



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN

**“ANÁLISIS DE LA VISCOSIDAD INTERGRANULAR EN SUELOS FINOS
SATURADOS EN BASE A LA TEORÍA DE ZEEVAERT”**

TESIS

Que para obtener el título de
Ingeniero Civil
presenta

David Joel Albarrán Martínez



Asesor: Ing. Jorge Flores Nuñez

Enero 2005

m340.741



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

Autorizó a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE: David Joel Alvarado
Martínez

FECHA: 14-Ene-05

FIRMA: [Firma]

TABLA DE CONTENIDOS

INTRODUCCIÓN	3
ANTECEDENTES	3
CAPITULO 1. CARACTERÍSTICAS DE LOS SUELOS FINOS	5
1.1 Componentes del suelo.....	5
1.1.1 Estructura interna.....	8
1.1.2 Tipos de suelos finos	13
1.1.3 Composición mineralógica de las arcillas	14
1.1.4 Las arcillas de la ciudad de México.....	20
1.1.5 Estratigrafía.	21
CAPITULO 2. CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL.....	24
2.1 Relaciones esfuerzo–deformación–tiempo	24
2.2 Compresibilidad de los suelos	25
2.2.1 Compresión y consolidación unidimensional.....	26
2.2.2 Aparatos y pruebas de compresibilidad y consolidación en laboratorio ..	26
2.2.3 Compresión y consolidación de las arcillas.....	29
2.2.4 Retardos durante la compresión de las arcillas.....	30
2.3 Mecánica de la consolidación.....	31
CAPITULO 3. TEORÍA DE LA CONSOLIDACIÓN.....	35
3.1 Teoría de la Consolidación de Terzaghi.....	35
3.1.1 Solución a la ecuación diferencial de la consolidación	37
3.1.2 Proceso teórico de la consolidación.....	41
3.1.3 Comparación de las curvas de consolidación de laboratorio y teóricas ...	44
3.2 Compresión primaria	46
3.3 Compresión secundaria	48
CAPITULO 4. TEORIA DE ZEEVAERT PARA LA VISCOSIDAD INTERGRANULAR EN SUELOS FINOS SATURADOS.....	51
4.1 Esfuerzo crítico.....	51
4.2 Consideraciones teóricas	54
4.2.1 Modelo reológico de Kelvin.....	56
4.2.2 Modelo reológico de Zeevaert.....	57

4.3	Métodos de ajuste para la determinación de parámetros.....	59
4.3.1	Ajuste para curvas tipo I.....	60
4.3.2	Ajuste para las curvas Tipo II.....	63
CAPITULO 5. APLICACIÓN DE LA TEORÍA EN PRUEBAS DE LABORATORIO.....		68
5.1	Obtención de parámetros de consolidación de curvas tipo I	68
5.2	Obtención de parámetros de consolidación de curvas tipo II.....	71
5.3	Determinación de parámetros de consolidación y calculo de asentamientos para curvas tipo II. Ejemplos.	75
5.4	Determinación de parámetros de consolidación y calculo de asentamientos en una curva de consolidación según las teorías de Terzaghi y de Zeevaert	86
CONCLUSIONES		94
REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA		96

INTRODUCCIÓN

Desde hace décadas los ingenieros han dedicado parte de su vida al estudio de los suelos, lo cual los ha llevado a enfrentarse y a resolver una infinidad de problemas que se presentan con este tipo de material, esto debido principalmente a las características del mismo. Para nuestro estudio es importante dar una definición general de suelo, por lo que mencionaremos que un suelo es un material natural, particulado y multifásico. Es un material particulado porque está constituido por un sistema de partículas, que varían en tamaño, desde micras hasta varios centímetros. Es multifásico porque puede tener una fase sólida, una líquida y una gaseosa. A su vez el suelo presenta las siguientes características; es un material natural, heterogéneo, anisotrópico, no lineal y con defectos. En nuestro caso el tipo de suelos a analizar son los suelos finos saturados, tales como arcillas, arcillas limosas y limos arcillosos, los cuales se encuentran en ambientes lacustres, marinos y llanuras de inundación cerca de la desembocadura de los ríos. Estos suelos presentan un fenómeno llamado "viscosidad intergranular" comúnmente conocida como compresión secundaria (consolidación secundaria). Esta tesis tiene como objeto presentar una teoría alternativa elaborada por el Dr. Leonardo Zeevaert que nos permita analizar este tipo de fenómeno.

ANTECEDENTES

La teoría de la consolidación elaborada por Karl Terzaghi, quien es universalmente reconocido como el Padre de la Mecánica de Suelos fue desarrollada en 1925 en su libro titulado "Erdbaumechanik", publicación la cual se considera como el nacimiento de la Mecánica de Suelos. Ésta publicación dio la pauta sobre como tratar de una manera diferente los problemas de la mecánica de suelos, y por supuesto la metodología a usar y como ponerla en práctica. La presente tesis hace referencia al estudio de Terzaghi sobre el problema de la consolidación unidimensional, la cual como se verá en el cuerpo de esta tesis es de suma importancia para determinar las deformaciones y asentamientos que se producen en una masa de suelo debido a una sobrecarga.

Buisman (1936) y Gray (1936) fueron los primeros en citar diferencias respecto a los resultados previstos por la Teoría de la consolidación de Terzaghi, en referencia a la consolidación primaria que suele manejarse en dicha teoría, posteriores a estos surgieron otros investigadores, tales como el Dr. Donald Taylor, el cual mencionaba que posterior a la compresión primaria surgía un retardo plástico del material, aunque, sin embargo, este retraso ocurría también durante la compresión primaria (si se desea se puede profundizar en los estudios de Taylor sobre la consolidación realizados en su libro, el cual aparece en las referencias de esta tesis). Posterior a Taylor de igual manera surgieron otros tantos investigadores que se han dedicado desde hace tiempo a estudiar éste fenómeno.

