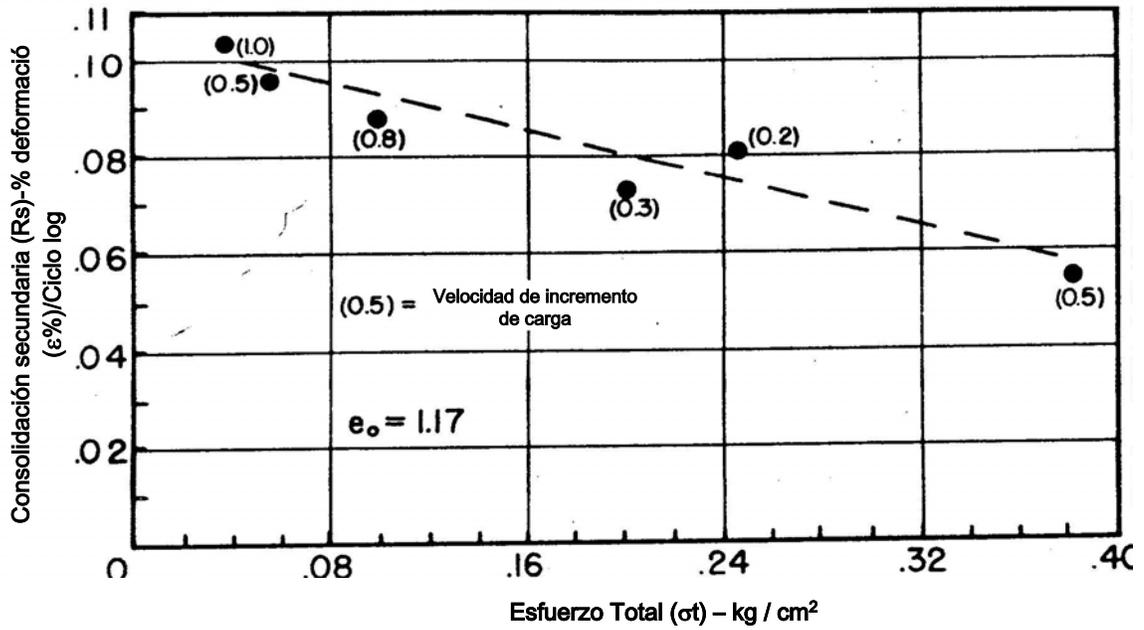


Figura 13. Consolidación secundaria (Rs) contra el esfuerzo total (σ_t) en arcillas caolinitas congeladas (Leonards y Alrschaeffl, 1964).

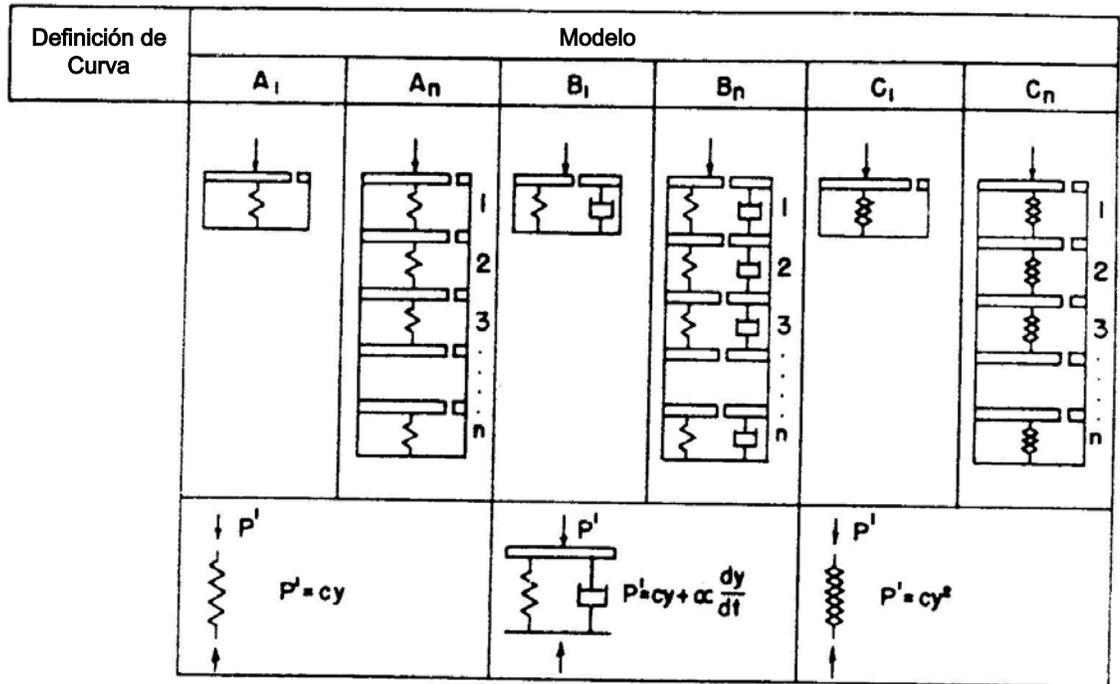


Figura 14. Modelos reológicos usados para comparar la disipación de presión de poro (Δu) (Leonard y Altschaeffl, 1964).

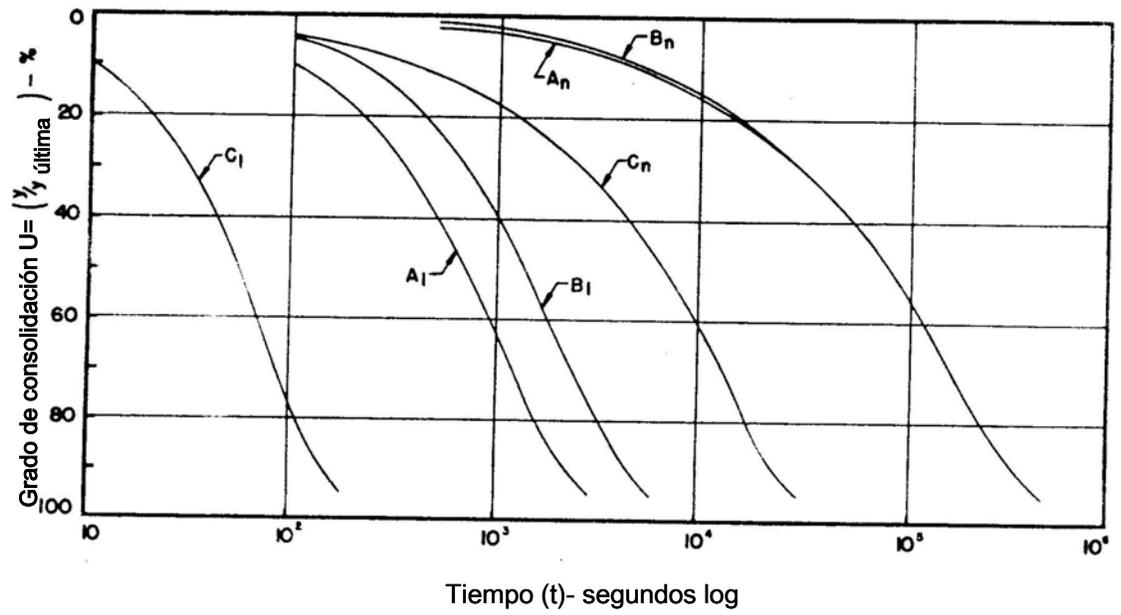


Figura 15. Curvas del grado de consolidación ($U\%$) contra el tiempo (t) en escala logarítmica, predichas mediante varios modelos reológicos (Leonards y Altschaeffl, 1964).

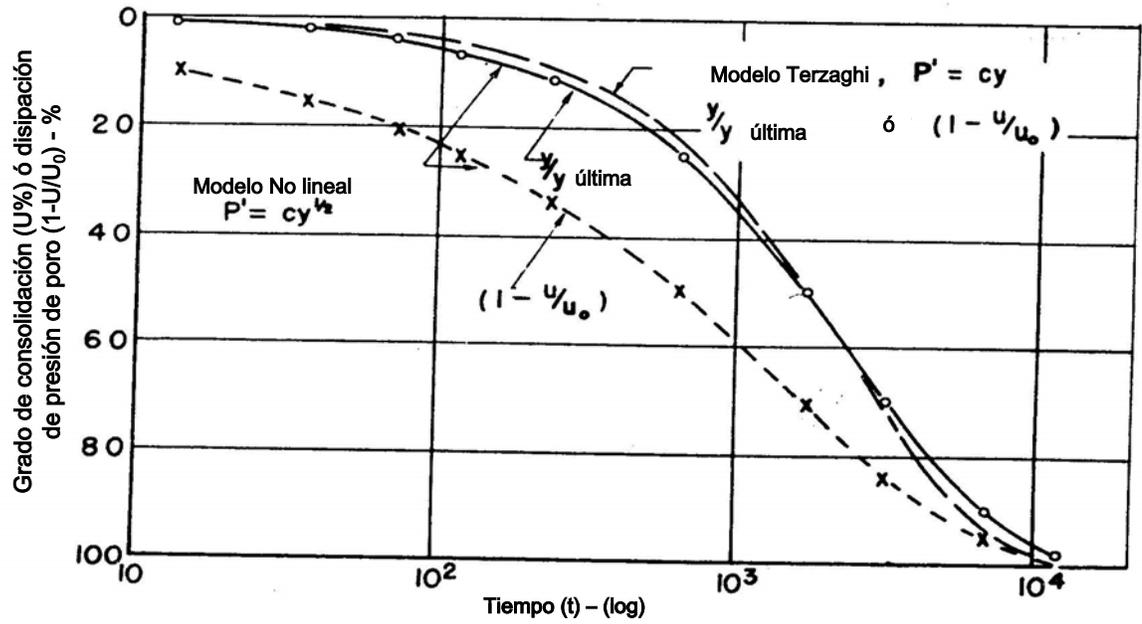
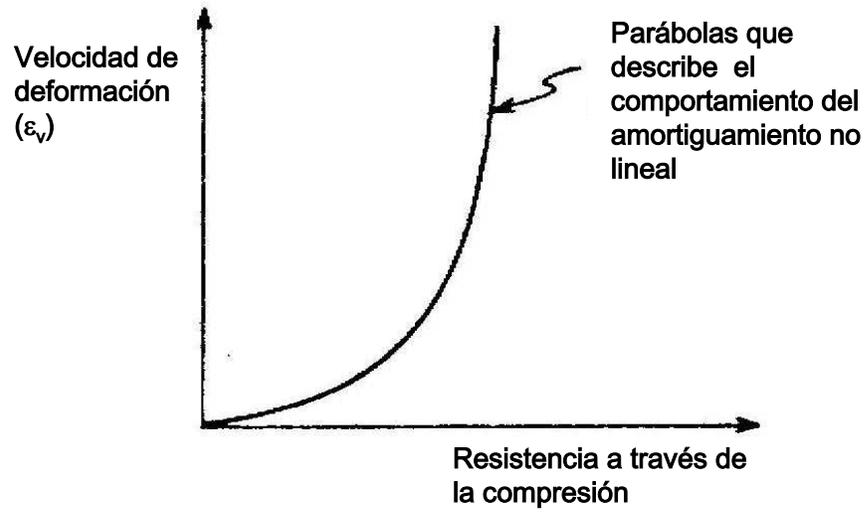


Figura 16. Posible correspondencia del grado de consolidación ($U\%$) y la disipación de la presión de poro ($1-U/U_0\%$), dibujados contra el tiempo (t) en escala logarítmica, para un modelo de resorte no lineal con $n=1$ (Leonard y Altschaeffl, 1964).



Figuras 17b. Curva de la velocidad de deformación (ϵ_v) contra la resistencia a la compresión, para un incremento de carga de 5. (Barden, 1965)

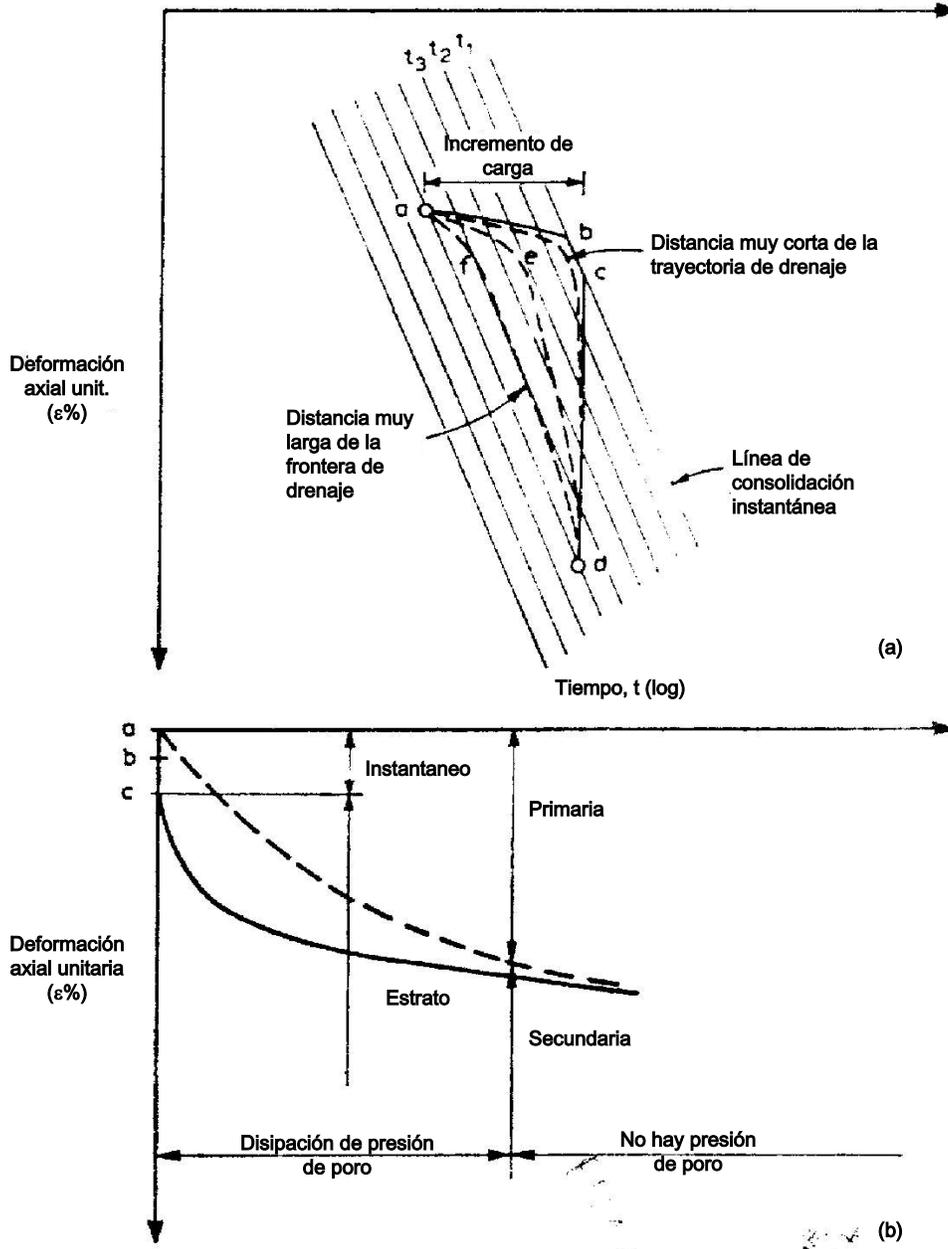


Figura 18. Relación entre el esfuerzo efectivo (σ'_c) y la deformación axial unitaria (ϵ) y el tiempo de carga sostenida (t) en escala logarítmica, para una arcilla normalmente consolidada durante el proceso de consolidación unidimensional (Bjerrum, 1967).

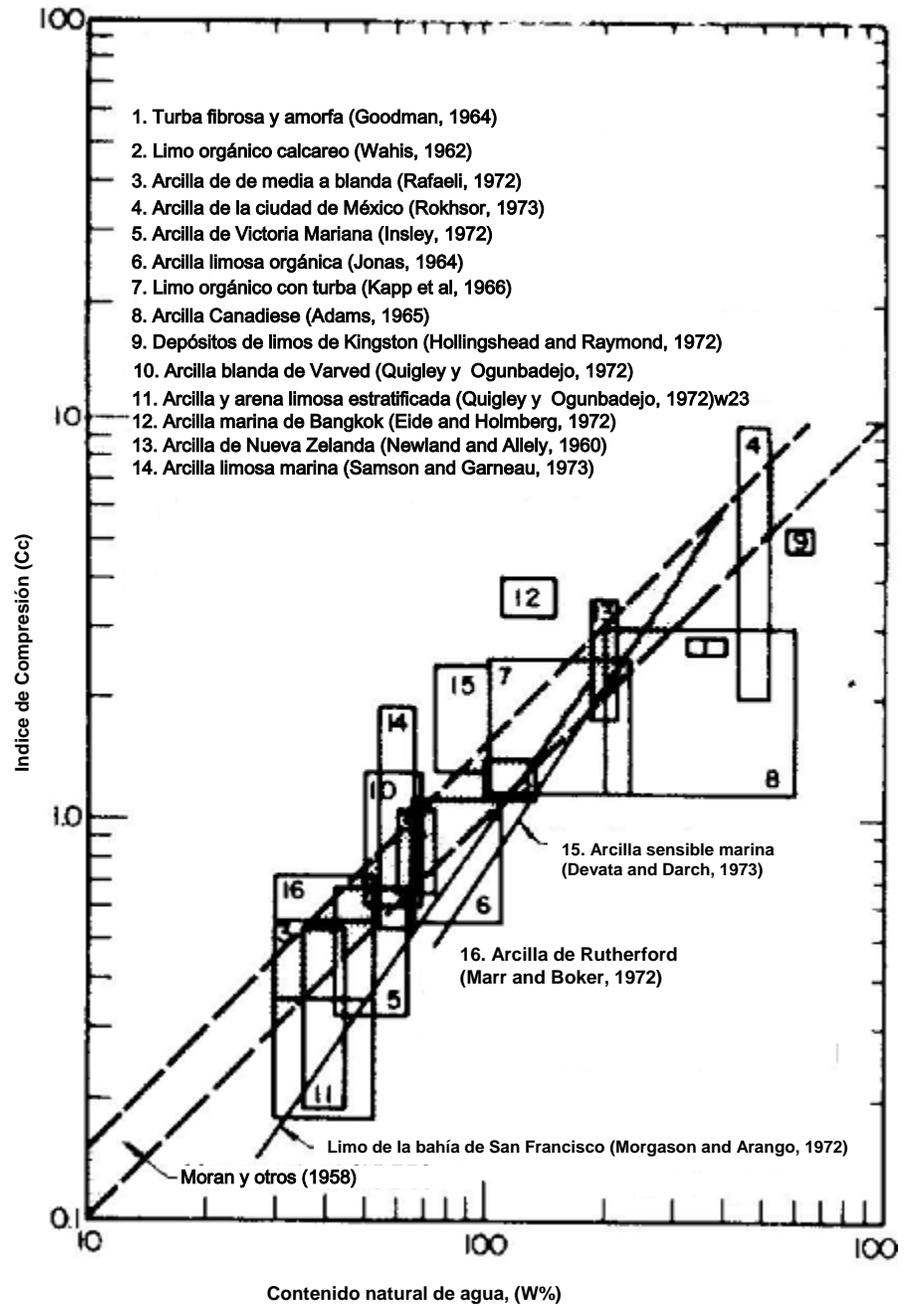


Figura19a. Correlaciones empíricas para obtener el índice de compresión (Cc) en depósitos de suelos naturales, en función del contenido natural de agua (w%) (Ladd, 1971).