La teoría que se maneja en esta tesis fue expuesta por el Dr. Leonardo Zeevaert, quien ha dedicado años de investigación y de estudio para dar un análisis satisfactorio al fenómeno catalogado por el mismo como "fenómeno viscoso intergranular".

En el capítulo primero se tratan las características de los suelos finos, desde su estructura hasta su composición mineralógica, de igual manera se presentan las principales relaciones gravimétricas y volumétricas de los suelos.

En el segundo capítulo habiendo definido y conocido los suelos finos se entra en materia, planteando las relaciones de esfuerzo-deformación y tiempo, las cuales interactúan con la compresibilidad y la consolidación en dichos suelos, así como las pruebas que se realizan para determinar la consolidación en un espécimen de suelo.

En el tercer capítulo se analiza la teoría de la consolidación de Terzaghi, así como sus alcances y limitaciones, de igual manera como se desarrolla el proceso teórico de la consolidación, y cual es el procedimiento de cálculo de asentamientos mediante esta teoría.

El capítulo cuarto trata sobre la Teoría de Zeevaert. Teniendo como bases la consolidación unidimensional y la teoría expuesta de Terzaghi se analiza el fenómeno de la viscosidad intergranular comúnmente conocido como compresión secundaria, mencionando las bases en que esta teoría se sustenta, así como el procedimiento que requiere para el cálculo de asentamientos.

Por último, en el capítulo quinto se aplica la teoría de Zeevaert a pruebas de laboratorio. La aplicación de esta teoría se realizó en algunas pruebas de consolidación en las cuales se determinaron asentamientos, de igual manera se analizó una curva de consolidación en donde se utilizó tanto la teoría de Terzaghi como la de Zeevaert para determinar asentamientos. El propósito fue comparar los rangos en que dichas teorías trabajan.

Los estudiantes y profesionales que consulten este trabajo deberán tener presente que sus críticas y comentarios serán bienvenidos para retroalimentar nuestros conceptos y análisis.

CAPITULO 1. CARACTERÍSTICAS DE LOS SUELOS FINOS

Para el desarrollo del presente trabajo es de suma importancia conocer el comportamiento del suelo. El comportamiento de los suelos está gobernado por su estructura, ya que de esta dependen grandes características especiales de los mismos, como puede ser su plasticidad, permeabilidad, el grado de compactación, entre otras. El objetivo de este primer capítulo es definir la constitución del suelo, sus características principales, así como su composición tanto a nivel estructural como a nivel mineralógico. Por último nos enfocaremos a dar un panorama general de las arcillas de la ciudad de México, debido a que éstas son las que van a establecer principalmente nuestro campo de estudio.

1.1 Componentes del suelo

Para el estudio del suelo es común considerarlo a éste como un "arreglo", en donde se distinguen tres fases: La fase sólida formada por partículas minerales, la fase líquida constituida por el agua y la fase gaseosa comprendida principalmente por el aire. Ver Fig. 1.1

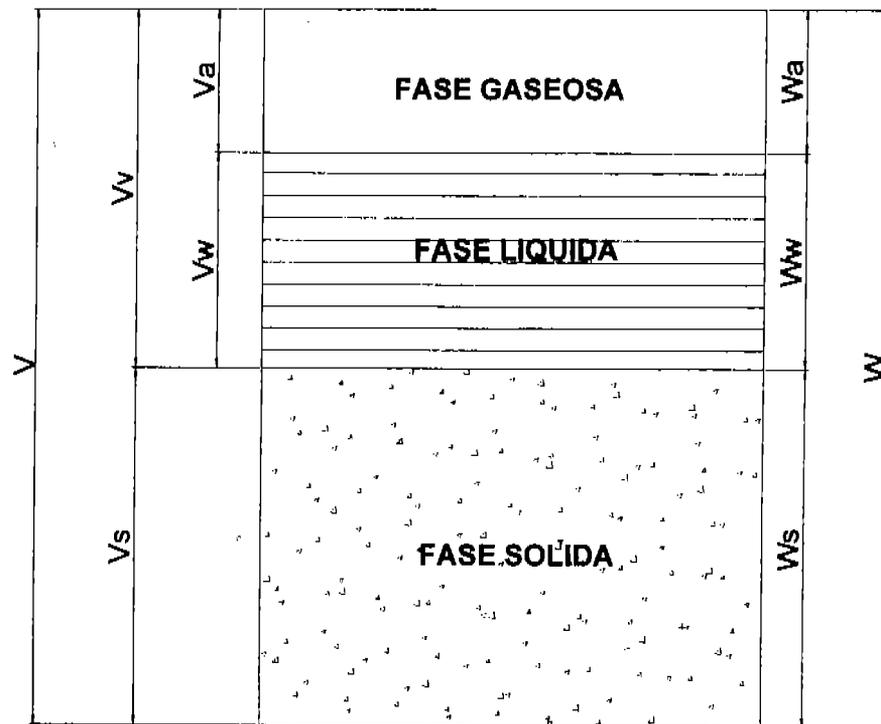


Fig. 1.1. Representación esquemática de un suelo

Donde:

- V : Volumen total de la muestra
- Vs : Volumen de sólidos
- Vv : Volumen de vacíos
- Vw : Volumen del agua
- Va : Volumen del aire
- W : Peso total de la muestra
- Ws : Peso de sólidos
- Ww : Peso del agua
- Wa : Peso del aire

En este esquema podemos observar que las fases líquida (volumen del agua) y gaseosa (volumen del aire) están representadas por el volumen de los vacíos, mientras que la fase sólida representa únicamente el volumen de los sólidos. El volumen de los sólidos y el volumen de vacíos representan en forma conjunta el volumen total de la muestra. Mientras que el peso del suelo y el peso del agua constituyen el peso total de la muestra. Cabe señalar que el peso de la fase gaseosa se considera prácticamente nulo.