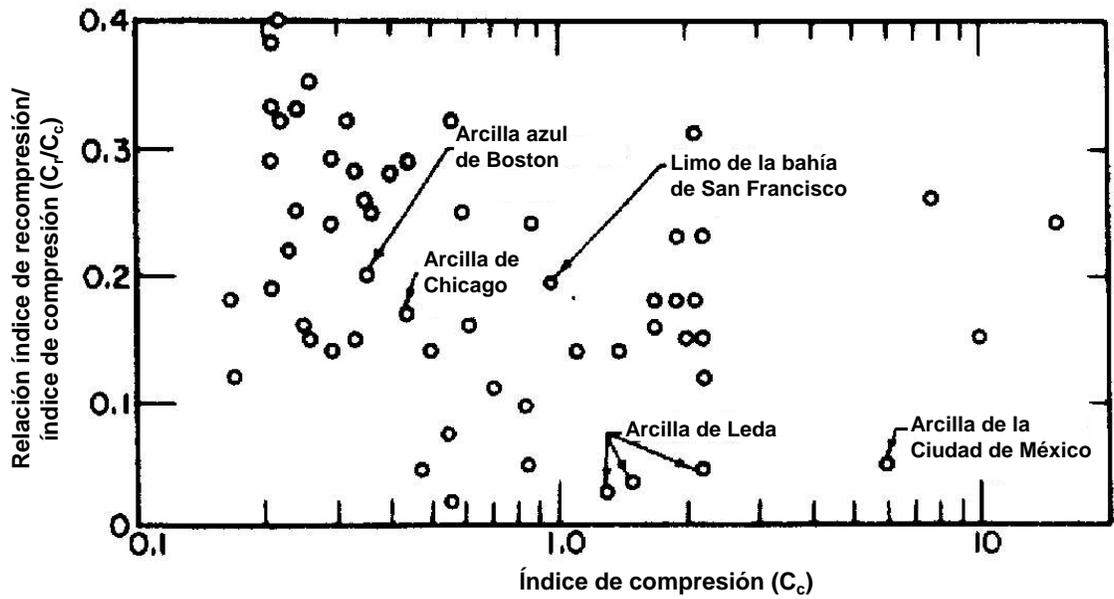


Figura19b. Valores de la relación del índice de recompresión (C_r)/el índice de compresión (C_c), correspondientes a los tramos reestructurados (ó preconsolidado) y estructurado (ó normalmente consolidado, NC), respectivamente, en la curva de compresibilidad (Ladd, 1971).

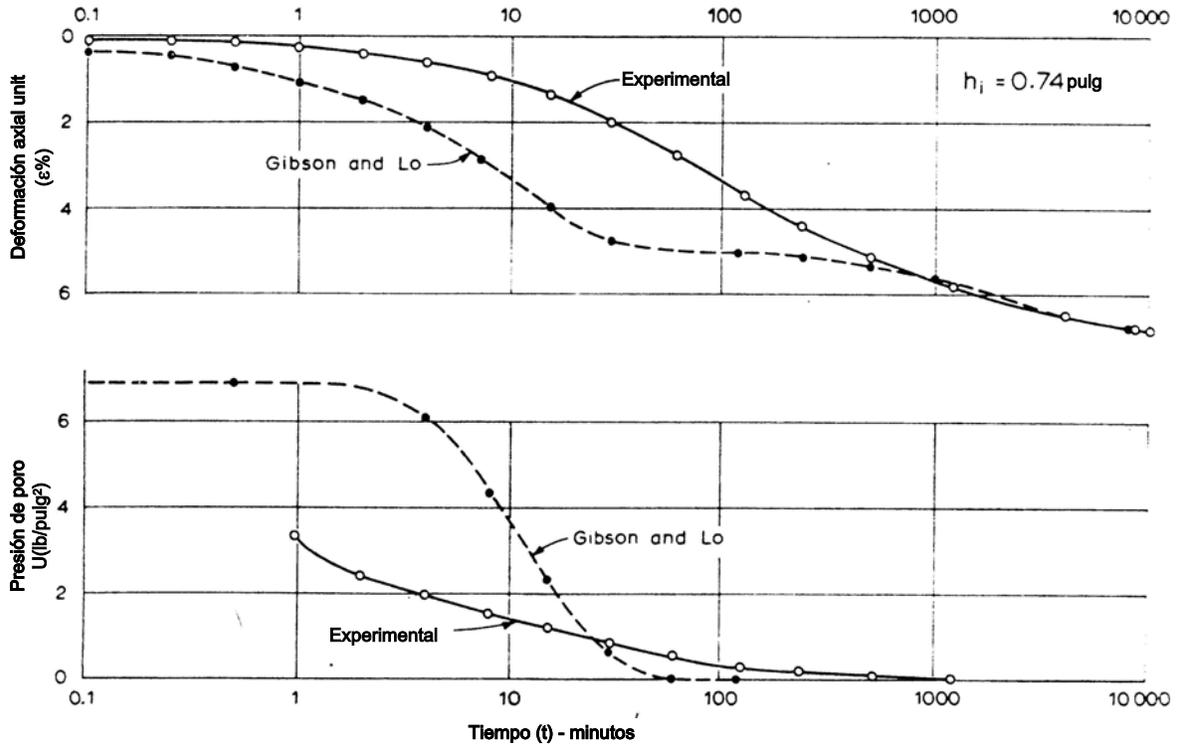


Figura 20. Comparación de las curvas experimental y teórica de la deformación vertical unitaria ($\epsilon\%$) y la presión de poro (u) contra el tiempo (t) en escala logarítmica, de acuerdo con la teoría de Gibson y Lo (1961) (Berre e Iversen, 1972).

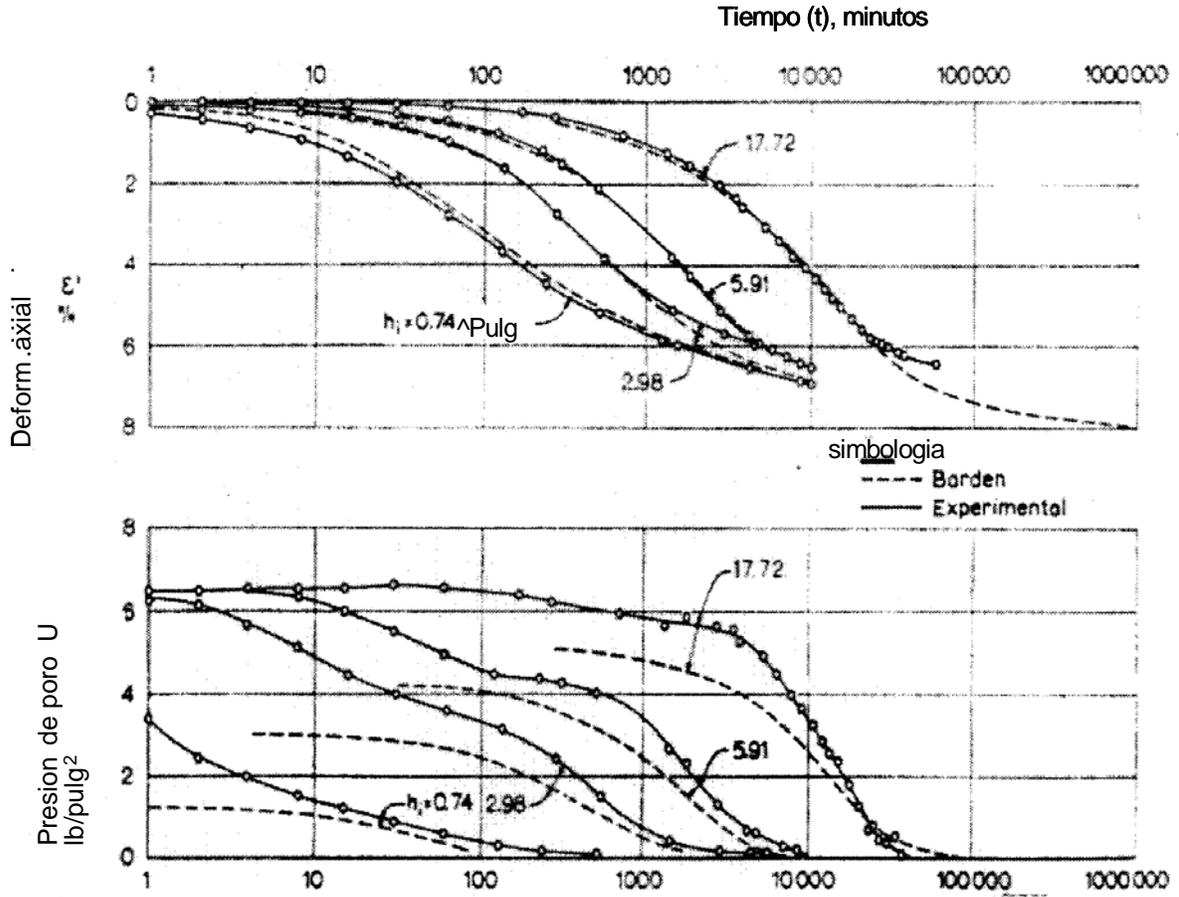


Figura 21. comparación de las curvas experimental y teórica de la deformación vertical unitaria ($\epsilon\%$) y la presión de poro (U) contra el tiempo (t) en escala logarítmica de acuerdo a la teoría de Gibson y Lo (1961) (Berre e Iversen, 1972).

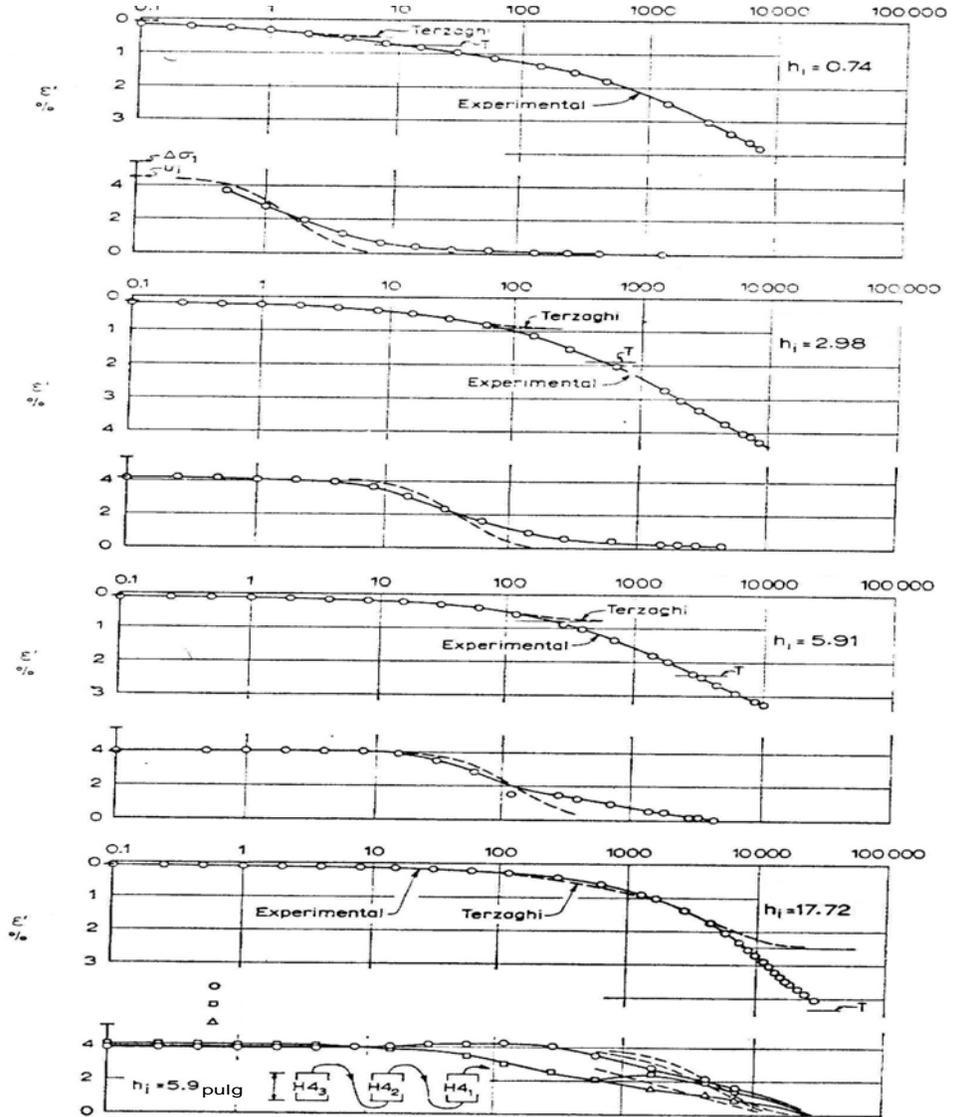


Figura 22. Comparación de las curvas experimental y teórica de la deformación vertical unitaria ($\epsilon\%$) y la presión de poro (U), contra el tiempo (t) en escala logarítmica, de acuerdo con la teoría de Terzaghi, para cuatro incrementos de carga (Berre e Iversen, 1972).

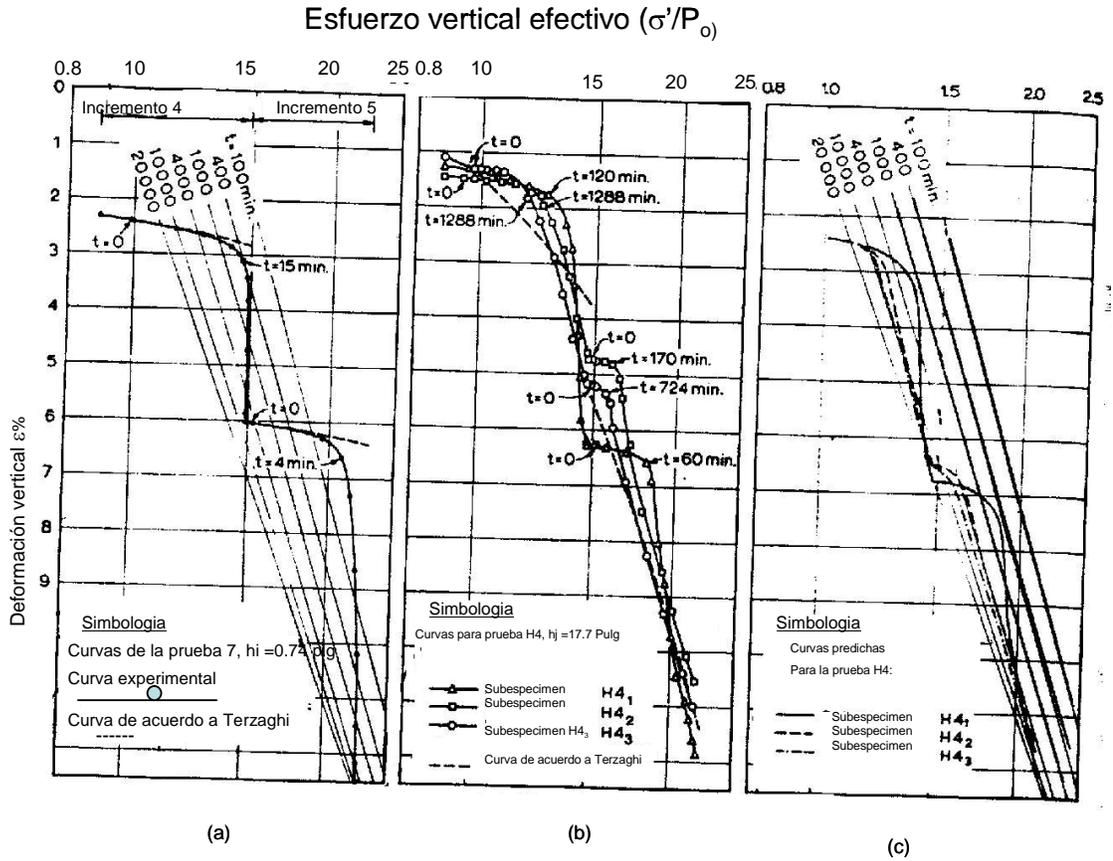


Figura 23. Curvas esfuerzo-deformación axial unitaria (σ - $\epsilon\%$) durante la consolidación primaria y secundaria para pruebas de odómetro en especímenes con diferentes alturas. Berre e Iversen, 1972.

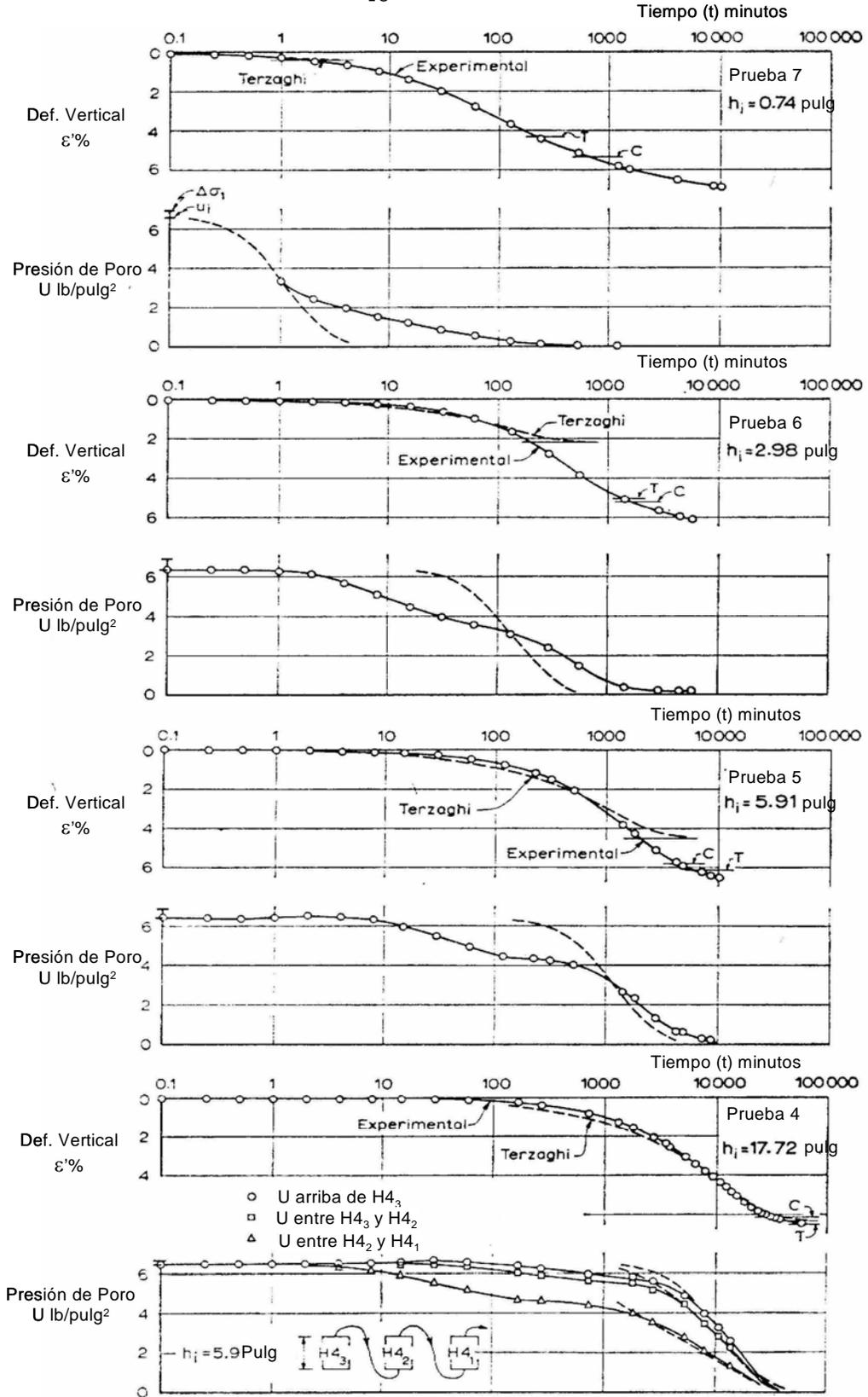


Figura 24. Comparación de las curvas experimental y teórica de la deformación vertical unitaria ($\epsilon\%$) y la presión de poro (U), contra el tiempo (t) en escala logarítmica, de acuerdo a la teoría de Terzaghi, para el incremento de carga No. 5 (Berre e Iversen, 1972).

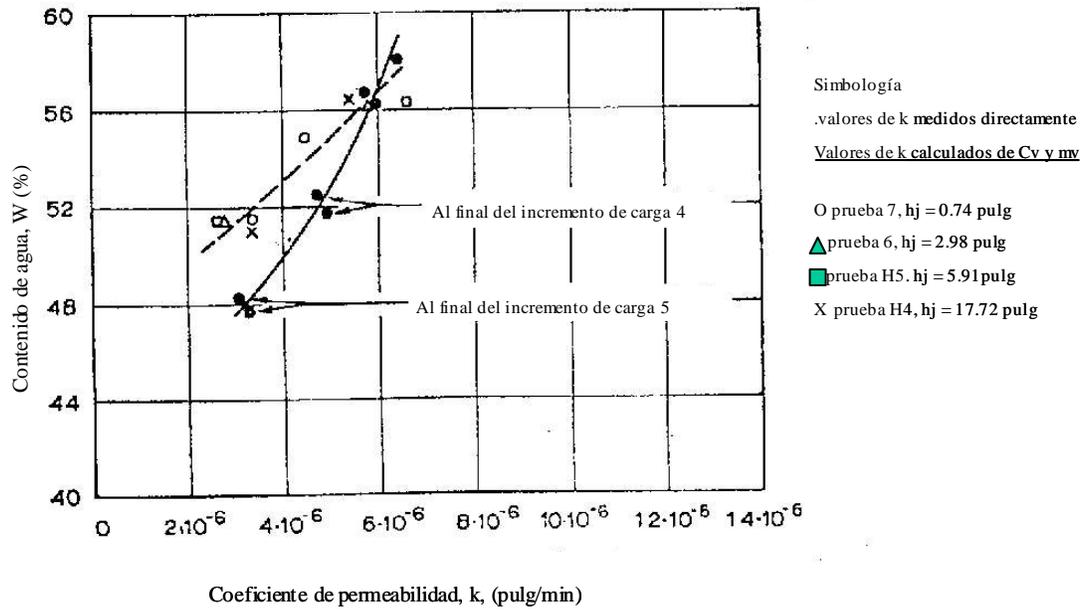


Figura 25. Medida y cálculo del coeficiente de permeabilidad (Berre e Iversen, 1972)

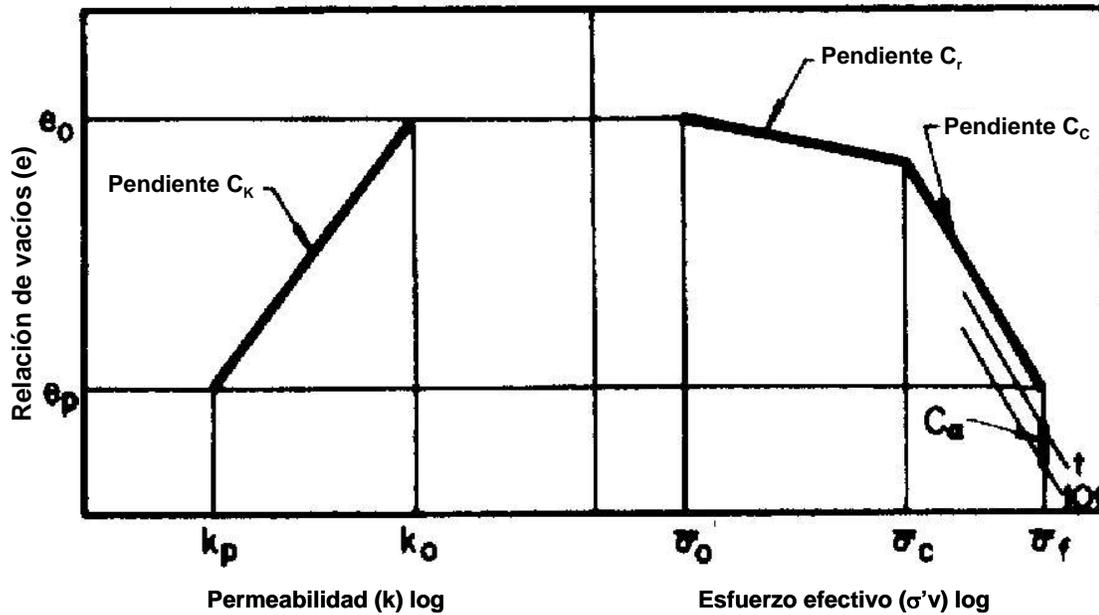


Figura 26. Relación existente entre la relación de vacíos (e) contra la permeabilidad (k) y el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v), remplazada por dos líneas rectas que representan el tramo estructurado (ó de recompresión) y el tramo desestructurado (ó normalmente consolidado, NC) de la curva de compresibilidad. Mesri y (ver figura 3). Rokhasar, 1974.

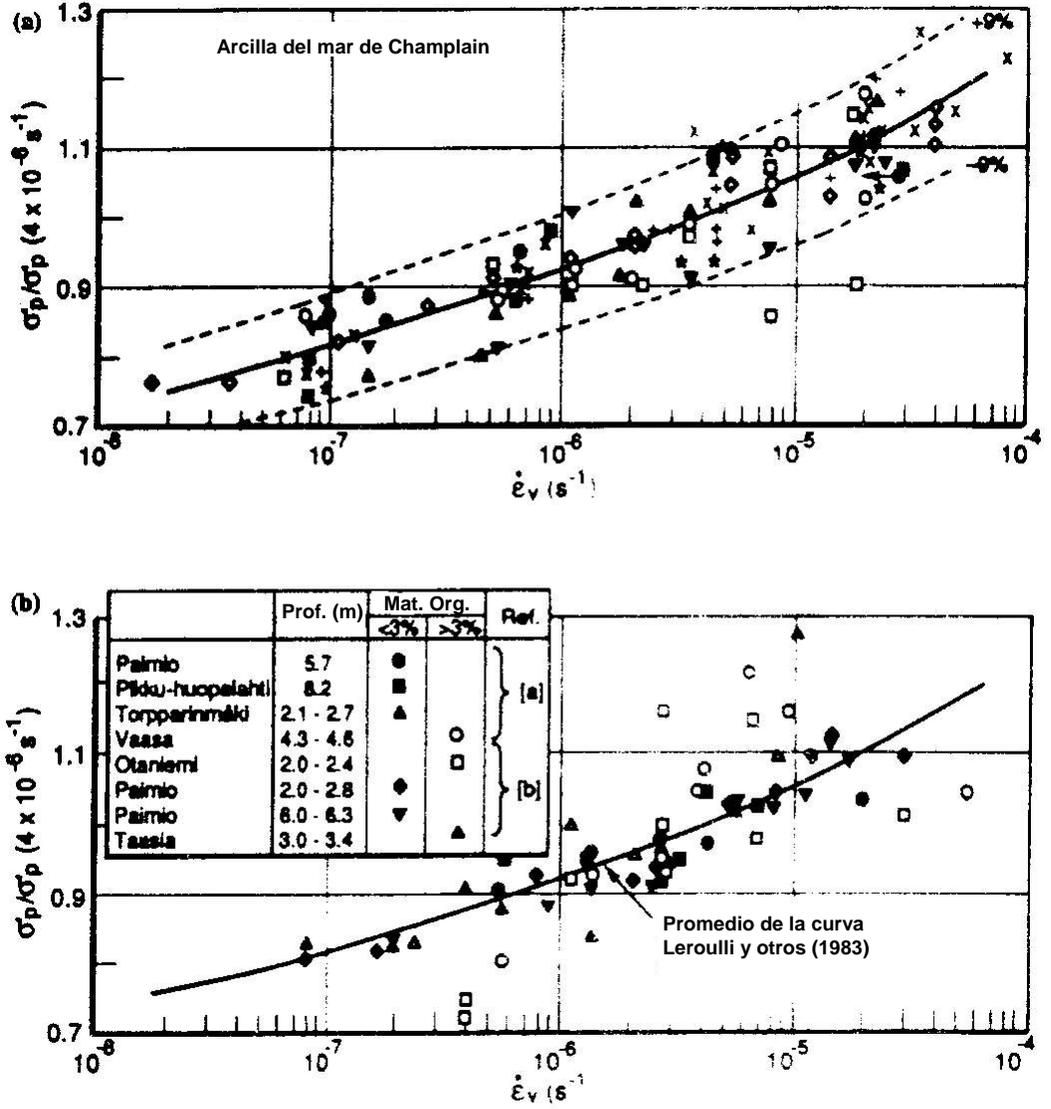


Figura 27. Efecto de la velocidad de deformación ($\dot{\epsilon}_v$) sobre el esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c) (Leroueil, 1985).

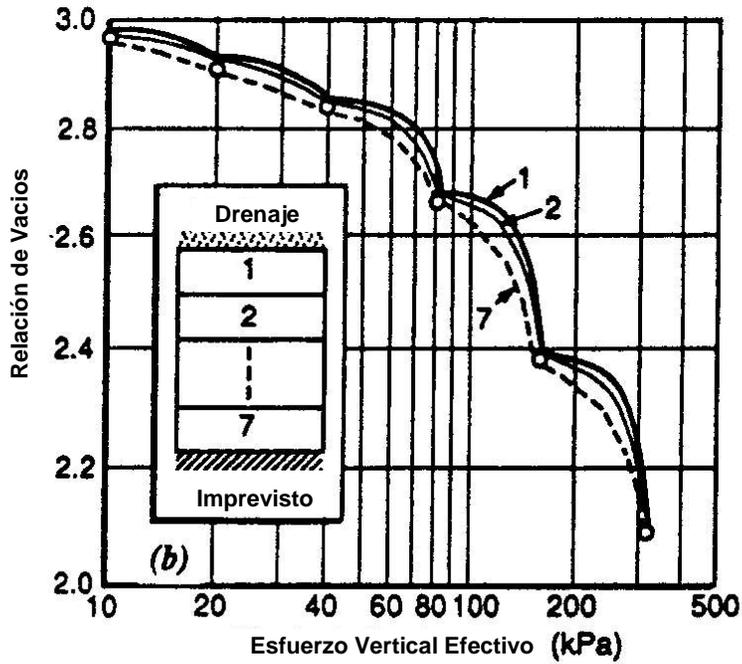
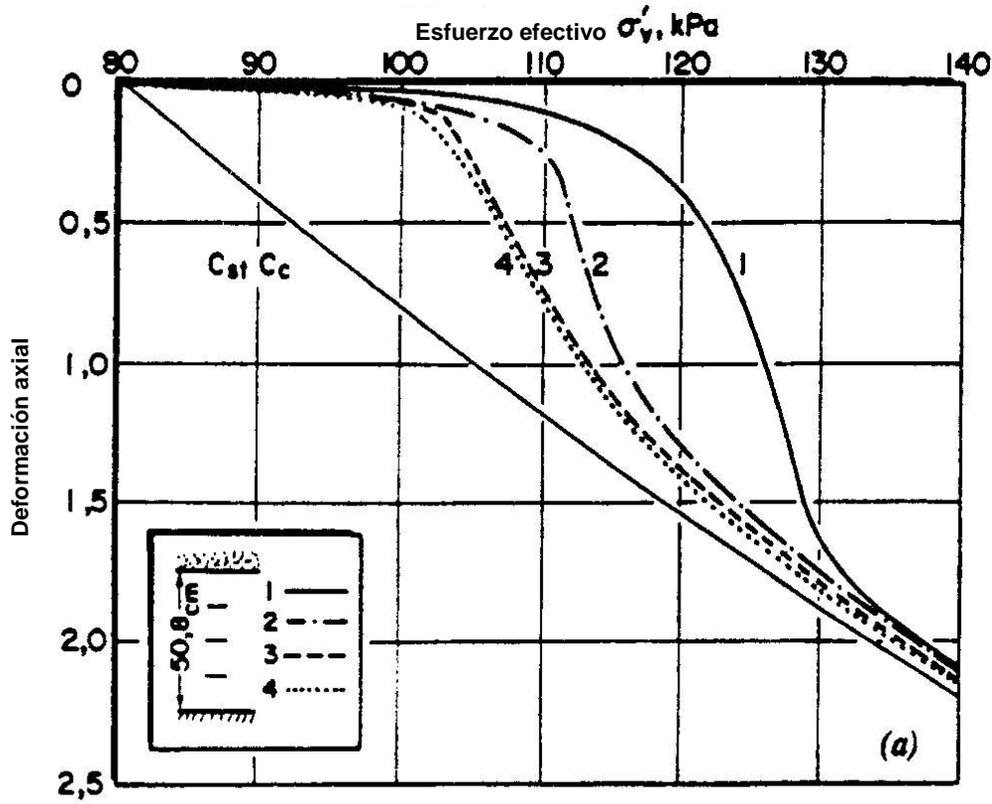


Figura 28. Relación observada entre el esfuerzo efectivo (σ'_v) contra la deformación axial unitaria ($\epsilon\%$) y la relación de vacíos (e), basados en estudios de Berre e Iversen (1972) (Mesri y Feng, 1986).

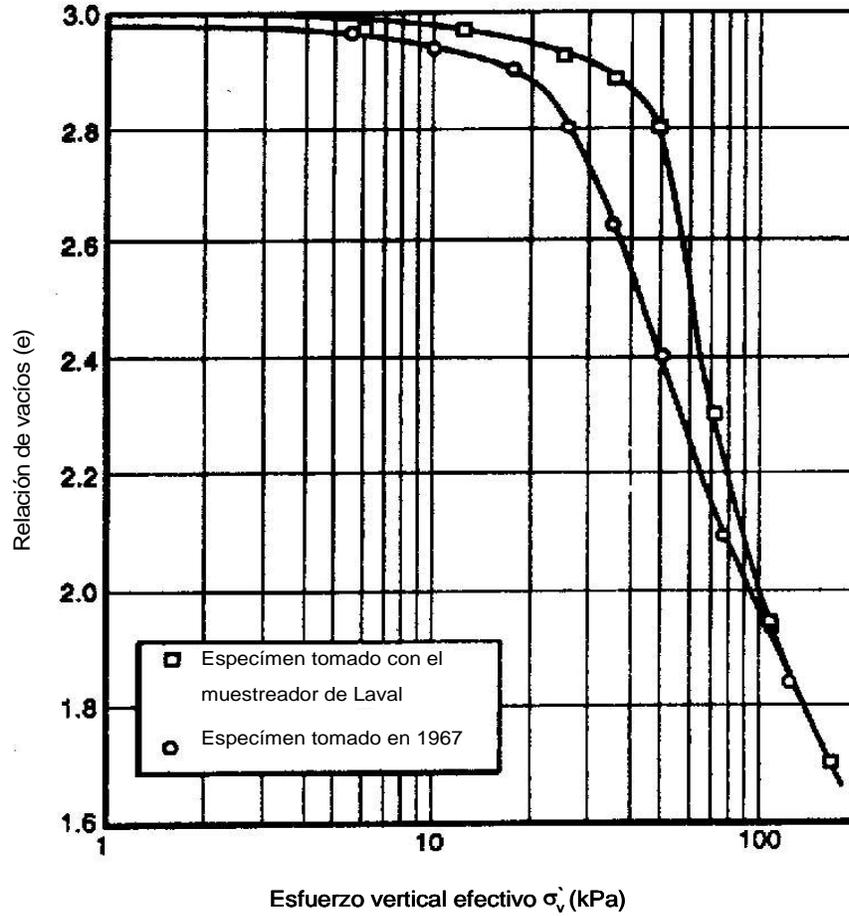


Figura 29. Curvas típicas de compresión para la arcilla de Vasby, graficando la relación de vacíos (e) contra el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) (Leroueil y Kabbaj, 1987).

III CONTRIBUCIONES RECIENTES.

Juárez-Badillo (1991) comparó los asentamientos medidos en campo durante 33 años con los obtenidos teóricamente con los métodos actuales de diseño, sobre arcillas normalmente consolidadas y sensitivas, llegando a dos conclusiones importantes.

La primera conclusión consiste en lo siguiente: Al aplicar la carga superficial a una arcilla sensitiva normalmente consolidada, el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) aumenta rápidamente con el esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c) y permanece en este nivel mientras continúa la consolidación durante diferentes décadas. A este respecto, Juárez-Badillo (1991) considera que los valores finales del esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) son aproximadamente iguales al esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c) debido a que la carga piezométrica final en el estrato consolidado bajo una losa de cimentación es mayor la presión piezométrica estimada normalmente (más de 20 kPa) debido a que la losa de cimentación inhibe la superficie de evapotranspiración.

La segunda conclusión se refiere a lo siguiente: Extrapolando la curva asentamiento-tiempo (t), se observa que la consolidación prácticamente termina después de 33 años, siendo los asentamientos de la arcilla después de este tiempo sólo de 1 mm/año aproximadamente. Para Juárez-Badillo (1991), en un tiempo menor a 5 años, los asentamientos experimentales son mayores a los teóricos, debido sólo al efecto de la consolidación primaria.

Nash y otros (1992) examinaron el comportamiento de la consolidación unidimensional de ciertas arcillas blandas (en Bothkennar) utilizando pruebas de alta calidad tanto en muestras inalteradas como en especímenes reconstruidos. El programa de pruebas consistió en incrementar la carga manteniendo constante la velocidad de deformación (ϵ_v) y restringiendo el flujo de agua. Durante el estudio se determinó la variación de la compresibilidad de los suelos, con el objeto de observar el comportamiento del esfuerzo de fluencia (σ'_y) (ó esfuerzo de preconsolidación, p'_c) con la profundidad, así como los efectos de la velocidad de deformación (ϵ_v) sobre los esfuerzos de fluencia observados (σ'_y) y la medición de la permeabilidad vertical (k) en especímenes seleccionados.

Nash y otros (1992) describieron algunos parámetros del suelo que permitieron identificar cierta influencia de la velocidad de deformación (ϵ_v) sobre los esfuerzos de fluencia (σ'_y), ignorando la presencia de la fricción para determinar la distribución del esfuerzo vertical efectivo (σ'_v). En pruebas de carga continua propusieron una distribución parabólica de la presión de poro (u). La presencia de sales en el agua de poro de las muestras afectó el cálculo del peso volumétrico (γ) y la relación de vacíos (e) tanto en muestras secas como saturadas.

En la figura 30 Nash y otros (1992) graficaron las curvas correspondientes a la relación de vacíos contra el esfuerzo vertical efectivo en escala logarítmica (e -log σ'_v) para especímenes inalterados tomados a poca profundidad (5 m en promedio), junto con los resultados de una muestra reconstituida. En los especímenes inalterados no hubo sólo un valor del esfuerzo de fluencia (σ'_y) (ó esfuerzo de preconsolidación, p'_c) para identificar las curvas, debido probablemente a la variedad de muestras y a los efectos de la velocidad de deformación (ϵ_v). En la misma figura 30, Nash y otros (1992) observaron una similitud entre las cargas, para esfuerzos verticales efectivos (σ'_v) mayores que los esfuerzos de fluencia (σ'_y) (ó esfuerzo de preconsolidación, p'_c), siendo semejantes las características de concavidad de las curvas. Para valores de esfuerzos verticales efectivos (σ'_v) menores que los esfuerzos de fluencia (σ'_y) (ó esfuerzos de preconsolidación, p'_c), las curvas son generalmente paralelas, pero hay un desplazamiento vertical debido a diferencias en las relaciones de vacíos iniciales (e_0). Todos los resultados de muestras ensayadas a poca profundidad presentaron consistencia, independientemente del tipo de prueba.

El esfuerzo de fluencia (σ'_y) (ó esfuerzo de preconsolidación, p'_c) fue estimado por Nash y otros (1992) principalmente a partir de las curvas de relación de vacíos contra el esfuerzo vertical efectivo en escala logarítmica (e -log σ'_v) usando el método de Casagrande (1932), graficando el módulo de contracción ($1/m_v$) contra el logaritmo de esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) e identificando el esfuerzo correspondiente al valor mínimo del módulo de contracción restringido. La figura 31 compara las curvas correspondientes a la relación de vacíos contra el esfuerzo vertical efectivo en escala logarítmica (e -log σ'_v) y el módulo de contracción contra el esfuerzo vertical efectivo en escala logarítmica ($1/m_v$ -log σ'_v) para dos pruebas en especímenes inalterados y una prueba en un espécimen reconstituido. Los puntos A_1 (para un esfuerzo vertical efectivo σ'_v de 64 kPa) y B_1 (para un esfuerzo vertical efectivo $\sigma'_v = 112$ kPa) indican los esfuerzos estimados con la construcción de Casagrande y los puntos A_2 (para un esfuerzo vertical efectivo $\sigma'_v = 88$ kPa) y B_2 (para un esfuerzo vertical efectivo $\sigma'_v = 152$ kPa) se estimaron de la curva del módulo de contracción contra el esfuerzo vertical efectivo en escala logarítmica ($1/m_v$ - log σ'_v). Un efecto similar se puede presentar en cada prueba con la curva de relación de vacíos contra el esfuerzo vertical efectivo en escala logarítmica (e -log σ'_v), obteniendo un esfuerzo menor que con el módulo de contracción ($1/m_v$). Con excepción de la curva de la arcilla reconstituida, no se observa el comportamiento de la fluencia en ninguna representación.