Las relaciones de volúmenes que son fundamentales en mecánica de suelos son: la relación de vacíos, la porosidad y el grado de saturación.

La relación de vacíos e de la masa de un suelo se define como la relación entre el volumen de vacíos y el volumen de sólidos:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad 1.1$$

Se define como porosidad n de la masa de un suelo a la relación de su volumen de vacíos y el volumen total de la muestra:

$$n(\%) = \frac{V_v}{V} \times 100 \quad 1.2$$

En este contexto existen las siguientes relaciones entre la porosidad n y la relación de vacíos e :

$$n = \frac{e}{1+e} \quad \text{y} \quad e = \frac{n}{1-n}$$

El grado de saturación S de un suelo se define como la relación existente entre su volumen de agua y el volumen de sus vacíos:

$$S(\%) = \frac{V_w}{V_v} \times 100 \quad 1.3$$

La porosidad y el grado de saturación suelen expresarse en porcentaje. De esta manera podemos mencionar que en el caso del grado de saturación éste nos indica que porcentaje de volumen de huecos está lleno de agua. Así un valor de $S = 0$ indica un suelo seco, un $S = 100\%$ corresponde a un suelo saturado, mientras que un S comprendido entre 0 y

100 % Indica un suelo semisaturado o parcialmente saturado. El grado de saturación de un suelo suele también denotarse con G_w .

En lo referente a la relación de pesos la que tiene mayor importancia es el contenido de agua, el cual definiremos a continuación:

El contenido de agua o humedad de una muestra de suelo se define como la relación entre el peso del agua y el peso de la materia sólida, de igual manera, éste se expresa como porcentaje

$$\omega(\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \quad 1.4$$

Fórmulas complementarias. A continuación se darán otras fórmulas que nos ayudarán al cálculo de los diferentes parámetros utilizados en la mecánica de suelos.

Las variaciones del contenido de agua de un suelo pueden cambiar de forma considerable las características del mismo, por ejemplo si los huecos de un suelo están completamente llenos de agua, al suelo se le considera saturado, en caso contrario, se le considera semisaturado, esto nos lo define la fórmula 1.3

Las relaciones entre los pesos y los volúmenes se definen de la siguiente manera:

γ_0 = Peso específico del agua destilada a 4°C y a la presión atmosférica correspondiente al nivel del mar. Su valor es de 1 g/cm³

γ_w = Peso específico del agua en condiciones normales de trabajo varía de 1.00 y 0.995 g/cm³, para el caso de mecánica de suelos este valor se considera como 1 g/cm³, el cual es suficientemente exacto.

Peso específico relativo de la masa del suelo

$$G_m = \frac{\gamma_m}{\gamma_0}$$

Peso específico relativo del agua

$$G_w = \frac{\gamma_w}{\gamma_0}$$

Peso específico relativo de las Partículas sólidas

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_0}$$

Peso específico de total de la masa del suelo

$$\gamma_m = \frac{W}{V} = \frac{S_s + S_e}{1 + e} \gamma_w = \frac{1 + \omega}{1 + e} S_s \gamma_w$$

Peso específico las partículas sólidas

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$$

Peso específico del agua

$$\gamma_w = \frac{W_w}{V_w}$$

Peso específico seco

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{S_s}{1+e} \gamma_w$$

Peso específico saturado

$$\gamma_{sat} = \frac{W_s + W_w}{V_m}$$

Para suelos sumergidos

Peso específico relativo de las partículas sólidas

$$S_s' = S_s - 1$$

Peso específico relativo de la masa sólida

$$S_m' = S_m - 1$$

Peso específico de las partículas sólidas

$$\gamma_s' = \gamma_s - \gamma_0$$

Peso específico del total de la masa del suelo

$$\gamma_t' = \gamma_t - \gamma_0 = \frac{S_s - 1}{1 + S_s \omega} \gamma_0 = \frac{S_s - 1}{S_s} \gamma_d$$

1.1.1 Estructura interna

La estructura de un suelo es consecuencia de varios procesos naturales, tales como: los procesos de sedimentación y consolidación, lo cual dan origen aun sistema natural. El estudio de la estructura de los suelos involucra tres niveles:

- Macroestructura
- Microestructura
- Nanoestructura

La macroestructura es aquella que se puede observar a simple vista, el aspecto más importante del estudio de la macroestructura es la descripción detallada de la estratigrafía y de las discontinuidades como: fisuras, juntas, entre otras. La microestructura requiere de la ayuda de un microscopio óptico o electrónico (de 50 a 75,000 aumentos) para observar

detalles del tamaño de micras, en tanto que la nanoestructura necesita herramientas sofisticadas como el microscopio de fuerza atómica para observar detalles del tamaño de nanómetros. A continuación se estudiará lo referente a la microestructura, la cual llamaremos como estructura interna.

Para poder comprender de una manera adecuada el comportamiento mecánico de los suelos es necesario conocer su *estructura interna* la cual en forma general se puede clasificar en tres tipos de estructuras a saber:

- a) Simple
- b) De Panal
- c) Floculenta

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

- d) De esqueleto
- e) Mixta

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

En este tipo de estructura los suelos se encuentran en distintos grados de compactación como se puede apreciar en la Fig. 1.2. La compactación se refiere al grado de acomodo alcanzado por las partículas del suelo. Cuando los granos del material de un suelo están tratando de ocupar el mínimo de volumen con un máximo de peso, se dice que el material se encuentra muy compacto. Cuando se encuentra en estado poco denso, es decir ocupando el máximo de volumen con el mínimo de peso, se dice que el material se encuentra en estado muy suelto. De esta manera dependiendo de la compactación del material, se podrá decir que éste se encuentra en estado muy suelto, suelto, semicompactado, compacto o muy compacto.