Las figuras 32a 32b muestran los resultados del comportamiento de la fluencia, en los cuales la relación de los esfuerzos de fluencia (σ'_y / σ'_{y0}) se dibujan contra la velocidad de deformación (ϵ_v). En la figura 32a se muestran los esfuerzos de fluencia (σ'_y) (ó esfuerzos de preconsolidación, p'_c) determinados directamente de la prueba, dibujada contra la velocidad de deformación (ϵ_v), en la que se incluye la relación ocurrida al final del incremento de esfuerzo ($\Delta\sigma$); lo anterior muestra que los esfuerzos de fluencia (σ'_y) (ó esfuerzos de preconsolidación, p'_c) se

incrementan con la velocidad de deformación (ε_v). En la figura 32b los resultados están normalizados, dividiendo entre 1.6 y correspondiendo la relación media a una deformación de 10^{-7} s^{-1} (una velocidad de deformación típica al final del incremento de esfuerzo, $\Delta\sigma$, en una prueba). Nash y otros (1992), coinciden con Leroueil y otros (1983) en afirmar que para una gran variedad de depósitos de arcillas marinas, existe una dependencia del esfuerzo de fluencia (σ'_y) (ó esfuerzo de preconsolidación, p'_c) con respecto a la velocidad de deformación (ε_v), independientemente del tipo de prueba.

Para Nash y otros (1992) resultó importante examinar la variación del comportamiento entre los especímenes del mismo nivel. La figura 33 muestra las curvas de la relación de vacíos (e) y la deformación axial unitaria ($\varepsilon\%$) contra el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) en escala logarítmica. El depósito tiene una importante variación en la relación de vacíos inicial (e_0), mostrando los especímenes un comportamiento similar, especialmente cuando se consideran las curvas correspondientes a la relación de vacíos contra el esfuerzo vertical efectivo en escala logarítmica (e_0 -log σ'_v).

La figura 34 resume la información de las pruebas obtenidas por Nash y otros (1992) en términos del esfuerzo de fluencia (σ'_y) (ó esfuerzo de preconsolidación p'_c), estimado de las curvas relación de vacíos (e) contra el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) en escala logarítmica, así como el índice de compresión (C_c) contra la profundidad. En el sondeo, el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) se deriva del aumento del peso volumétrico (γ); en cuanto a las condiciones hidráulicas, se supone que las muestras se encuentran bajo la presión hidrostática (u). El rango de variación de estos valores en cada muestra tomada a una profundidad superior a 5 m, probablemente se debe a una particular variación de suelo y a los efectos de la velocidad de deformación (ε_v). La compresibilidad de la arcilla $C_c/(1+e_0)$ para un esfuerzo superior al de campo (alrededor de $2.5 \sigma'_{co}$) presentó una constante sensible entre 0.3 y 0.4.

En la figura 35 Nash y otros (1992) muestran las curvas de relación de vacíos contra el esfuerzo vertical efectivo en escala logarítmica (e -log σ'_v) obtenidas de las pruebas realizadas sobre especímenes reconstituídos, indicando la tendencia intrínseca a una compresibilidad promedio $C_c^* = 0.46$ (Burland, 1990).

El coeficiente de permeabilidad vertical (k) se determinó mediante pruebas de bombeo y observando el diferencial de la presión de poro (Δu) durante las pruebas de velocidad de deformación (ε_v). Los valores obtenidos del coeficiente de permeabilidad (k) con respecto a la relación de vacíos in situ (e) resultó prácticamente constante en cada prueba. En las figuras 36 y 37 se presenta el rango completo de la relación de vacíos (e). Nash y otros (1992) coinciden con Tavenas y otros (1983) en afirmar que el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) bajo y alrededor de los esfuerzos de fluencia (σ'_y) (ó esfuerzos de preconsolidación, p'_c) no son correctos debido al efecto de los errores de origen, tales como gradientes

muy pequeños en la presión de poro (Δu) y la no uniformidad de la relación de vacíos (e). Sin embargo es clara la tendencia a disminuir el coeficiente de permeabilidad (k) con la relación de vacíos (e); mostrando una anticipada variación lineal en la gráfica semilogarítmica y bajas relaciones de vacíos (e), la permeabilidad (k) calculada no parece influir en la velocidad de deformación (ε_v). La figura 37a indica los puntos en los cuales la presión de poro diferencial (Δu) alcanza valores de 10kPa a 20 kPa. Para una baja velocidad de deformación (ε_v) la presión de poro (u) no aumentó hasta incrementar notablemente los esfuerzos verticales efectivos (σ'_v) por arriba de los esfuerzos de fluencia (σ'_y) (ó esfuerzos de preconsolidación, p'_c). La figura 36b muestra sólo los resultados de las pruebas después que el diferencial de las presiones de poro (Δu) alcanza 10 kPa. Las pruebas muestran una variación de la permeabilidad (k) con el cambio de la relación de vacíos (e) con respecto a la permeabilidad $C_k (= \Delta e / \Delta \log k)$, generalmente en el rango de 0.6-0.49. Excepto para las muestras rescatadas a profundidades mayores a 5 m, las pruebas de flujo de agua muestran niveles de esfuerzo menores que los esfuerzos de fluencia (σ'_y) (ó esfuerzos de preconsolidación, p'_c) y se miden directamente de la relación de vacíos (e) cercana a la relación de vacíos en sitio. La figura 37a muestra el coeficiente de permeabilidad (k) dibujada contra la relación de vacíos (e), dando cada medida en diferentes especímenes y la variación de las características del suelo con la profundidad; esto contrasta con el modelo observado en muestras simples, donde la permeabilidad (k) se mide para diferentes esfuerzos verticales efectivos (σ'_v) y la relación de vacíos (e) observada que se muestra en la figura 36b.

La interpretación de la velocidad de deformación (ε_v) puede estar asociada con cada prueba. Aunque al final de esta prueba puede transcurrir un largo tiempo (t) y obtenerse sólo pequeños desplazamientos. Se encontró que la curva de relación de vacíos contra el esfuerzo vertical efectivo en escala logarítmica (e -log σ'_v) tiene una pendiente distintiva para niveles de esfuerzo alrededor del esfuerzo de fluencia (σ'_y) (ó esfuerzo de preconsolidación, p'_c), con un marcado cambio en la relación de vacíos (e) justo después del esfuerzo de fluencia (σ'_y) (ó esfuerzo de preconsolidación, p'_c).

Díaz-Rodríguez y otros (1992) realizaron pruebas triaxiales sobre la arcilla de la Ciudad de México, consolidando en incrementos a lo largo de varias trayectorias de esfuerzos para determinar el esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c), sobre la curva de relación de vacíos contra el esfuerzo vertical efectivo en escala logarítmica (e -log σ'_v). Una vez que la fluencia quedó claramente definida, los especímenes estuvieron sujetos a consolidación no drenada con velocidad constante de deformación (ε_v). Díaz-Rodríguez y otros (1992) comentan que las arcillas de la Ciudad de México exhiben marcados cambios en la rigidez durante la carga cuando el suelo cambia del dominio elástico sobreconsolidado al dominio plástico normalmente consolidado y esto tiene aplicaciones prácticas para el análisis del comportamiento del apoyo de terraplenes (Tavenas and Leroueil, 1980; Folies and Crooks, 1985) y laderas (Tavenas and Leroueil, 1981); de igual forma señalan que la curva de fluencia

presenta un desarrollo bien definido e indican que esta curva de fluencia, junto con otras curvas de la literatura, dan información para las arcillas naturales, con ángulos de fricción en el rango normalmente consolidado extremadamente altos, con valores comprendidos entre 17.5° y 45° , permitiendo la generalización del concepto.

Magnan y otros (1994) coincidieron con Schmertmann (1955), La Rochelle y otros (1981), Lacasse y otros (1985), Leroueil y Kabbaj (1987), Hight y otros 1992, en comentar que la alteración en el muestreo tiene influencia sobre los parámetros de compresibilidad de las arcillas, disminuyendo el esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c), lo cual sobreestima los asentamientos reales.

Para Perret y otros (1995), la materia orgánica aparece como un factor de influencia en la estructuración de los suelos arcillosos. Sus estudios se basaron en investigaciones realizadas por Leroueil y otros (1985) y Kabbaj (1985), quienes observaron que en los mismos casos, a partir de pruebas de odómetro realizadas en rangos de muy baja deformación, se obtenían curvas de compresión cercanas a las que se obtienen en grandes deformaciones. Los estudios de Perret y otros (1995) consistieron inicialmente en someter a muestras de arcillas naturales con bajos contenidos de materia orgánica a la aplicación de una carga constante, con un esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c), 22% mayor que la que corresponde sólo a la relación de vacíos (e). Por otro lado, para especímenes del mismo origen (arcillas naturales) sujetos a una carga constante durante el mismo tiempo (t), pero aumentando el contenido de materia orgánica, no se observa ninguna estructuración importante, confirmando que la materia orgánica parece ser un factor de influencia en la estructuración de los suelos arcillosos. El fenómeno de estructuración sirvió a los autores como apoyo para definir el rango estructurado de la curva de compresibilidad en las arcillas naturales.

Perret (1995) coincide con Leonards y Altschaeffl (1964) en mostrar que en una etapa cercana a la diagenesis de los sedimentos de arcilla, se puede fortalecer la estructura del suelo con el tiempo (t) para modificar los efectos de la consolidación secundaria (R_s) y dar un esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c) mayor con respecto al asociada sólo con la relación de vacíos (e). El autor realizó pruebas de consolidación unidimensional en arcillas resedimentadas, con el objeto de encontrar la evolución del módulo cortante máximo (G_o), que está directamente relacionado con el esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c) y la estructuración durante la consolidación, con lo cual propone una relación directa entre la consolidación primaria y la consolidación secundaria (R_s).

Siguiendo los estudios realizados por Casagrande (1932), Taylor (1942), Schmertmann (1955), Leonards y Altschaeffl (1964), Crawford (1965), Bjerrum (1967), La Rochelle y otros (1981), Leroueil y otros (1985), Lacasse y otros (1985), Locat y Lefebvre (1985), Jamiolkowski y otros (1985), Leroueil y Kabbaj (1987),

Burland (1990), Hight y otros (1992), Magnan y otros (1994) y Perret (1995), Leroueil (1996), retoma el estudio del comportamiento unidimensional de las arcillas naturales, señalando que está influenciado por numerosos factores, tales como la velocidad de deformación (ε_v), la temperatura (T), la alteración debida al muestre, la trayectoria de esfuerzos y algunos factores de reestructuración, destacando dicha influencia en el tramo estructurado de la curva de compresibilidad y en el esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c). Mencionó que en el tramo estructurado de la curva de compresibilidad, los principales factores que influyen son: la velocidad de deformación (ε_v) y la temperatura (T). En algunos casos, el fenómeno de estructuración puede disminuir los efectos de viscosidad.

Leroueil (1996) comentó que un espécimen de arcilla que se encuentre sometido a un esfuerzo vertical efectivo constante (σ'_v) en el tramo estructurado (ó de recompresión) de la curva de compresibilidad experimenta una deformación axial unitaria ($\varepsilon\%$) debido a un cambio de temperatura (T). En el tramo desestructurado de la curva de compresibilidad y bajo el esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c), el cambio de la temperatura (T) tiene un efecto importante sobre la compresibilidad de las arcillas. En las figuras 38a y 38b se muestra la influencia de la temperatura (T) y la velocidad de deformación (ε_v) en pruebas típicas de odómetro CRS.

De acuerdo a Leroueil (1996), el esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c), se puede describir como una función de la velocidad de deformación (ε_v) y la temperatura (T) $\sigma_y = f(\varepsilon_v, T)$, según se indica en la figura 40a. Leroueil (1996), menciona que el modelo de Leroueil y otros (1985) se puede extender para incluir los efectos de la temperatura (T), según se muestra en la figura 40b, donde se indica que las curvas esfuerzo-deformación axial unitaria (σ - $\varepsilon\%$) que se obtienen a partir de varias velocidades de deformación (ε_v) y diferentes temperaturas (T) se pueden normalizar en una curva única con respecto al esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c) correspondiente, a la velocidad de deformación (ε_v) y a la temperatura (T) usadas en cada prueba.

En lo que se refiere a la materia orgánica, Leroueil (1996) señaló que ésta resulta ser un factor de influencia en la estructuración de los suelos arcillosos.

Por otra parte, Leroueil (1996) observó en una variedad de arcillas que la alteración debida al muestreo tiene una mayor consecuencia en los parámetros de compresibilidad, lo cual ya había sido señalado por otros autores (Schmertmann 1955, La Rochelle y otros 1981, Lacasse y otros 1985, Leroueil y Kabbaj 1987, Hight y otros 1992, Magnan y otros 1994); esta alteración se ilustra en la figura 29.

Según comenta Leroueil (1996), el comportamiento de las arcillas depende esencialmente de la trayectoria de esfuerzos, de tal forma que bajo condiciones unidimensionales o cercanas a lo unidimensional, la trayectoria de esfuerzos permanece cercana a lo siguiente, para un suelo normalmente consolidado (NC):

$$K_{onc} = (1 - \text{sen} \phi') \quad \dots (13)$$

Por otro lado, puede variar significativamente cuando el suelo está preconsolidado, dependiendo en particular de las condiciones iniciales de esfuerzo, señalando que este aspecto puede tener importantes consecuencias cuando se estima el esfuerzo vertical in situ (σ) en arcillas preconsolidadas.

Leroueil (1996) comentó que se pueden desarrollar los efectos de estructuración durante la consolidación de los suelos arcillosos, pero estos son diferentes de suelo a suelo. Este fenómeno se puede presentar también en los depósitos de arcillas normalmente consolidadas (NC) que indican que la estructuración puede ser menor en algunos casos.

De acuerdo a Leroueil (1996), los asentamientos a largo plazo de los depósitos de arcilla se estiman generalmente basados en pruebas de odómetro; sin embargo, será difícil definir los factores que influyen en el comportamiento de la arcilla natural previamente estudiados, existiendo diferencias importantes en las condiciones del suelo durante una prueba de odómetro en laboratorio con respecto a las condiciones in situ. Las condiciones iniciales de esfuerzo (σ_0) y las trayectorias de esfuerzo en general son diferentes, lo cual ya había sido previamente señalado (Leroueil, 1988); lo mismo ocurrirá con la velocidad de deformación (ε_v), la temperatura (T) y la alteración en el muestreo. Por lo tanto, concluye que la determinación de los parámetros representativos para la evaluación de los asentamientos a largo término son básicos para tener un mayor acercamiento semiempírico.

Juárez-Badillo (2001) describe los comportamientos de compresibilidad y expansión de los suelos finos (limos, arcillas y turbas) y su evolución a través del tiempo, utilizando ecuaciones generales que parten del principio de “proporcionalidad natural” (Juárez, 1985). Estas ecuaciones se aplican tanto a datos experimentales de laboratorio en suelos normalmente consolidados (NC) y preconsolidados, como a los hundimientos de obras civiles hasta por un tiempo de 30 años.

Las “Ecuaciones Generales de Compresibilidad” (Juárez-Badillo, 1981) de los geomateriales son las siguientes:

$$V = \frac{V_0}{1 + \left(\frac{\sigma}{\sigma^*}\right)^{\gamma}} \quad \dots (14)$$

Siendo $V = V_0$ para $\sigma = 0$ y $V = 0$ para $\sigma = \infty$, “ γ ” es el coeficiente de compresibilidad y σ^* para $V = V_0/2$. Un caso especial de esta ecuación es cuando $V_0 = \infty$, como

sucede tanto en los suelos muy compresibles (limos, arcillas y turbas) como en los líquidos y gases, en este caso la ecuación (14) se reduce a:

$$\frac{V}{V_1} = \left(\frac{\sigma}{\sigma_1} \right)^{-\gamma} \quad \dots (15)$$

V_1 y σ_1 son conocidos. La ecuación (15) describe el comportamiento mecánico de rocas porosas y del concreto después del punto crítico en que colapsan los poros, así como de gravas y arenas después del punto crítico en que se tiene un rompimiento generalizado de las partículas sólidas. En la práctica es común en el caso de suelos finos usar la relación de vacíos “e” en la ecuación (15), tomando la forma:

$$e = (1 + e_1) \left(\frac{\sigma}{\sigma_1} \right)^{-\gamma} - 1 \quad \dots (16)$$

El par (σ_1, e_1) es también un punto conocido; de manera similar en términos de la relación de vacíos para uso en el laboratorio se tiene:

$$\Delta e = \frac{(\Delta e)_\tau}{1 + \left(\frac{t}{t^*} \right)^{-\delta}} \quad \dots (17)$$

A partir de la aplicación de las Ecuaciones Generales a pruebas de laboratorio Juárez-Badillo (1999) encontró valores dominantes de $\delta = 0.15$ y $t^* = 10$ min ó el equivalente a siete días.

El coeficiente de compresibilidad para estas curvas “EOP” y “EOS” resultó ser de $\gamma = 0.33$. En términos de la deformación vertical “ ϵ_v ” a tiempos “ t_p ” y “ t_∞ ”, se presentan en las expresiones (18) y (19) respectivamente:

$$e_{v_p} = 1 - 0.67 \left(\frac{\sigma'_v}{100} \right)^{-0.33} \quad \dots (18)$$

$$e_{v_\infty} = 1 - 0.45 \left(\frac{\sigma'_v}{100} \right)^{-0.33} \quad \dots (19)$$

Usando los puntos conocidos $(\sigma'_v, e_v) = (100, 0.33)$ y $(100, 0.55)$ respectivamente, la relación de los volúmenes entre ambas curvas es:

$$\frac{V_\infty}{V_p} = \frac{H_\infty}{H_p} = \frac{1 - e_{v_\infty}}{1 - e_{v_p}} = \frac{0.45}{0.67} = 0.67 \quad \dots (20)$$

Lo cual indica que en el material estudiado (turba), al final de la consolidación primaria, la consolidación secundaria representa todavía un 33% del volumen V_p alcanzado.

Basados en los estudios de consolidación secundaria para las arcillas del Valle de México realizados por Mesri (1986), Juárez-Badillo (1988) encontró que para la curva "EOP" el coeficiente de compresibilidad $\gamma = 0.39$, por lo que al aplicar la ecuación (16) con el punto conocido definido por $(\sigma_{v1}, e_1) = (170, 6.90)$, se tiene para la ecuación $t = t_p$.

$$e_p = 7.90 \left(\frac{\sigma}{170} \right)^{-0.39} - 1 \quad \dots (21)$$

Para la curva "EOS" evaluada en $t = \infty$, en que $\Delta\sigma / \sigma = 1$, Juárez-Badillo (2001) dedujo que la consolidación primaria representa el 60% de la consolidación total en $t = \infty$, lo cual corresponde a lo siguiente:

$$\frac{V_\infty}{V_p} = \frac{1 - e_\infty}{1 - e_p} = 0.7924 \quad \dots (22)$$

Por lo que para la misma presión $\sigma'_{v1} = 170$ kPa corresponde un valor de $(1 + e_\infty) = 6.26$; por lo tanto, la ecuación para la curva "EOS" para $t = \infty$ resulta ser:

$$e_{\infty} = 6.26 \left(\frac{\sigma}{170} \right)^{-0.39} - 1 \quad \dots \text{(23)}$$

A partir de la ecuación (23), se muestran los puntos que representan las curvas experimentales y las curvas teóricas, con un coeficiente de fluidez $\delta = 0.45$ y los tiempos característicos “t*” anotados. Con estas consideraciones Juárez-Badillo (2001) estableció los valores de fluidez dado por $\delta = 0.45$ así como los tiempos característicos, observándose que los “t*s” son del orden de 10 min, mientras que los valores de “t*c” son del orden de 25,000 a 100,000 min ó de 14 a 70 días.

Juárez-Badillo (2001) concluye que la magnitud de los hundimientos de obras civiles sobre suelos compresibles, considerando largos períodos, debe determinarse con la curva de compresibilidad “EOS” ó “end of secondary”, la cual tiene el mismo coeficiente “ γ ” que la zona virgen de la curva “EOP” ó “end of primary”. El coeficiente de fluidez “ δ ” siempre es igual ó menor que la unidad de datos de campo, y se ha observado que en las pruebas de laboratorio resulta menor. El tiempo característico “t*” que marca la mitad del asentamiento total es de unas cuantas semanas en el laboratorio, esto es de una a diez, mientras que en el campo suele ser de tres meses a diez años. Para obtener los valores de “ δ ” y “t*” es necesario realizar pruebas de campo experimentales. El hundimiento y el exceso de presión de poro nunca se estabilizan en el campo pero tienden de manera asintótica al valor final el primero, y el segundo a ser nulo, cuando el tiempo $t \rightarrow \infty$; es decir, siempre se tiene hundimiento y presión de poro secundarios.