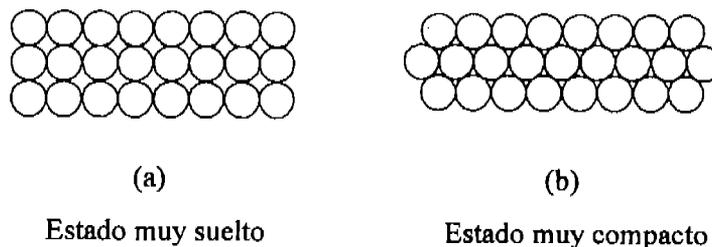


Fig. 1.2. Estructura simple

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

$$D_r = \frac{e_{m\acute{a}x} - e_{nat}}{e_{m\acute{a}x} - e_{m\acute{i}n}}$$

En donde:

$e_{m\acute{a}x}$ = Relación de vacíos u oquedad del suelo en estado mas suelto.

$e_{m\acute{i}n}$ = Relación de vacíos del suelo en su estado más compacto.

e_{nat} = Relación de vacíos del suelo en estado natural, *in situ*.

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

De panal o cavernosa. Este tipo de estructura comúnmente se presenta en materiales como arcillas y limos. La estructura de panal implica el estado más suelto que puede tener un material cuando durante su formación únicamente han actuado fuerzas relacionadas con la gravedad. Este tipo de estructura muestra una configuración como la mostrada en la Fig. 1.3. en donde se aprecia que los granos forman oquedades grandes, tan grandes como ellos mismos o mayores.

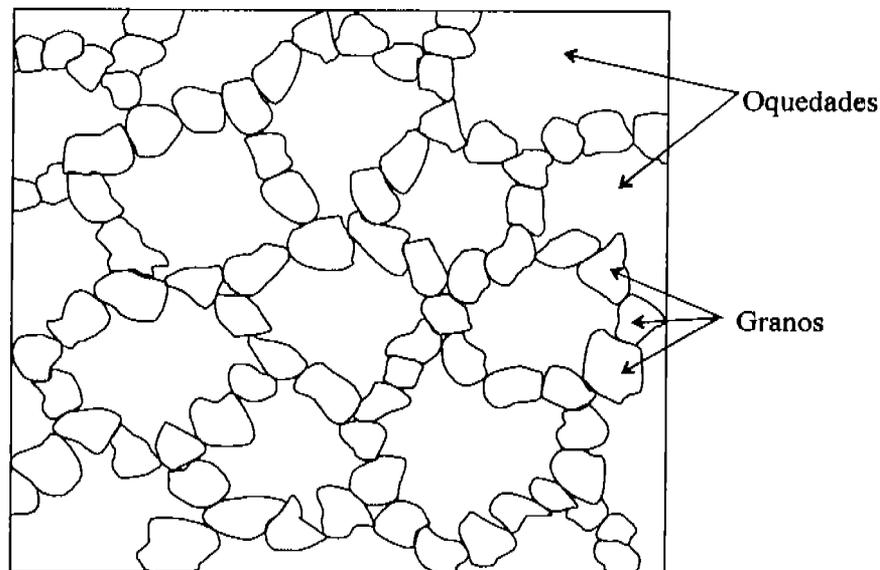


Fig. 1.3. Estructura de panal o cavernosa

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

Estructura Floculenta. Este tipo de estructura es típica de las arcillas y limos arcillosos producidos por sedimentación en ambientes marinos y lacustres salinos. Para el desarrollo de una estructura floculenta es necesaria una sedimentación muy lenta de los granos de material, los cuales deben ser de dimensiones muy pequeñas (con diámetros menores de 0.002 mm), principalmente coloidales. Los floculos adquieren dimensiones tales que la fuerza gravitacional los obliga a sedimentarse formando una estructura de tipo panal. La Fig. 1.4 muestra la forma de la estructura floculenta. Los materiales con estructura floculenta son necesariamente más compresibles que los materiales con estructura de panal o simple y pueden catalogarse entre aquellos de alta y muy alta compresibilidad. Las estructuras arriba descritas, la simple, la de panal y la floculenta forman las estructuras bases de las cuales se originan otros tipos de estructura como son; por ejemplo: la de esqueleto y la mixta (algunos autores suelen llamarles estructuras compuestas).

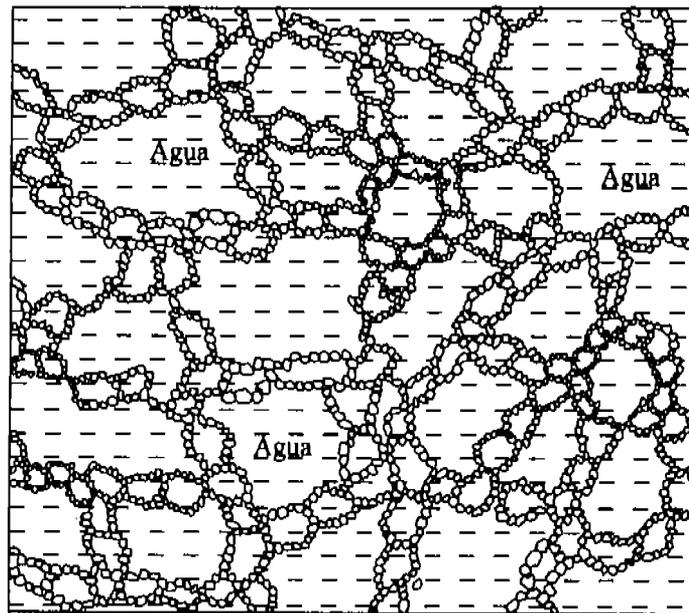


Fig. 1.4. Estructura floculenta

La estructura de esqueleto. Está formada por granos no cohesivos, originando un material poroso; las oquedades dejadas por la estructura de esqueleto, las ocupa una matriz constituida generalmente por arcilla ver Fig. 1.5 .

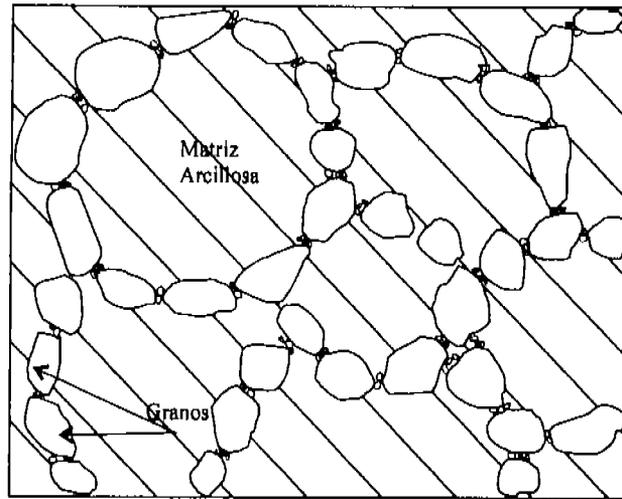


Fig. 1.5. Estructura de esqueleto

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

Estructura mixta. Este tipo de estructura es la más compleja de las estructuras naturales formadas por sedimentación. En ella pueden encontrarse combinadas la estructuras bases, de hecho se puede considerar como una estructura parcialmente floculenta, es decir, la cual, además de contener granos de arena fina y limo que constituyen el esqueleto, también contienen granos formados por partículas de arcillas, las cuales no tienen la dureza propia de los granos de limo y arena desde el punto de vista petrográfico. Los grupos de granos de arcilla y coloides se forman con ayuda del fenómeno de electrólisis en el agua salina donde se produjo la sedimentación. En general la estructura mixta puede presentar oquedades muy altas, ya que además de la alta oquedad propia de la estructura floculenta, los granos que constituyen su esqueleto pueden estar formados por aglomeraciones de pequeños granos de arcilla y materiales

sumamente porosos como diatomeas, conchas microscópicas o fragmentos microscópicos de materiales piroclásticos. La Fig. 1.6 indica la forma en que está constituida una estructura de este tipo.

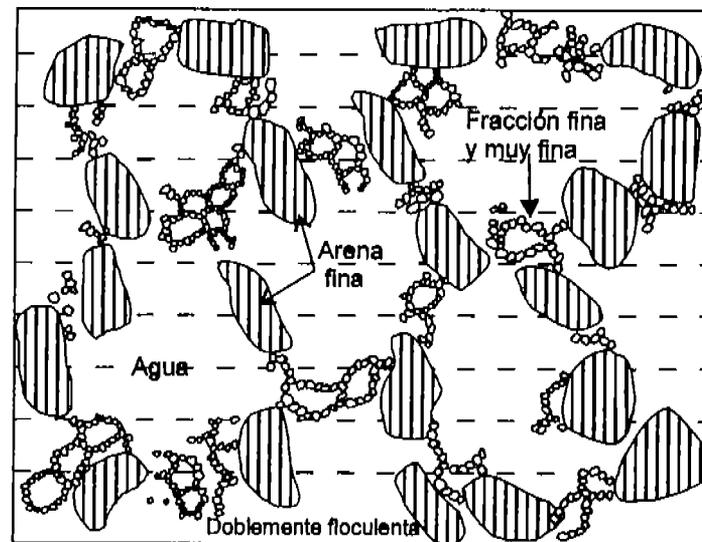


Fig. 1.6 Estructura mixta

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

1.1.2 Tipos de suelos finos

Se consideran como suelos finos aquellos que en base a su clasificación granulométrica son menores a 0.075mm (malla #200). Dentro de éste contexto tenemos a las arcillas las cuales son menores de 2 micras. Una micra (μ) igual a 0.001 mm. Los minerales de arcilla son producto principalmente de la descomposición química de las rocas. El diámetro de 2 μ se ha escogido como límite superior de estos materiales porque es el diámetro a partir del cual se incluyen hasta granos de dimensiones coloidales, el material exhibe propiedades muy especiales que se verán mas adelante, las cuales lo caracterizan como cohesivo.

Las fracciones no cohesivas consideradas dentro de nuestra clasificación de suelos finos son los limos, los cuales tienen un diámetro entre 2 micras y 0.06mm. Podemos mencionar que el limo fino (diámetro entre 2μ y 6μ) constituye la transición entre el material no cohesivo y el cohesivo.

Bajo éste mismo contexto de los tipos de suelos finos estos recibirán su nombre de acuerdo a la proporción de material en que se encuentren. Así por ejemplo si la arcilla domina como material primario se puede mencionar los siguientes tipos de arcilla, a saber:

1. Arcilla
2. Arcilla limosa
3. Arcilla limo-arenosa
4. Arcilla areno-limosa

Si por otro lado el limo es el material primario, encontraremos los siguientes tipos de suelos:

1. Limo
2. Limo arcilloso
3. Limo arenoso
4. Limo arcilloso-arenoso
5. Limo areno-arcilloso

Para el presente trabajo es de suma importancia los suelos finos tales como las arcillas, arcillas limosas y los limos arcillosos.