FIGURAS DE LA 30 - 39

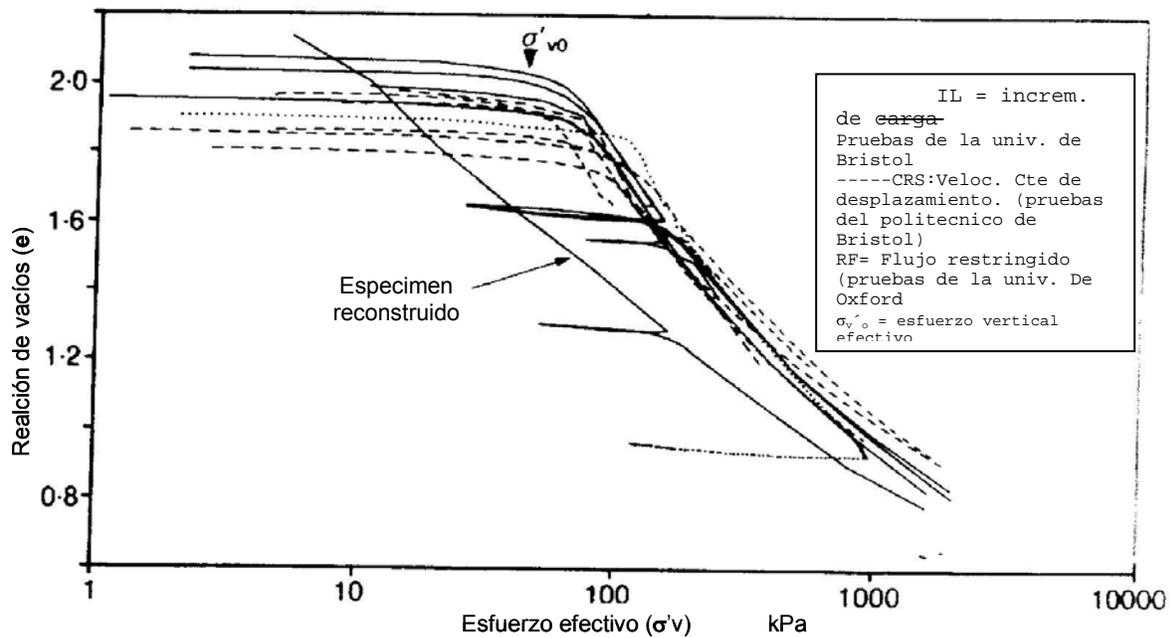


Figura 30. Curvas de la relación de vacíos (e) contra el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v), para especímenes tomados a poca profundidad (aproximadamente 5 m) junto con los resultados de una muestra reconstruida (Nash y otros, 1992).

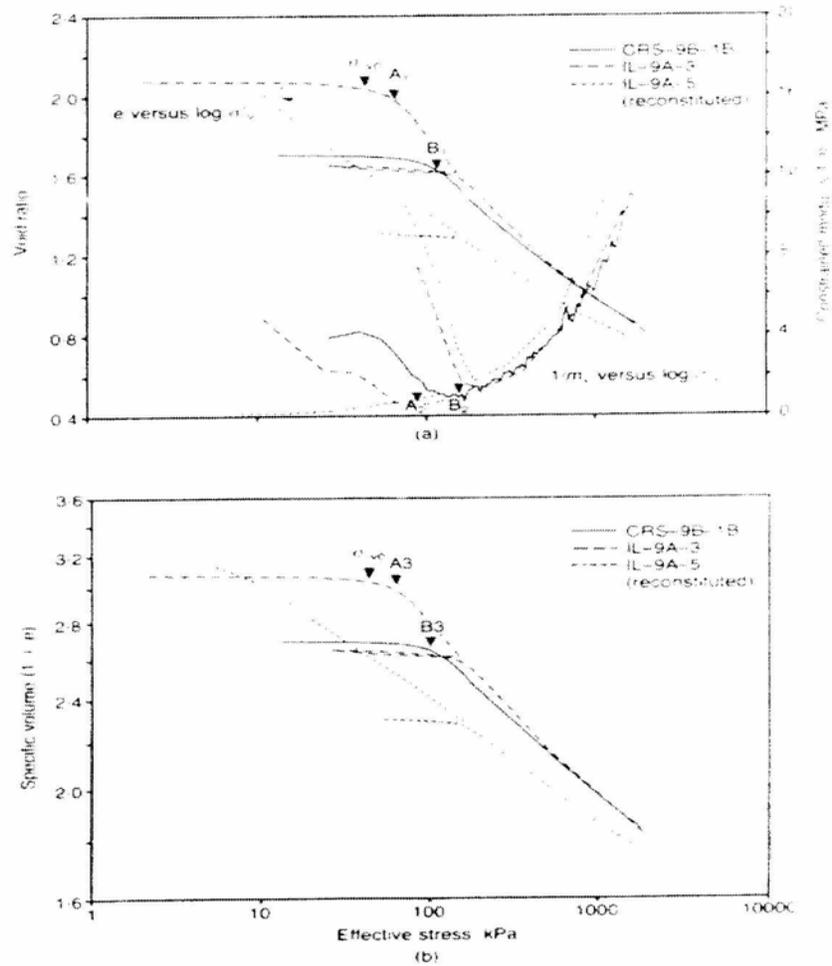


Figura 31. Comparación de las curvas de: a) Relación de vacíos (e) y el módulo $1/mv$. contra el esfuerzo vertical efectivo (s_v) en escala logarítmica; b) para dos pruebas sobre especímenes inalterados y una prueba reconstruida (Nash y otros, 1992).

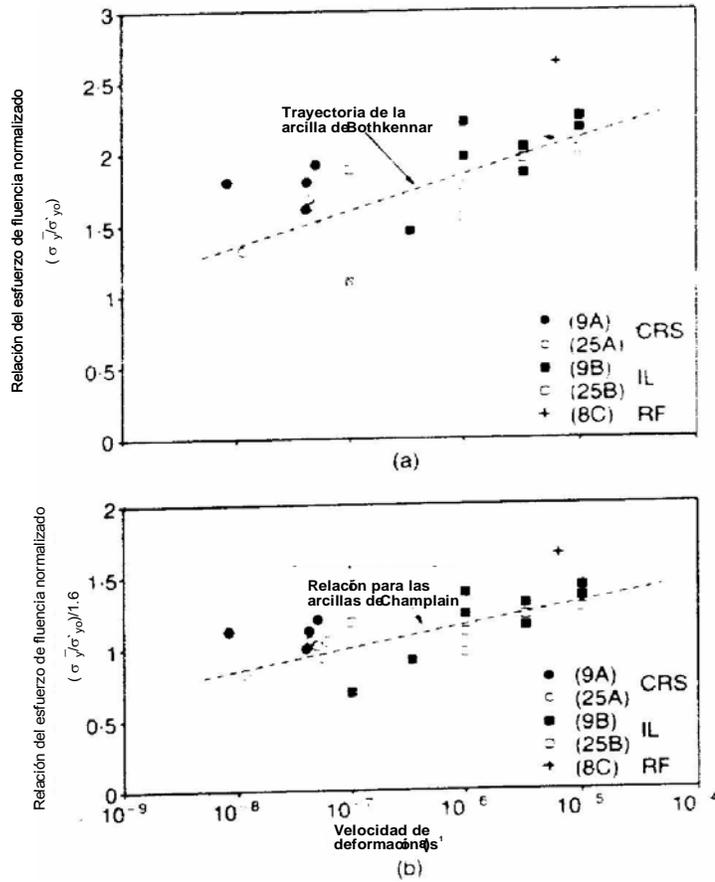


Figura 32. Comportamiento de la fluencia, a) relación del esfuerzo de fluencia (σ_y/σ_{y0}) contra la velocidad de deformación ($\dot{\epsilon}_v$); b) relación del esfuerzo de fluencia normalizado ($\sigma_y/\sigma_{y0})/1.6$ contra la velocidad de deformación ($\dot{\epsilon}_v$) (Nash y otros 1992)

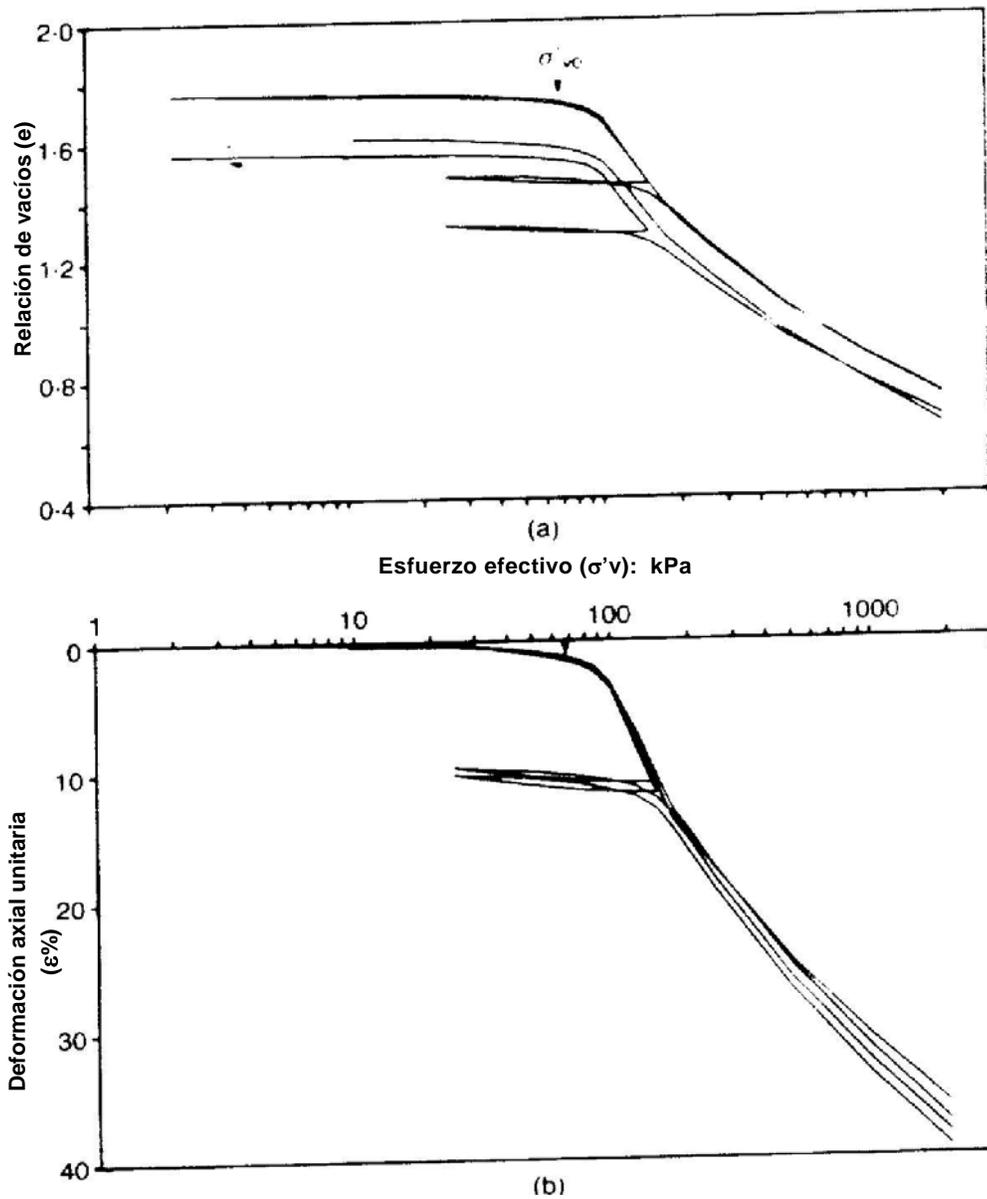


Figura 33. Comparación entre el comportamiento de los especímenes del 16B-1 al 4 durante el incremento de carga en las pruebas. a) Relación de vacíos(e) contra el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) en escala logarítmica. b) Deformación axial unitaria ($\epsilon\%$) contra el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) en escala logarítmica (Nash y otros, 1992).

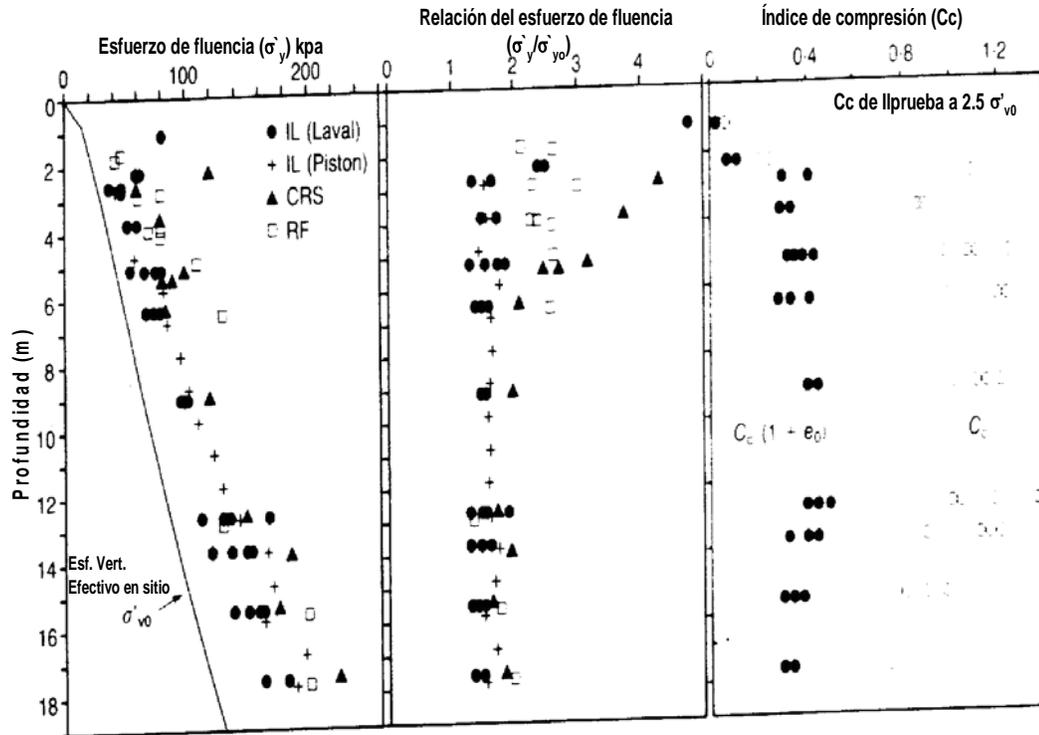


Figura 34. Variación del esfuerzo de fluencia: esfuerzo de fluencia (σ_y), la relación del esfuerzo de campo (σ_y/σ'_{v0}) y el índice de compresión (C_c) contra la profundidad (Nash y otros, 1992).

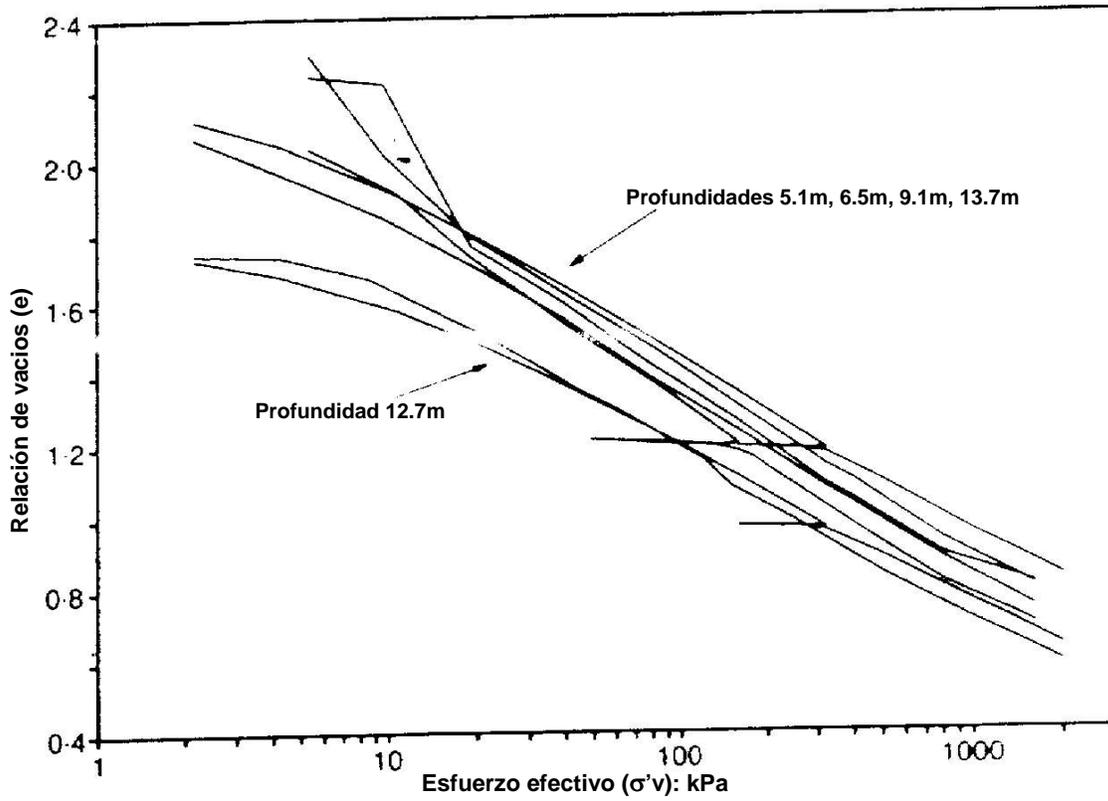


Figura 35. Gráfica de la relación de vacíos (e) contra el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) en escala logarítmica que indica el comportamiento de especímenes reconstruidos (Nash y otros, 1992).

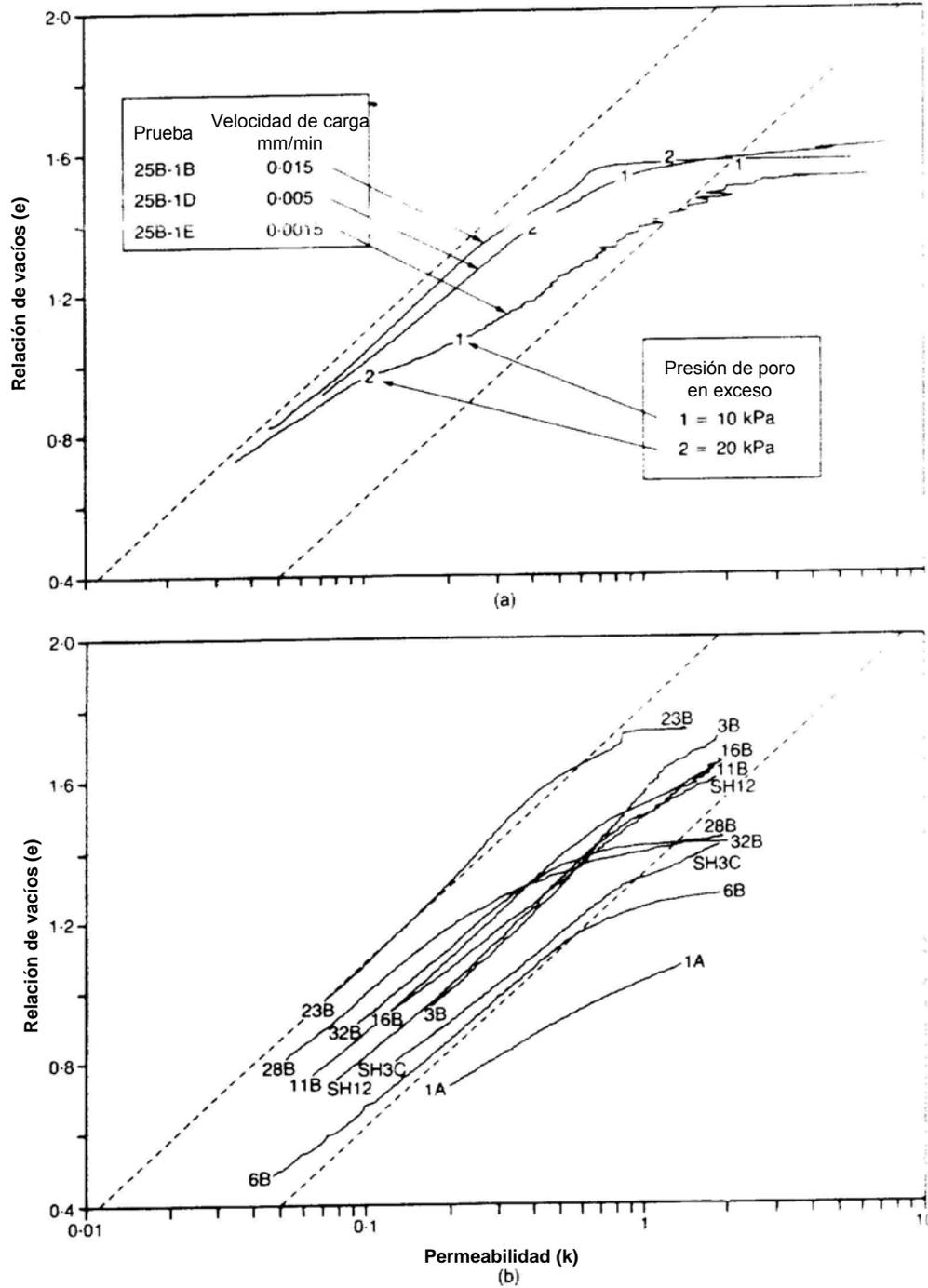


Figura 36. Coeficiente de Permeabilidad (k) determinado a partir de pruebas con velocidad de deformación constante ($\dot{\epsilon}_v$). a) Relación de vacíos (e) contra la permeabilidad (k) en escala logarítmica para diferentes velocidades de carga. B) Relación de vacíos (e) contra el coeficiente de permeabilidad (k) en escala logarítmica, sobre especímenes obtenidos a diferentes profundidades (Nash y otros, 1992).

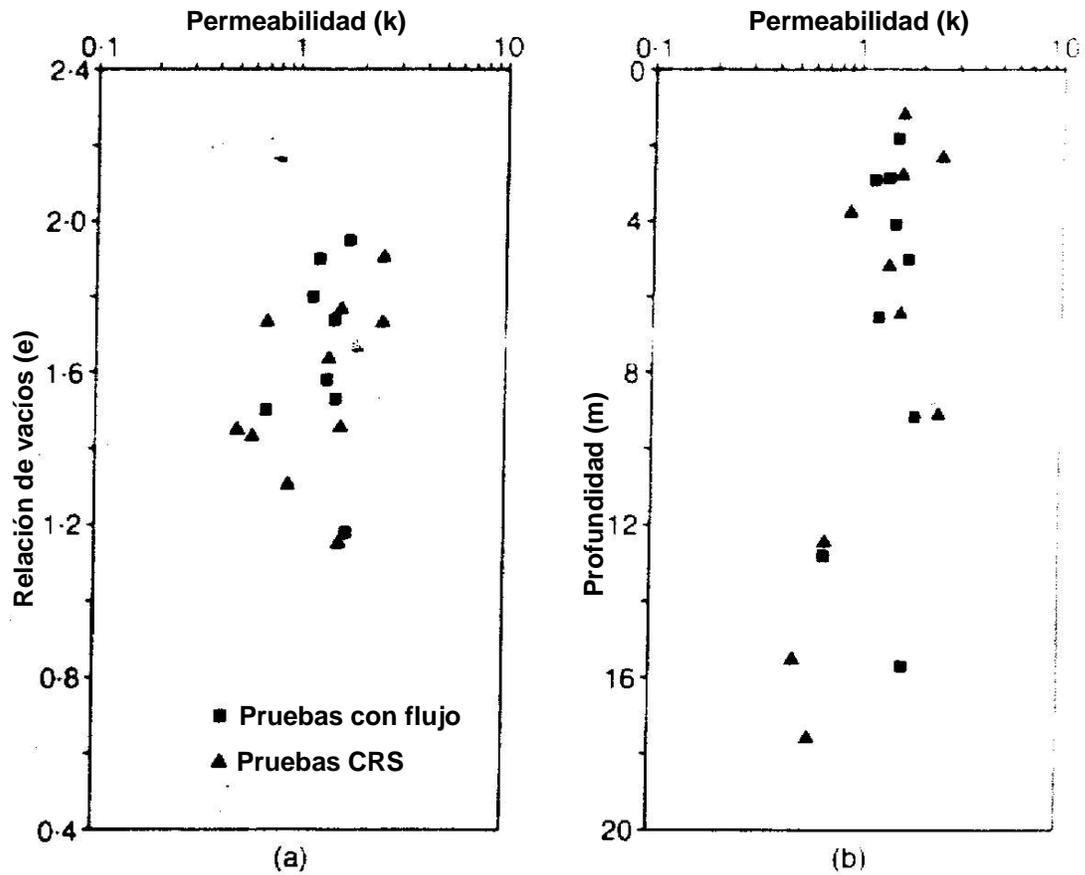


Figura 37. Gráfica de la relación de vacíos (e) en el sitio y profundidad contra el coeficiente de permeabilidad (k), determinados de pruebas de velocidad constante de deformación (ε_v) y pruebas con flujo de agua. Nash y otros, 1992.

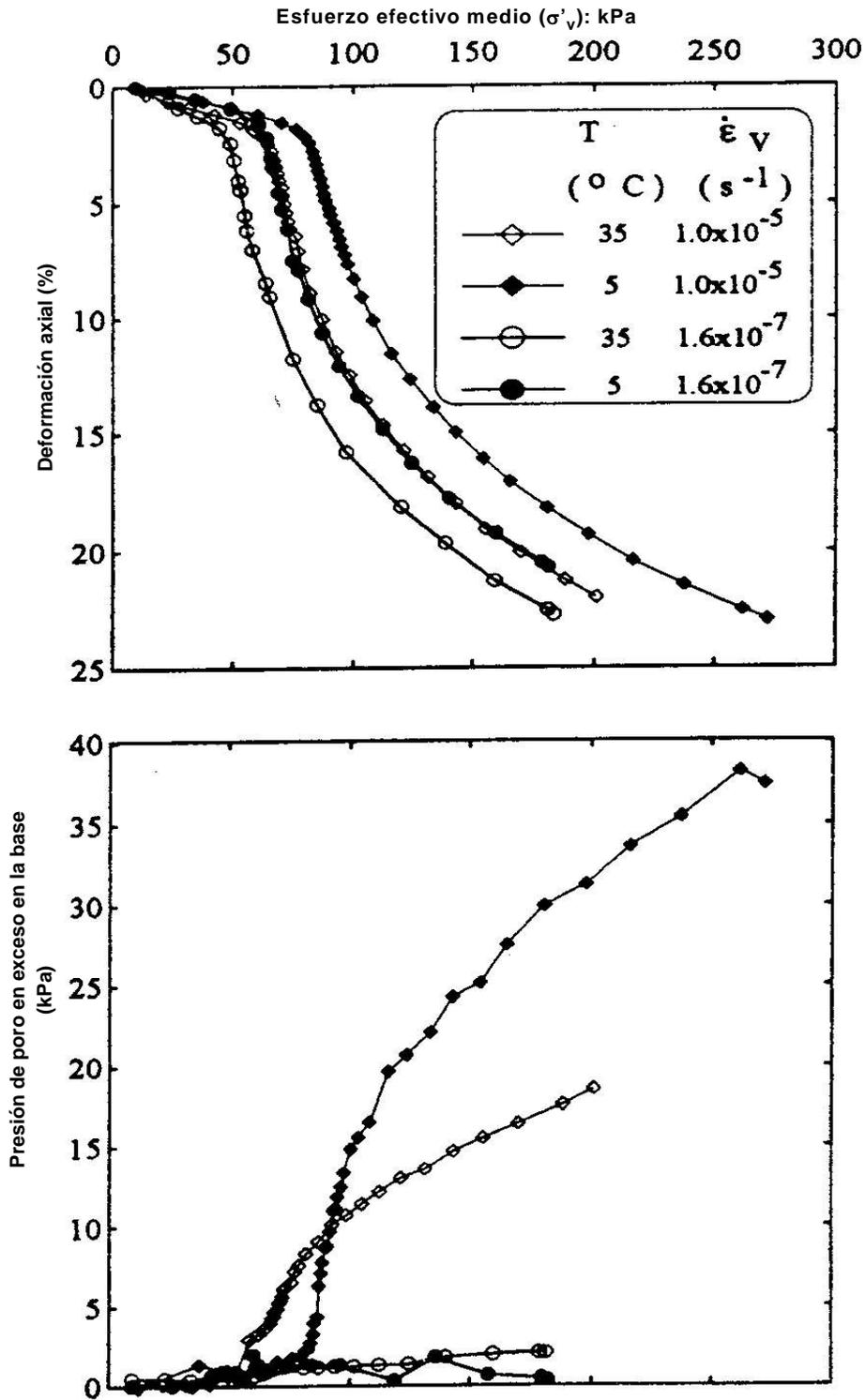


Figura 38. Resultados de pruebas típicas de odómetro CRS obtenidas para diferentes velocidades de deformación ($\dot{\epsilon}_v$) y diferentes temperaturas (T). Deformación axial unitaria (ϵ_v) contra el esfuerzo vertical efectivo medio (σ'_v). Presión de poro en exceso en la base (Δu) contra el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v). (Leroueil, 1996)

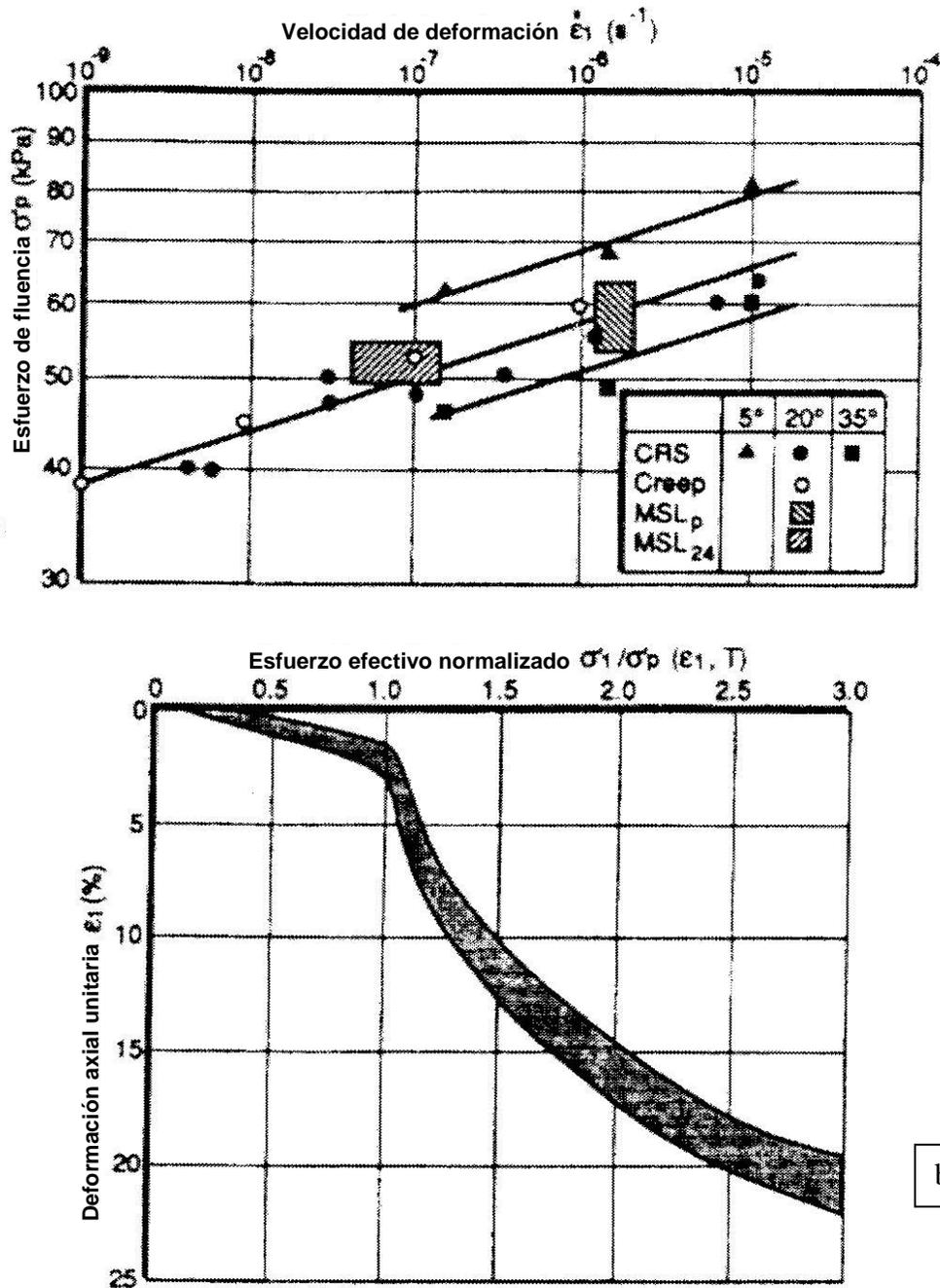


Figura 39. Consolidación unidimensional de la arcilla de Berthierville: a) Esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó presión de preconsolidación (p'_c) en función de la velocidad de deformación ($\dot{\epsilon}_v$) b) Deformación axial unitaria (ϵ_v) en función del esfuerzo efectivo normalizado (σ/σ'_y) (Leroueil, 1996).

IV. REVISIÓN COMPARATIVA

Para la realización de una revisión comparativa, se mencionan diferencias y semejanzas de los conceptos tratados en torno al fenómeno de la consolidación de los suelos, por parte de los autores estudiados en este trabajo de tesis.

Los conceptos de mayor interés de estudio fueron la compresibilidad, la relación existente entre la consolidación primaria y la consolidación secundaria (R_s), el coeficiente de consolidación (C_v), el esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c), el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v), la estructuración de los suelos, el índice de compresión (C_c) y su relación con el índice de recompresión (C_r), la alteración debida al muestreo, el coeficiente de permeabilidad (k), la presión de poro (u), la relación ($e-\sigma'_v$), la trayectoria de esfuerzos, la trayectoria de drenaje ó espesor de la muestra (H) y la velocidad de aplicación de la carga según se indica a continuación.

A. Compresibilidad.

La compresibilidad de los suelos es un tema que ha sido estudiado por diferentes autores desde hace varias décadas, entre los que se incluye a Taylor (1942), Crawford (1965) y Bjerrum (1967), quienes establecieron que la compresibilidad de los suelos está influenciada por el tiempo (t) y la velocidad de deformación (ϵ_v), mientras que Schmertmann (1955) consideró que los parámetros de compresibilidad están influenciados por la alteración debida al muestreo, lo que implica una disminución del esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c), y una sobreestimación de la magnitud de los asentamientos.

Leonards y Ramianh (1959) indicaron que en arcillas sedimentadas artificialmente, la compresibilidad es menor durante la depositación con respecto a la que se mide directamente en una prueba de laboratorio, debido a que el incremento en la relación de vacíos (Δe) con respecto al esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) es menor que el correspondiente cambio durante la consolidación de laboratorio.

Mesri y Rokhasar (1974) establecieron que para esfuerzos verticales efectivos (σ'_v) menores que el esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c), la compresibilidad es considerablemente menor que en el tramo desestructurado ó normalmente consolidado (NC) de la curva de compresibilidad.

B. Relación entre la consolidación primaria y la consolidación secundaria

Newland y Allely (1960) consideraron que los factores que afectan las características de consolidación en muestras alteradas y remoldeadas son la relación del incremento de esfuerzo $\Delta\sigma/\sigma_1$, el espesor de la muestra (H), la consolidación secundaria (R_s), el esfuerzo de fluencia (σ'_y) y la duración de los

incrementos de esfuerzo aplicados. Como puede observarse, Terzaghi (1925) consideró, dentro de las hipótesis contenidas en su teoría, que la variación del espesor del estrato (H) es tan pequeña que puede despreciarse, en tanto que Newland y Alelly (1960) consideran que la variación del mismo espesor (H) es una de las principales características que afectan la consolidación de las arcillas.

Leroueil (1996) señaló que el comportamiento unidimensional de las arcillas naturales está influenciado por factores tales como la velocidad de deformación (ε_v), la temperatura (T), la alteración debida al muestreo, la trayectoria de esfuerzos y algunos factores de reestructuración, destacando dicha influencia en el tramo estructurado (ó de recompresión) de la curva de compresibilidad. Mesri y Rokhasar (1974) indicaron que en el proceso de consolidación se establecen dos efectos: la consolidación primaria y la consolidación secundaria. Leroueil y otros (1985) determinaron que el fenómeno de la consolidación unidimensional se define por una relación única de esfuerzo vertical efectivo-deformación axial unitaria - velocidad de deformación ($\sigma\text{-}\varepsilon\text{-}\varepsilon_v$), que se describe simplemente mediante dos curvas, ya sea variando el esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó de preconsolidación (p'_c) con respecto a la velocidad de deformación (ε_v) ó bien presentando la curva normalizada del esfuerzo vertical efectivo contra la deformación axial unitaria ($\sigma'_{v\text{-}\varepsilon\%}$). También observaron Leroueil y otros (1985) que en algunos casos permanece una muy baja velocidad de deformación (ε_v), permitiendo el aumento de la resistencia de los suelos.

Wahls (1962) señaló que para arcillas inorgánicas, la consolidación primaria es mucho mayor que la consolidación secundaria. Por su parte Leroueil (1996) estableció que cuando un espécimen de arcilla se acerca al final de la consolidación primaria, se uniformiza la velocidad de deformación (ε_v) y consecuentemente convergen las curvas del esfuerzo vertical efectivo contra la deformación axial unitaria ($\sigma'_{v\text{-}\varepsilon\%}$) de diferentes especímenes; lo mismo ocurre durante la alineación sucesiva de cargas.

Moran y otros (1958), Hamilton y Crawford (1959) y Leonards y Girault (1961), indicaron que el coeficiente de consolidación secundaria (C_α) varía con el esfuerzo; afirmando Wahls (1962) que el mismo coeficiente (C_α) se utiliza para medir la magnitud de los efectos de consolidación secundaria; en tanto que Mesri (1974) señaló que este coeficiente de consolidación secundaria (C_α) corresponde al rango de consolidación secundaria en el cual se mide el esfuerzo final (σ'_f) y supone que es constante a través del tiempo (t).

Hamilton y Crawford (1959) indicaron que la frontera entre la consolidación primaria y la consolidación secundaria (R_s) está en función del tipo de prueba y de la velocidad de aplicación de la carga, mientras que Wahls (1962) indicó que las magnitudes relativas de la consolidación primaria y la consolidación secundaria (R_s) varían con el tipo de suelo; en tanto que Crawford (1965) estableció que tanto la consolidación primaria como la consolidación secundaria (R_s) tienen sólo divisiones empíricas para continuar el proceso de consolidación y esta frontera

está en función del procedimiento de prueba de laboratorio y de la velocidad de aplicación de la carga.

Newland y Allely (1960) y Wahls (1962) indicaron que la consolidación secundaria es independiente de la magnitud del incremento de esfuerzo ($\Delta\sigma$) y del esfuerzo total (σ_t).

Wahls (1962) señaló que no se presentará consolidación secundaria (R_s) hasta que ha concluido la consolidación primaria; en contraposición, Mesri y Rokhasar (1974) mencionan que ambos efectos empiezan simultáneamente con la aplicación del incremento de esfuerzo ($\Delta\sigma$).

Wahls (1962) señaló que la diferencia entre la consolidación primaria y la consolidación primaria teórica se debe a la consolidación secundaria (R_s) e indicó que las magnitudes relativas de la consolidación primaria y la consolidación secundaria (R_s) varían con el tipo de suelo. Mencionó que en suelos orgánicos y algunos limos inorgánicos, la magnitud de la consolidación secundaria es importante. Finalmente, estableció que la consolidación secundaria aumenta a medida que se disminuye el incremento de esfuerzo ($\Delta\sigma$).

Leonards y Altschaeffl (1964) mencionaron que las arcillas normalmente consolidadas (NC), sujetas a largos períodos de consolidación secundaria (R_s), no tendrán un tramo desestructurado largo hasta agregar un incremento de esfuerzo ($\Delta\sigma$) grande y la consolidación secundaria (R_s) se disminuye moderadamente en función del incremento de esfuerzo total ($\Delta\sigma_t$). Establecieron que en una etapa cercana a la diagenesis de los sedimentos de arcilla se puede fortalecer la estructura del suelo con el tiempo (t) para modificar los efectos de la consolidación secundaria (R_s), obteniéndose un esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c) mayor que el asociado sólo con la relación de vacíos (e).