1.1.3 Composición mineralógica de las arcillas

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

La disposición de estos átomos de estos elementos es de la siguiente forma, para el sílice en bloques de forma de tetraedro. Ver Fig. 1.7.

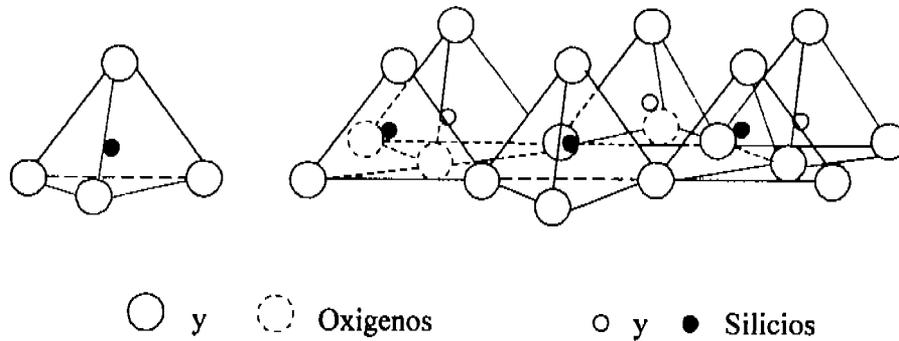


Fig. 1.7. Tetraedro de Silicio arreglo tetraédrico de sílice en sistema hexagonal

Para la alúmina la disposición es en bloques de octaedro, Fig. 1.8.

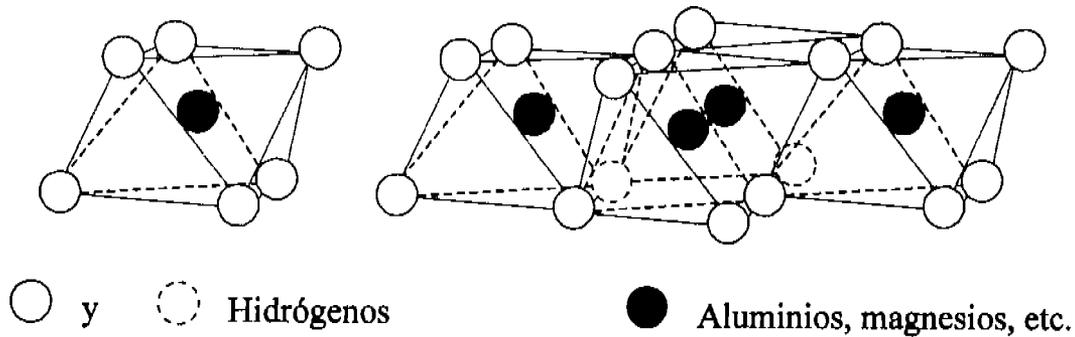


Fig. 1.8. Octaedro y arreglos estructurales de octaedros

En general, los minerales de arcilla, dependiendo del material que los constituyen, tienen ciertas propiedades importantes como la actividad superficial, que se refiere al conjunto de fenómenos físicos y químicos producidos por la carga superficial de cada partícula, dependiendo estos de la intensidad de la carga, que para algunos minerales es mayor que para otros. La fuerza de atracción molecular produce en la periferia de los granos capas de agua adherida, este fenómeno de adhesión de las moléculas del agua a los granos, se denomina adsorción, así una arcilla de una actividad superficial mayor, tendrá la propiedad de que sus granos atraen fuertemente películas de agua más gruesas que otros minerales de arcilla de actividad superficial menor. El complejo de adsorción lo constituyen ciertas sustancias minerales atraídas fuertemente, cuyos cationes penetran en las capas adsorbidas. El proceso de reemplazar estos cationes por otros, en el complejo de adsorción se denomina el cambio de base. Una arcilla que contiene un complejo de adsorción de hidrógeno, de calcio o de sodio, en que algunos de estos prevalece, proporciona a la arcilla el nombre que corresponde al complejo de adsorción, es decir arcilla hidrogenada, arcilla cálcica o arcilla sódica respectivamente. Las películas de agua adsorbidas conocidas como agua sólida y semi-sólida llegan a tener espesores del orden de 0.2μ . Se ha encontrado que en algunas arcillas el volumen de agua adsorbida, puede llegar a ser varias veces el volumen total

de la materia sólida que constituye el grano. Generalmente los granos de arcilla aún y cuando tengan dimensiones de 0.2μ , exhiben propiedades semejantes a las que pueden exhibir sus componentes, es decir, propiedades de adhesión y floculación como las que exhiben los coloides constituidos principalmente por minerales de arcilla.

Los minerales de arcilla se dividen en tres principales grupos:

- I. Montmorillonitas
- II. Caolinitas
- III. Illitas

El primer grupo llamado *montmorillonitas* está constituido principalmente por el mineral del mismo nombre en donde la relación de sílice a alúmina es generalmente de 4 a 1. Se forma por una lámina aluminica entre dos silícicas, la unión entre las retículas de este material es débil. El diagrama esquemático de éste grupo se presenta en la Fig. 1.9.

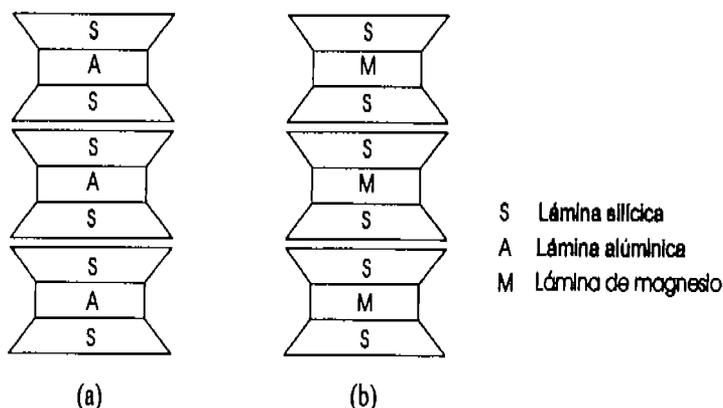


Fig. 1.9. Diagrama esquemático de la estructura de los minerales de (a) Montmorillonita. (b) Saponita

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

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

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

La montmorilonita se puede apreciar perfectamente en la Fig. 1.10 la cual muestra la **fotomicrografía** de ésta.

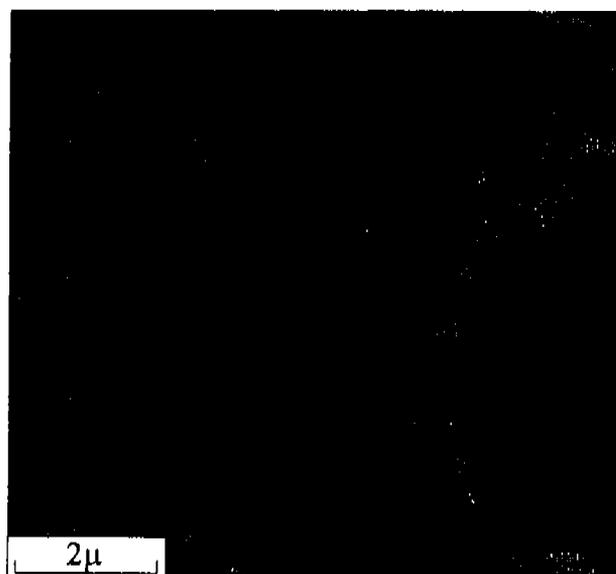


Fig. 1.10 Fotomicrografía de la montmorilonita

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

El grupo de las **caolinitas** se forma en general por la caolinización de las rocas ígneas feldespáticas, su relación de sílice a alúmina es de aproximadamente 1. Podemos mencionar que están formadas por una lámina silícica y otra alúminica, que se superponen indefinidamente. La Fig. 1.11. muestra un diagrama esquemático de la estructura de los minerales de Caolinita. La actividad superficial de los minerales de caolinita es pequeña. La forma de los granos es plana, hojosa o escamosa, ésta no adsorbe en su estructura molecular el agua como lo hacen las montmorilonitas. Debido a esto, los minerales de caolinita no presentan la propiedad de hincharse al contacto con el agua, o fuerte contracción al secarse. Como las capas de agua adsorbidas periféricas son relativamente pequeñas comparadas con el

diámetro del grano, las estructuras que forman las arcillas que contienen minerales de caolinita, en general no tienen oquedades tan grandes como las que presentan las arcillas que contienen minerales de montmorillonita.

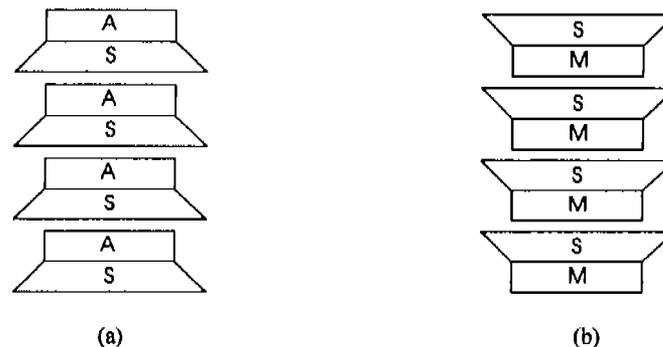


Fig. 1.11. Diagrama esquemático de la estructura de los minerales de (a) Caolinita. (b) Halosita

El color de las caolinitas depende de su contenido de óxidos de hierro, la caolinita pura (sin óxidos) es blanca. Una variación en el grupo de las caolinitas, es la Halosita de granos tubulares, la cual, dependiendo de la cantidad de óxido de hierro y coloides orgánicos que contenga, puede presentar una variedad extensa de colores. Las arcillas del grupo de las caolinitas en su estado natural saturado, no se hinchan fuertemente al ser aliviadas de carga ni se reblandecen por el mismo concepto. Al ser deshidratadas no sufren contracción. Ver **fotomicrografía** en la Fig. 1.12.



Fig. 1.12 Fotomicrografía de la Caolinita

El grupo de las **ilitas**, nombre, propuesto por Ralph E. Grim, se ha dado más bien al grupo que al mineral de arcilla y el nombre corresponde idénticamente a los minerales de arcilla que son producto de la hidratación de micas blancas, comúnmente se les llama:

- a) Minerales de arcilla de estructura similar a mica.

- b) Minerales de arcilla de apariencia de sílice.
- c) Minerales de arcilla con contenido de potasio.

El diagrama esquemático de los minerales de Illita se muestra en la Fig. 1.13.

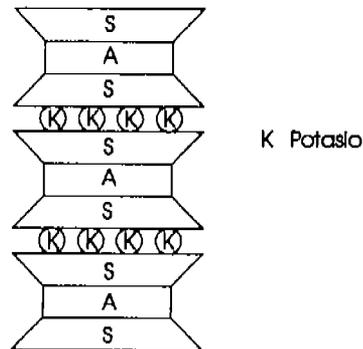


Fig. 1.13. Diagrama esquemático de la estructura de los minerales de Illita

Investigadores como Maegdefrau y Haufmann demostraron que este tipo de material es estructuralmente semejante a la moscovita. También la glauconita contiene una estructura similar a las illitas. Algunos minerales de este grupo contienen sustituciones de la alúmina por hierro y magnesio.