Perret (1995) propuso una relación directa entre la consolidación primaria y la consolidación secundaria (R_s), a partir del estudio de la evolución del módulo cortante máximo (G_o) que está directamente relacionado con el esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c) y la estructuración durante la consolidación de los suelos.

C. Coeficiente de consolidación (C_v)

En lo referente al coeficiente de consolidación (C_v), dentro de sus hipótesis, Terzaghi (1925) estableció que este coeficiente (C_v) es constante durante todo el proceso de consolidación; mientras que Newland y Allely (1960) establecieron posteriormente que el mismo coeficiente (C_v) puede ser constante si se aplica un incremento de esfuerzo ($\Delta\sigma$) a dos muestras de la misma arcilla bajo la misma relación de vacíos (e) pero con diferentes espesores (H), observando que el mismo coeficiente (C_v) es notablemente dependiente del espesor de la muestra (H).

D. Coeficiente de permeabilidad (k)

Referente al tema del coeficiente de permeabilidad (k), que fue tratado por Mesri y Olson (1971) y Mesri y Rokhasar (1974), quienes consideraron que durante la consolidación disminuye el mismo coeficiente (k) con la relación de vacíos (e) debido a una reducción total de los espacios vacíos y posibles cambios en la geometría de los canales de flujo. Esta afirmación es apoyada más adelante por Nash y otros (1992), quienes mostraron una clara tendencia a disminuir el coeficiente de permeabilidad (k) con la relación de vacíos (e), mostrando una anticipada variación lineal. Lo anterior confirma una de las hipótesis de Terzaghi (1925), quien formuló que el coeficiente de permeabilidad (k) es variable durante el fenómeno de consolidación unidimensional.

E. Esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c)

Casagrande (1936), Leonards y Altschaeffl (1964), Bjerrum (1967), Margason y Arango (1972) y Mesri y Rokhasar (1974), indicaron que la sobreconsolidación y la edad de las arcillas generan un esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c), a partir del cual ocurre un cambio abrupto en la pendiente de la curva (e-log σ'_v). Leonards y Ramianh (1959) observaron cambios importantes en la magnitud del coeficiente de consolidación (C_v) aplicando esfuerzos menores que el esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c). Leonards y Altschaeffl (1964) establecen que análogamente a los efectos de estructuración, bajo el esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c), el esqueleto mineral de una arcilla sedimentada artificialmente puede recibir un incremento de esfuerzo ($\Delta\sigma$) antes que se presente un desplazamiento de partículas. Bjerrum (1967) mostró que el esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c) será mayor bajo un esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) mayor que ha cumplido constantemente con un incremento anterior.

Mesri y Rokhasar (1974) establecen que en las arcillas de antigua depositación y altamente sensitivas se ha desarrollado el esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c), como resultado de una consolidación secundaria, cementación ó mecanismos tixotrópicos que exhiben valores bajos de la relación C_r/C_c .

Morin y otros (1983) mostraron que para una relación del OCRs que se encuentre en un rango comprendido entre 1.2 y 2.5, el esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c) obtenido de pruebas convencionales de odómetro tiene un buen acercamiento con los resultados in situ, mientras que para valores diferentes de la relación OCRs estos valores resultaron ligeramente subestimados con respecto a los resultados in situ.

Tanto Leroueil y otros (1983) como Nash y otros (1992) establecieron que para una gran variedad de depósitos de arcillas marinas los esfuerzos de fluencia (σ'_y) ó esfuerzos de preconsolidación (p'_c) dependen de la velocidad de deformación (ε_v), independientemente del tipo de prueba. Tavenas y otros (1983) y Nash y otros (1992) mencionaron que los esfuerzos de fluencia (σ'_y) ó esfuerzos de preconsolidación (p'_c) tienen ciertos errores de origen, debido a gradientes muy pequeños en la presión de poro (Δu) y a la no uniformidad de la relación de vacíos (e) alrededor del esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c).

Nash y otros (1992) encontraron cierta similitud entre las cargas para esfuerzos verticales efectivos (σ'_v) mayores que los esfuerzos de fluencia (σ'_y) ó esfuerzos de preconsolidación (p'_c), conservando en todos los casos la misma característica de concavidad de las curvas; de igual forma, para valores del esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) menores que los esfuerzos de fluencia (σ'_y) ó esfuerzos de preconsolidación (p'_c), las cargas de las curvas son paralelas, con un desplazamiento vertical por la diferencia en las relaciones de vacíos iniciales (e_0).

Leroueil (1996) estableció que el esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c) se puede describir como una función de la velocidad de deformación y la temperatura $\sigma'_y = f(\varepsilon_v, T)$.

F. Esfuerzo vertical efectivo (σ'_v)

Leonards y Altschaeffl (1964) indicaron que el incremento de esfuerzo ($\Delta\sigma$) dependerá de la sobrecarga de esfuerzo vertical efectivo (σ'_v).

Leroueil (1996) mencionó que en el tramo estructurado (ó preconsolidado) de la curva de compresibilidad, los principales factores que influyen en la compresibilidad de las arcillas naturales son la velocidad de deformación (ε_v) y la temperatura (T). Agregó que un espécimen de arcilla que se encuentre sometido a un esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) constante, en el tramo estructurado (ó preconsolidado) de la curva de compresibilidad, experimenta una deformación vertical debido a un cambio de temperatura (T).

G. Estructuración

Casagrande (1932), Locat y Lefebvre (1985) y Burland (1990) indicaron un desarrollo frecuente de cierta estructuración durante la diagenesis de las arcillas naturales. Por su parte, Leonards y Altschaeffl (1964) y Perret (1995) mostraron que en una etapa cercana a la diagenesis de los sedimentos de arcilla, se puede fortalecer la estructura del suelo con el tiempo para modificar los efectos de consolidación secundaria (R_s) y provocar un esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación p'_c , mayor con respecto al asociado sólo como la relación de vacíos (e).

Taylor (1942) estableció que los efectos de consolidación secundaria están influenciados por ciertos “tipos de estructura viscosa” causada por los esfuerzos cortantes (τ) desarrollados durante la consolidación primaria; mientras que, como ya se comentó, Jamiolkowski y otros (1985) y Leroueil (1996) señalaron que este tipo de estructuración genera el fenómeno del creep, la cual comentan, se presenta durante la disipación de la presión de poro (Δu).

Leonards (1972) indicó que para los materiales de reciente depositación, los efectos de estructuración son importantes mientras que Perret y otros (1995) y Leroueil (1996) establecieron que la materia orgánica aparece como un factor de influencia en la estructuración de los suelos arcillosos; este fenómeno les sirvió como apoyo para definir el rango estructurado de la curva de compresibilidad en las arcillas naturales.

Leroueil (1996) comentó que se pueden desarrollar los efectos de estructuración durante la consolidación de los suelos arcillosos, pero son diferentes de suelo a suelo; además mencionó que este fenómeno se puede presentar también en los depósitos de arcilla normalmente consolidadas que indican que la estructuración puede ser menor en algunos casos.

H. Índice de compresión (C_c)

Skempton (1944) indicó que el índice de compresión (C_c) está relacionado con el límite líquido de las arcillas sedimentarias normalmente consolidadas a partir de la siguiente expresión: $C_c = 0.009 (LL - 10)$.

Berry y Wilkinson (1969) establecieron que la relación existente entre el índice de recompresión y el índice de compresión (C_r/C_c) frecuentemente queda dentro de los límites de $\frac{1}{2}$ y 2, mientras que Ladd (1971), para obtener el índice de compresión (C_c) a partir de correlaciones empíricas, sugiere valores de la misma relación C_r/C_c . Mesri y Rokhasar (1974) establecieron que los valores altos de la relación C_r/C_c están asociados con arcillas sobreconsolidadas.

Burland (1990) y Nash y otros (1992) indican una tendencia intrínseca a una compresibilidad promedio $C_c^* = 0.46$.

I. Muestreo

Schmertmann (1955), La Rochell y otros (1981), Lacasse y otros (1985), Leroueil y Kabbaj (1987), Highty otros (1992) y Magnan y otros (1994) y Leroueil (1996) indicaron que la alteración debida al muestreo tiene influencia sobre los parámetros de compresibilidad de las arcillas, disminuyendo el esfuerzo de fluencia, lo cual sobreestima los asentamientos reales.

J. Presión de poro (u)

Bjerrum (1967) indicó que al aplicar en una arcilla seca un incremento de carga lo suficientemente grande para que ocurra el asentamiento instantáneo del elemento, habrá un tramo elástico. De igual forma señaló que para un elemento saturado se presentará un retardo en la consolidación debido a la expulsión del agua de poro.

Nash y otros (1992) mencionaron que la presencia de sales en el agua de poro influyen en el cálculo del peso volumétrico (γ) y la relación de vacíos (e), tanto en muestras secas como saturadas. Comentaron también que para una baja velocidad de deformación (ϵ_v), la presión de poro (u) no aumentó, hasta incrementarse notablemente los esfuerzos por arriba de los esfuerzos de campo (σ).

K. Relación de vacíos contra el esfuerzo vertical efectivo ($e-\sigma'_v$)

Terzaghi (1923), Mesri (1974) y Mesri y Rokhasar (1974) establecen una relación lineal entre la relación de vacíos y el esfuerzo vertical efectivo ($e-\sigma'_v$) independientemente de la historia de esfuerzos y del tiempo, así como un coeficiente de permeabilidad (k) constante durante el proceso de consolidación.

L. Temperatura (T)

Leroueil (1996) estableció que en el tramo desestructurado (ó normalmente consolidado) de la curva de compresibilidad y bajo el esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c), el cambio de la temperatura tiene un efecto importante sobre la compresibilidad de las arcillas.

M. Trayectoria de drenaje (H)

Leonards y Altscheffl (1964) señalaron que la trayectoria de drenaje (H) está relacionada con el tiempo de consolidación. También indicaron que los efectos de linealidad en los mecanismos de la compresibilidad aumentan cuando se ensayan especímenes de pequeño espesor.

Bjerrum (1967) observó un rápido incremento en el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) cerca del drenaje libre, aproximadamente igual que cuando el suelo está seco. También indicó que el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) se incrementa más lentamente en los elementos de arcilla localizados a una distancia mayor a partir de la línea de drenaje, por lo que se presentará un mayor retardo en el proceso de consolidación.

Berre e Iversen (1972), indicaron que existe una influencia de la longitud de la trayectoria de drenaje en la velocidad de consolidación y la disipación de la presión de poro (u) en arcillas blandas que exhiben un largo período de consolidación secundaria (R_s). Además señaló lo siguiente: en especímenes de pequeña altura (H) el esfuerzo vertical aumentó rápidamente con respecto a la deformación axial

unitaria ($\varepsilon\%$), y la disminución del coeficiente de permeabilidad (k) durante la disipación de la presión de poro fue relativamente pequeña, ajustándose la teoría de Terzaghi (1925) aproximadamente bien en la primera parte de la consolidación primaria, resultando un m_v relativamente pequeño y un coeficiente de consolidación (C_v) relativamente grande. En contraposición, para especímenes de mayor altura, el esfuerzo efectivo aumentó muy lentamente cuando la deformación axial unitaria, quebrando rápidamente la curva de compresibilidad en el esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c); la disminución del coeficiente de permeabilidad (k) durante la disipación de la presión de poro resultó mayor que en el caso anterior; el valor del coeficiente de compresibilidad (m_v) resultó mayor y un coeficiente de consolidación (C_v) mucho menor que en el caso anterior. La teoría de Terzaghi (1925) se podría aplicar aproximadamente bien excepto en la parte inicial de la consolidación primaria, si el valor del coeficiente de compresibilidad (m_v) se basa en una consolidación total equivalente (instantánea más un retraso). Finalmente, considerando una altura media, los valores del coeficiente de compresibilidad (m_v) y el coeficiente de consolidación (C_v) aumentan y disminuyen respectivamente con el aumento de la altura del espécimen debido al retraso en la consolidación y al tiempo (t) en que tiene lugar la disipación de la presión de poro (u).

Berre e Iversen (1972), Mesri y Feng (1986), Leroueil y otros (1986) y Imai y Tang (1992), Leroueil (1996) indicaron que las curvas (σ - $\varepsilon\%$) esfuerzo-deformación axial unitaria dependen de la posición relativa del subespecimen en la trayectoria de drenaje (H), mencionando que al inicio del período de carga, la velocidad de deformación (ε_v) del punto cercano a la trayectoria de drenaje es mayor que la del punto cercano a la trayectoria impermeable.

Lavalle y otros (1990) señalaron que para una trayectoria de drenaje relativamente pequeña, la presión de poro (U) disminuye y como consecuencia el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) aumenta continuamente durante la consolidación de un depósito de arcilla; adicionalmente, para una trayectoria (H) de drenaje de mayor longitud, la masa de arcilla no fue capaz de expulsar el exceso de la presión de poro (Δu), lo cual lo atribuyeron a los efectos del creep.

N. Trayectoria de esfuerzos

Leroueil y otros (1996) estableció que el comportamiento de las arcillas depende esencialmente de la trayectoria de esfuerzos, de tal forma que bajo condiciones unidimensionales, la trayectoria de esfuerzos permanece cercana a $K_{onc} = 1 - \text{sen } \phi'$ para un suelo normalmente consolidado; esto puede variar significativamente cuando el suelo está preconsolidado, dependiendo en particular de las condiciones iniciales de esfuerzo, señalando que este aspecto puede tener importantes consecuencias cuando se estima el esfuerzo vertical in situ en arcillas preconsolidadas.

V. CONCLUSIONES

El fenómeno de la consolidación de los suelos es un tema que tiene un lugar dentro de la ciencia moderna, debido a su gran complejidad e igual importancia, ya que para su correcta obtención se involucran diferentes conceptos, tales como el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v), la deformación axial unitaria ($\varepsilon\%$), el tiempo (t) en el que ocurre el fenómeno, la presión de poro (u), la longitud de la trayectoria de drenaje ó espesor de la muestra (H), etc., sin dejar de destacar que el material analizado lleva implícita una complejidad por la gran variedad de sus propiedades físicas y mecánicas. Un caso particular es la arcilla de la Ciudad de México, la cual se ha considerado como un material con propiedades extremas (Marsal y Mazari, 1959; Zeevaert, 1982, 1988), por lo que no sorprende que sea un tópico de gran interés para muchos investigadores e ingenieros.

Bajo este contexto y a partir de las ideas pioneras del profesor Karl Terzaghi (1925), se decide retomar el tema tratado por diversos autores especialistas, quienes enriquecen la teoría de Terzaghi (1925) ayudados con el avance de la ciencia, con el objeto de agrupar ciertos conceptos de interés en torno al mismo y plantear una revisión comparativa que lleve a la reflexión.

Es necesario destacar, que se mencionan sólo publicaciones consideradas como relevantes, sin restar importancia a las muchas otras que se encuentran en la literatura y que de igual forma han contribuido a un mejor entendimiento del fenómeno, enriqueciendo con ideas nuevas en el transcurrir del tiempo.

Dentro de las principales conclusiones derivadas de este trabajo se tiene que:

- La alteración durante el muestreo tiene influencia sobre los parámetros de compresibilidad de las arcillas, disminuyendo el esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c), lo cual sobreestima los asentamientos reales. (Magnan y otros, 1955; Schmertmann, 1955; La Roche y otros, 1981; Lacasse y otros, 1985; Leroueil y Kabbaj, 1987 y Hight y otros, 1992).
- La sobreconsolidación y la edad de las arcillas generan un esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c), a partir del cual ocurre un cambio abrupto en la pendiente de la curva de compresibilidad. (Casagrande, 1936; Leonardo y Altschaeffl, 1964; Bjerrum, 1967; Margason y Arango, 1972 y Mesri y Rokhasar, 1974).
- La pendiente del tramo estructurado ó preconsolidado de la curva de compresibilidad (C_r : índice de recompresión) es constante en un amplio rango del esfuerzo efectivo (σ'_v). (Mesri y Rpkhasar, 1974; Leeoueil, y otros, 1983 y Nash y otros, 1992).
- Los valores altos de la relación C_r/C_c están asociados con arcillas sobreconsolidadas. (Mesry y Rokhasar, 1974)

- En una etapa cercana a la diagenesis de los sedimentos de arcilla, se puede fortalecer la estructura del suelo con el tiempo (t), para modificar los efectos de la consolidación secundaria (R_s) y dar un esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c) mayor al asociado sólo con la relación de vacíos (e). (Casagrande, 1936; Leonardo y Altschaeffl, 1964; Bjerrum, 1967; Locat y Lefebvre, 1985; Burland, 1990; Perret, 1995).
- El comportamiento unidimensional de las arcillas naturales está influenciado por la velocidad de deformación (ϵ_v), la temperatura (T), la alteración debida al muestreo, la trayectoria de esfuerzos y algunos factores de reestructuración, destacando dicha influencia en el tramo estructurado ó de recompresión de la curva de compresibilidad. (Casagrande, 1932; Taylor, 1942; Schmertmann, 1955; Leonardo y Altschaeffl, 1964; Crawford, 1965; Bjerrum, 1967; La Rochelle y otros, 1981; Leroueil y otros, 1985; Locat y Lefebvre, 1985; Jamiolkwski y otros, 1985; Leroueil y Kabbaj, 1987; Burland, 1990; Hight y otros, 1992; Magnan y otros, 1994; Perret, 1995 y Leroueil, 1996).
- El esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c) se puede describir como una función de la velocidad de deformación (ϵ_v) y la temperatura (T). (Taylor, 1942; Crawford, 1965; Bjerrum, 1967; Leroueil y otros, 1983; Nash y otros, 1992 y Leroueil, 1996).
- La consolidación secundaria es independiente de la magnitud del incremento de esfuerzo ($\Delta\sigma$) y del esfuerzo total (σ_t). (Newland y Allely, 1960; Wahls, 1962; Leonardo y Altschaeffl, 1964).
- La materia orgánica es un factor de influencia en la estructuración de los suelos arcillosos. Perret y otros, 1995; Leroueil, 1996).

El constante contacto con la realidad, dentro del área de la Mecánica de Suelos, hace necesario una revisión continua de los avances sobre el fenómeno que ahora nos ocupa, ya que cada nuevo caso es un problema de investigación y por consiguiente las discrepancias o similitudes, son el producto de los esfuerzos que se vienen realizando en el campo de la investigación. Se han logrado grandes avances al respecto, sin embargo, muchos problemas analíticos están pendientes de solución; las teorías de elasticidad y plasticidad han demostrado en la práctica tener trascendencia, pero deberá continuarse con el estudio del fenómeno de consolidación de los suelos para seguir enriqueciendo con un mayor entendimiento los diferentes conceptos involucrados en torno al tema.

Esperando que esta recopilación de algunas investigaciones realizadas acerca del fenómeno de la consolidación, contribuyan en cierta forma a una consulta rápida, se deja el espacio abierto para nuevas contribuciones ya que las investigaciones serán infinitas, así como lo son las incertidumbres del fenómeno.

LISTA DE FIGURAS

1. Curva típica de compresibilidad (e -log σ'_v). Terzaghi, 1925.
2. Curva de compresibilidad típica de los suelos con un alto contenido de partículas laminares, representada en papel doble logarítmico. Terzaghi, 1925.
3. Efectos del incremento de carga en la forma de las curvas deformación contra tiempo (δ - t) de la arcilla inalterada de la Ciudad de México. Marsal y otros, 1950.
- 4a y 4b. Resultados típicos de la parte final de la curva de consolidación secundaria, del tiempo (t) en escala logarítmica contra el cambio en la relación de vacíos (Δe) de las arcillas de Nueva Zelanda. Newland y Allely, 1960.
5. Curvas del Grado de consolidación $U(\%)$ contra la raíz cuadrada del tiempo (t)^{1/2} en escala logarítmica, de pruebas sobre especímenes remoldeados, mostrando semejanza con las curvas teóricas de Taylor (1942). Newland y Allely, 1960.
- 6a. Efectos de varios factores, tales como el espesor inicial (H_0) y la duración del incremento de esfuerzo, en las curvas de la relación de vacíos contra el esfuerzo vertical efectivo en escala logarítmica (e -log σ'_v). Newland y Allely, 1960.
- 6b. Comparación entre incrementos de corta y larga duración en muestras remoldeadas. Newland y Allely, 1960.
7. Efecto de la duración del incremento de esfuerzo ($\Delta\sigma$) en las curvas de la relación de vacíos (e) contra el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) en escala logarítmica, en las arcillas de Nueva Zelanda, durante la consolidación primaria. Newland y Allely, 1960.
8. Curvas que muestran la influencia de la relación presión de poro (u)/ incremento de esfuerzo ($\Delta\sigma$), con respecto al tiempo (t) en escala logarítmica, en arcillas inalteradas de la Ciudad de México. Leonards y Girault, 1961.
9. Modelo reológico. Gibson y Lo, 1961.
- 10a y 10b. Curvas típicas del cambio en la relación de vacíos (Δe) contra el tiempo (t) en escala logarítmica. Wahls, 1962.
11. Efecto de la velocidad de la carga en la curva de compresión-sedimentación. Leonards y Altschaeffl, 1964.
12. Curvas típicas de compresión contra el tiempo (t) en escala logarítmica en arcillas caolinitas congeladas. Leonards y Altschaeffl, 1964.
13. Consolidación secundaria (R_s) contra el esfuerzo total (σ_t), en arcillas caolinitas congeladas. Leonards y Altschaeffl, 1964.
14. Modelos reológicos usados para comparar la disipación de presión de poro (Δu). Leonards y Altschaeffl, 1964.
15. Curvas del Grado de consolidación ($U\%$) contra el tiempo (t) en escala logarítmica, predichas mediante varios modelos reológicos. Leonards y Altschaeffl, 1964.

16. Posible correspondencia del Grado de consolidación ($U\%$) y la disipación de la presión de poro ($1-U/U_0\%$), dibujados contra el tiempo (t) en escala logarítmica, para un modelo de resorte no lineal con $n=1$. Leonards y Altschaeffl, 1964.
- 17a. Modelo reológico de acuerdo con la teoría no lineal de Barden. Barden, 1965.
- 17b. Curvas experimental y teórica de la velocidad de deformación (ϵ_v) contra la resistencia a la compresión, para un incremento de carga de 5. Barden, 1965.
18. Relación entre el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v), la deformación axial unitaria ($\epsilon\%$), y el tiempo de carga sostenida (t) en escala logarítmica, para una arcilla normalmente consolidada durante el proceso de consolidación unidimensional. Bjerrum, 1967.
- 19a. Correlaciones empíricas para obtener el índice de compresión (C_c) en depósitos de suelos naturales, en función del contenido natural de agua ($w\%$). Ladd, 1971.
- 19b. Valores de la relación del índice de recompresión entre el índice de compresión (C_r)/(C_c), correspondientes a los tramos reestructurado (ó preconsolidado) y estructurado (ó normalmente consolidado, NC), respectivamente, en la curva de compresibilidad. Ladd, 1971.
20. Comparación de las curvas experimental y teórica de la deformación axial unitaria ($\epsilon\%$) y la presión de poro (u) contra el tiempo (t) en escala logarítmica, de acuerdo con la teoría de Gibson y Lo (1961). Berre e Iversen, 1972.
21. Comparación de las curvas teórica y experimental de la deformación axial unitaria ($\epsilon\%$) y la presión de poro (u), contra el tiempo (t) en escala logarítmica, de acuerdo con la teoría de Barden (1965). Berre e Iversen, 1972.
22. Comparación de las curvas experimental y teórica de la deformación axial unitaria ($\epsilon\%$) y la presión de poro (u), contra el tiempo (t) en escala logarítmica, de acuerdo con la teoría de Terzaghi, para cuatro incrementos de carga. Berre e Iversen, 1972.
23. Curvas de la relación del esfuerzo vertical efectivo (σ'_v/σ'_{v0}) contra la deformación axial unitaria ($\epsilon\%$) durante la consolidación primaria y secundaria para pruebas de odómetro en especímenes con diferentes alturas. Berre e Iversen, 1972.
24. Comparación de las curvas experimental y teórica de la deformación vertical unitaria ($\epsilon\%$) y la presión de poro (u), contra el tiempo (t) en escala logarítmica, de acuerdo a la teoría de Terzaghi, para el incremento de carga No. 5. Berre e Iversen, 1972.
25. Medida y cálculo del coeficiente de permeabilidad (k). Berre e Iversen, 1972.
26. Relación de vacíos (e) contra la permeabilidad (k) y el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v), remplazada por dos líneas rectas que representan el tramo estructurado (ó de recompresión) y el tramo desestructurado (ó

normalmente consolidado, NC) de la curva de compresibilidad. Mesri y (ver figura 3). Rokhasar, 1974.

27. Efecto de la velocidad de deformación (ϵ_v) sobre el esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó esfuerzo de preconsolidación (p'_c). Leroueil, 1985.
28. Relación observada entre el esfuerzo efectivo (σ'_v) contra la deformación axial unitaria ($\epsilon\%$) y la relación de vacíos (e), basados en estudios de Berre e Iversen (1972). Mesri y Feng, 1986.
29. Curvas típicas de compresión para la arcilla de Vasby, graficando la relación de vacíos (e) contra el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v). Leroueil y Kabbaj, 1987.
30. Curvas de la relación de vacíos (e) contra el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v), para especímenes tomados a poca profundidad (alrededor de 5 m) junto con los resultados de una muestra reconstruida. Nash y otros, 1992.
31. Comparación de las curvas a) Relación de vacíos (e) contra el esfuerzo vertical efectivo (σ'_c) y el módulo de contracción ($1/m_v$) contra el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) en escala logarítmica. b) Volumen específico ($1+e$) contra el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v). Nash y otros, 1992.
32. Comportamiento de la fluencia. a) Relación del esfuerzo de fluencia (σ'_y/σ'_{y0}) contra la velocidad de deformación (ϵ_v). b) Esfuerzo de fluencia normalizado (σ'_y/σ'_{y0})/1.6 contra la velocidad de deformación (ϵ_v). Nash y otros, 1992.
33. Comparación entre el comportamiento de los especímenes del 16B-1 al 4 durante el incremento de carga en las pruebas. a) Relación de vacíos(e) contra el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) en escala logarítmica. b) Deformación vertical ($\epsilon\%$) contra el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) en escala logarítmica. Nash y otros, 1992.
34. Variación del esfuerzo de fluencia: esfuerzo de fluencia (σ'_y), relación del esfuerzo de fluencia (σ'_y/σ'_{y0}) y el índice de compresión (C_c) contra la profundidad. Nash y otros, 1992.
35. Gráfica de la relación de vacíos (e) contra el esfuerzo efectivo (σ'_v) en escala logarítmica que indica el comportamiento de especímenes reconstruidos. Nash y otros, 1992.
36. Coeficiente de Permeabilidad (k) determinado a partir de pruebas con velocidad de deformación constante (ϵ_v). a) Relación de vacíos (e) contra la permeabilidad (k) en escala logarítmica para diferentes velocidades de carga. B) Relación de vacíos (e) contra el coeficiente de permeabilidad (k) en escala logarítmica, sobre especímenes obtenidos a diferentes profundidades. Nash y otros, 1992.
37. Gráfica de la relación de vacíos (e) en sitio y profundidad contra el coeficiente de permeabilidad (k), determinados de pruebas de velocidad constante de deformación (ϵ_v) y pruebas con flujo de agua. Nash y otros, 1992.
38. Resultados de pruebas típicas de odómetro CRS obtenidas para diferentes velocidades de deformación (ϵ_v) y diferentes temperaturas (T). Deformación axial unitaria ($\epsilon_v\%$) contra el esfuerzo vertical efectivo medio (σ'_v). Presión

de poro en exceso en la base (Δu) contra el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v). Leroueil, 1996.

39. Consolidación unidimensional de la arcilla de Berthierville: a) Esfuerzo de fluencia (σ'_y) ó presión de preconsolidación (p'_c) en función de la velocidad de deformación ($\dot{\epsilon}_v$) b) Deformación axial unitaria ($\epsilon\%$) en función del esfuerzo efectivo normalizado (σ'_v/σ'_y). Leroueil, 1996.

Notación

Adherencia entre partículas.- α
Cambio en la relación de vacíos.- Δe
Coeficiente de compresibilidad.- m_v
Coeficiente de consolidación.- C_v
Coeficiente de consolidación secundaria.- C_{α}
Coeficiente de permeabilidad.- k
Coeficiente de variación volumétrica.- a_v
Consolidación secundaria.- R_s
Deformación axial unitaria.- $\varepsilon\%$ (deformación vertical)
Deformación volumétrica.- ε_v
Diferencial de la presión de poro.- Δu
Disipación de presión de poro $1-U/U_0$
Esfuerzo de fluencia.- σ'_y (esfuerzo de preconsolidación, p'_c)
Esfuerzo vertical efectivo.- σ'_v
Esfuerzo cortante.- τ
Esfuerzo final.- σ'_f
Esfuerzo total.- σ'_t
Espesor inicial de la muestra.- H_0
Factor tiempo.- T
Final de la curva de consolidación primaria.- EOP
Grado de consolidación.- β ; $U\%=y$ (y última)
Incremento de esfuerzo.- $\Delta\sigma$
Índice de compresión.- C_c
Índice de consolidación secundaria.- C_{α}
Índice de recompresión.- C_r
Límite líquido.- W_L
Longitud de la trayectoria de drenaje.- H (espesor del estrato)
Módulo cortante máximo.- G_0
Peso volumétrico.- γ
Presión de poro en exceso.- Δu (diferencial de la presión de poro)
Presión de poro inicial.- u_0
Presión final.- σ'_f
Relación de Poisson.- ν
Relación de vacíos.- e
Relación de vacíos inicial.- e_0
Retardo de la viscosidad en compresión.- Creep
Temperatura.- T
Tiempo de aplicación de la carga.- t
Tiempo correspondiente al 50% de consolidación.- t_{50}
Variación de volumen.- ΔV (cambio volumétrico)
Velocidad de deformación.- ε_v

REFERENCIAS

- Altschaeffl, A. G., Compressibility of Artificially Sedimented Clays, thesis presented to Purdue University, at Lafayette, Ind., in 1960, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.
- Barden, L. (1968). Primary and Secondary Consolidation of Clay and Peat. *Geotechnique*, London, England, Vol. 18, No. 1, 1 – 24. (Tomado de Berre, T. and Iversen, K. (1972). Oedometer tests with different specimen heights on a clay exhibiting large secondary compression. *Geotechnique* 22 No. 1, 53-70).
- Berre, T. and Iversen, K. (1972). Oedometer tests with different specimen heights on a clay exhibiting large secondary compression. *Geotechnique* 22 No. 1, 53-70.
- Bjerrum, L. (1967). Seventh Rankine Lecture. Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings. *Geotechnique* 17, No. 2, 81-118. (Tomado de Berre, T. and Iversen, K. (1972). Oedometer tests with different specimen heights on a clay exhibiting large secondary compression. *Geotechnique* 22 No. 1, 53-70).
- Casagrande, A. (1932). The structure of clays and its importance in foundation engineering. *J. Boston Soc. Civ. Engrg.*, 19(4), 168-209. (Tomado de Leroueil, S. (1996). Compressibility of Clays: Fundamental and Practical Aspects. *Journal of Geotechnical engineering.*, 534-543).
- Crawford, B. C., (1964). Interpretation of the Consolidation Test. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, 87-102.
- Díaz-Rodríguez, J. A. y otros (1992). Yielding of Mexico City Clay and Other Natural Clays. *Journal of Geotechnical engineering*, 981-995.
- Erickson, L. G., (1989). Temperature effects on consolidation properties of sulphide clays. *Proc. 12th ICSMFE, Río Janeiro*, 3, pp. 2087 – 2090. (Tomado de Leroueil, S. (1996). Compressibility of Clays: Fundamental and Practical Aspects. *Journal of Geotechnical engineering.*, 534-543).
- Gibson, R. E. y Lo, K. Y., (1961). A Theory of Consolidation of Soils Exhibiting Secondary Compression of Clays, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 87, No. SM4, Proc. Paper 2885, p.61. (Tomado de Berre, T. and Iversen, K. (1972). Oedometer tests with different specimen heights on a clay exhibiting large secondary compression. *Geotechnique* 22 No. 1, 53-70).
- Gibson R. E., Schiffman R. L., and Cargill K. W. (1981). The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays: ii, finite non-linear consolidation of thick homogeneous layers. *Can. Geotech. J.* 18, 280-293. (Tomado de Mesri G. y Rokhsar, A., Associate Members, ASCE. (1974). Theory of Consolidation for Clays. *Journal of the Geotechnical engineering Division ASCE* 889-904).
- Girault P., (1960). A Study of the Consolidation of Mexico City Clay, thesis presented to Purdue University at Lafayette, Ind., in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy. (Tomado de Berre, T. and Iversen, K. (1972). Oedometer tests with different specimen heights on a clay exhibiting large secondary compression. *Geotechnique* 22 No. 1, 53-70).

- Imai G. y Tang Y. X., (1992). A Constitutive equation of one-dimensional consolidation derived from Inter.-connected test. Soil and found Tokyo, Japan 32(2), 83 – 96. (Tomado de Leroueil, S. (1996). Compressibility of Clays: Fundamental and Practical Aspects. Journal of Geotechnical engineering, 534-543).
- Juárez, E. (2001). Predicción de hundimientos a largo plazo de obras civiles construidas sobre suelos compresibles.
- Juárez E. (1991). Thirty years of secondary consolidation in sensitive marine clay: Discussion. Can. Geotech. J. 28, 466-467.
- Lacasse y otros (1985). Block sampling of sensitive clays. Proc. 11th ICSMFE, San Francisco, 2, pp. 287 – 892. (Tomada de Leroueil, S. (1996). Compressibility of Clays: Fundamental and Practical Aspects. Journal of Geotechnical engineering, 534-543).
- Ladd, C. C., (1971). Settlement Analysis of Cohesive Soils., Publication 272, Massachusetts Institute of Technology, Department, Cambridge, Mass., pp. 92. (Tomado de Mesri, G., y Choi, Y. K. (1985). Settlement analysis of embankments of soft clays. J. Geotech. Engrg., ASCE, 111(4), 441-464).
- Lavallee, J. y otros (1990), Remblaidlessai pour vertier la consolidation de l'argile avec des grains synthetiques. Proc. 43rd Can. Geotechnique Conf., Quebec, Canada, 525 – 531. (Tomado de Leroueil, S. (1996). Compressibility of Clays: Fundamental and Practical Aspects. Journal of Geotechnical engineering, 534-543).
- Leonards, G. A., and Girault, P., (1961). A Study of the One-Dimensional Consolidation Test, Proceedings, 5th Internatl. Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engrg., Vol. 1, p. 213-218. (Tomado de Berre, T. and Iversenk, K. (1972). Oedometer tests with different specimen heights on a clay exhibiting large secondary compression. Geotechnique 22 No. 1, 53-70)).
- Leonards, G. A., and Ramiah, B. K., (1959). Time Effects in the Consolidation of Clays, Special Technical Publication No. 254, ASTM, p. 116-130. (Tomado de Berre, T. and Iversenk, K. (1972). Oedometer tests with different specimen heights on a clay exhibiting large secondary compression. Geotechnique 22 No. 1, 53-70).
- Leonards, G. A., F., ASCE, and Altschaeffl, A. G., M. ASCE, (1964). Compressibility of clay. Journal of the Soil mechanics and Foundations Division. Proceeding of the American Society of Civil Engineers. September: 133-155. (Tomado de Berre, T. and Iversenk, K. (1972). Oedometer tests with different specimen heights on a clay exhibiting large secondary compression. Geotechnique 22 No. 1, 53-70).
- Leroueil, S. (1996). Compressibility of Clays: Fundamental and Practical Aspects. Journal of Geotechnical engineering, 534-543.
- Leroueil, S., Kabbaj, M., Tavenas, F. y Bouchard, R. (1985). Stress-Strain-Strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays. Geotechnique London, U. K., 36(2), 288 – 290. (Tomado de Leroueil, S. (1996). Compressibility of Clays: Fundamental and Practical Aspects. Journal of Geotechnical engineering, 534-543).

- Leroueil, S., y Kabbaj, M., (1987). Discusión of Settlements análisis embankments on soft clays, by Mesri G. y Choi Yk. *Geotechnique Engrg.*, ASCE, 113(9), 1067 - 1070 (Tomado de Leroueil, S. (1996). *Compressibility of Clays: Fundamental and Practical Aspects*. *Journal of Geotechnical engineering*, 534-543).
- Lo, K. Y., (1961). Secondary Compression of Clays, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Asce, Vol. 87, No. SM4, Proc. Paper 2885, pp. 61-87. (Tomado de Berre, T. and Iversenk, K. (1972). Oedometer tests with different specimen heights on a clay exhibiting large secondary compression. *Geotechnique* 22 No. 1, 53-70).
- Locat y Lefebvre (1985). Compresibility and sensitivity of an artificially sedimented clay soil: The Grande Baleine marine clay, Québec, Canada Marine. (Tomada de Leroueil, S. (1996). *Compressibility of Clays: Fundamental and Practical Aspects*. *Journal of Geotechnical engineering*, 534-543).
- Marsal, R. J., Sandoval, R. And Hiriart, F., (1950). Curvas Deformación-Tiempo en las Arcillas del Valle de México (Time-Deformation Curves in cLays from the Valley of México), *Ingeniería Civil*, Año II, No. V., Colegio de Ingenieros Civiles de México, México City, VII-17. (Tomado de Leonards, G. A., F., ASCE, and Altschaeffl, A. G., M. ASCE, (1964). *Compressibility of clay*. *Journal of the Soil mechanics and Foundations Division*. *Proceeding of the American Society of Civil Engineers*. September, 133-155).
- Mesri, G., y Choi, Y. K. (1985). Settlement analysis of embakments of soft clays. *J. Geotech. Engrg.*, ASCE, 111(4), 441-464. (Tomado de Mesri G. y Rokhsar, A., Associate Members, ASCE. (1974). *Theory of Consolidation for Clays*. *Journal of the Geotechnical engineering Division ASCE*, 889-904).
- Mesri y Feng (1986). Discusion of Stress – strain – strain rate relation of the compresibility of sensitive natural clays by S. Leroueil, M. Kabbaj, F. Tavenas y R. Bouchard. *Geotechnique*, London, U. K. 36(2), 283, 287. (Tomado de Leroueil, S. (1996). *Compressibility of Clays: Fundamental and Practical Aspects*. *Journal of Geotechnical engineering*, 534-543).
- Mesri G. y Rokhsar, A., Associate Members, ASCE. (1974). *Theory of Consolidation for Clays*. *Journal of the Geotechnical engineering Division ASCE* 889-904.
- Nash y otros (1992). One-dimensional consolidation testing of soft clay from Bothkennar. *Geotechnique* 42. No. 2, 241-256.
- Newland, P. L. and Allely, B. H., (1960). A Study of the Consolidation Characteristics of a Clay, *Geotechnique*, Institution of Civ. Engrg., Vol. 10, No. 2, London, 62-74.
- Perret, D. y otros (1995). Strength development with burial during early diagenesis in fine grained sediments from Saguenay Fjord, Québec, Canada. *Can. Geotech. J.*, 32(2), 247-262 (Tomado de Leroueil, S. (1996) *Compressibility of Clays. Fundamental and Practical Aspects*. *Journal of Geotechnical engineering*, 534-543).
- Schmertmann, F. (1983). A simple question about consolidation. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, 109(1), 119-122.

- Taylor, D. W., Fundamentals of Soil Mechanics, John Wiley and Sons, Inc., New York N. Y., 1948., pp. 700. (Tomado de Mesri G. y Rokhsar, A., Associate Members, ASCE. (1974). Theory of Consolidation for Clays. Journal of the Geotechnical engineering Division ASCE, 889-904).
- Taylor, D. W. Researchon Consolidation of Clays. Pub. Massachussetts Inst. Technol. Dept. Civ. Sanit. Eng., Serial 82, 1942. (Tomado de Leonards, G. A., F., ASCE, and Altschaeffl, A. G., M. ASCE, (1964). Compressibility of clay. Journal of the Soil mechanics and Foundations Division. Proceeding of the American Society of Civil Engineers. September, 133-155).
- Terzaghi, K., (1925). Principles of Soil Mechanics-Settlement and Consolidation of Clay. Engineering News-Records, 874-878. (Tomado de Crawford, B. C., (1964). Interpretation of the Consolidation Test. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 87-102).
- Wahls, H. E., (1962). Analysis of Primary and Secondary Consolidation, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 88, No. SM6, Proc. Paper 3373, 207-231.