Las illitas generalmente no poseen las propiedades de hinchamiento que presentan minerales del grupo de las montmorillonitas, lo cual hace distinguirlas prácticamente fácil de aquellas. La relación de sílice a alúmina es de aproximadamente de 2. Los granos tienen propiedades de adsorción mucho menos activas que en el caso de las montmorillonitas. La fotomicrografía de la illita se puede apreciar en la Fig. 1.14

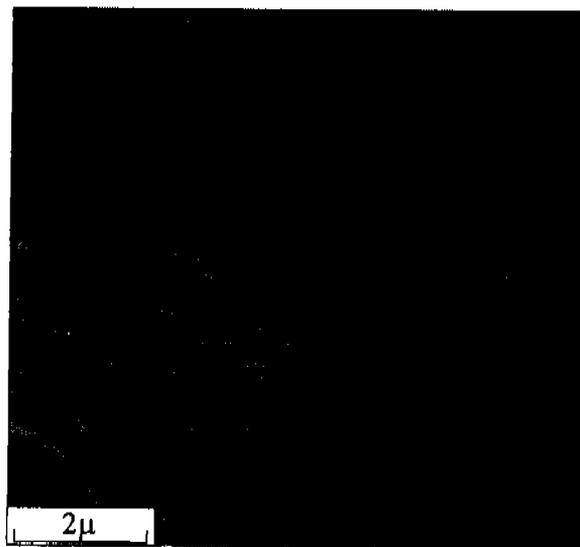
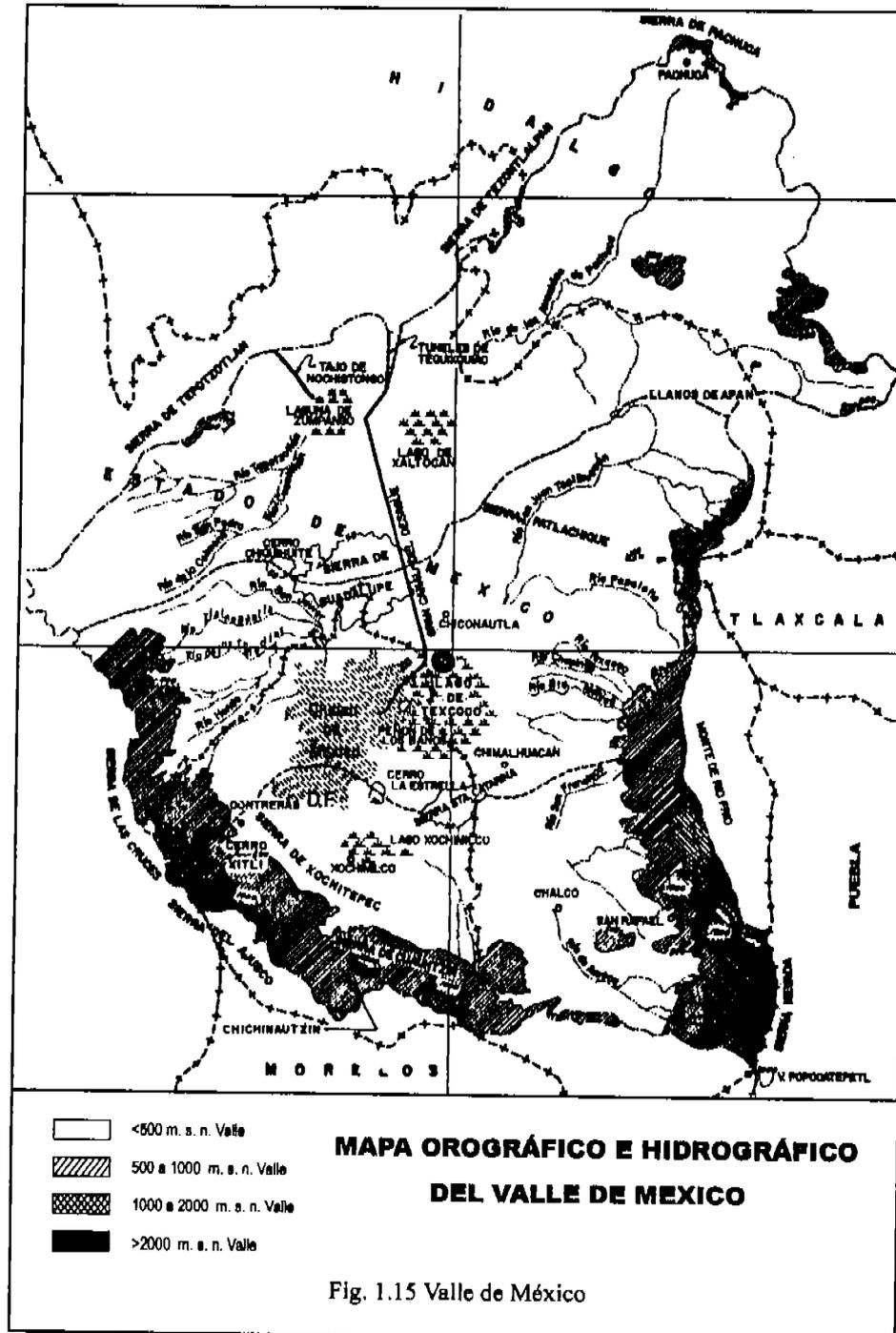


Fig. 1.14 Fotomicrografía de la Illita

1.1.4 Las arcillas de la ciudad de México

El valle de México era una cuenca cerrada hasta 1789, año en que se abrió el tajo de Nochistongo. Hacia el norte está limitado por las sierras de Tepotzotlán, Tezontlalpan y Pachuca, al Este por los Llanos de Apan y la Sierra Nevada, al Sur por las Sierras de Cuauhtzin y Ajusco y al Oeste por las Sierras de las Cruces y Monte alto. Ver Fig. 1.15



1.1.5 Estratigrafía.

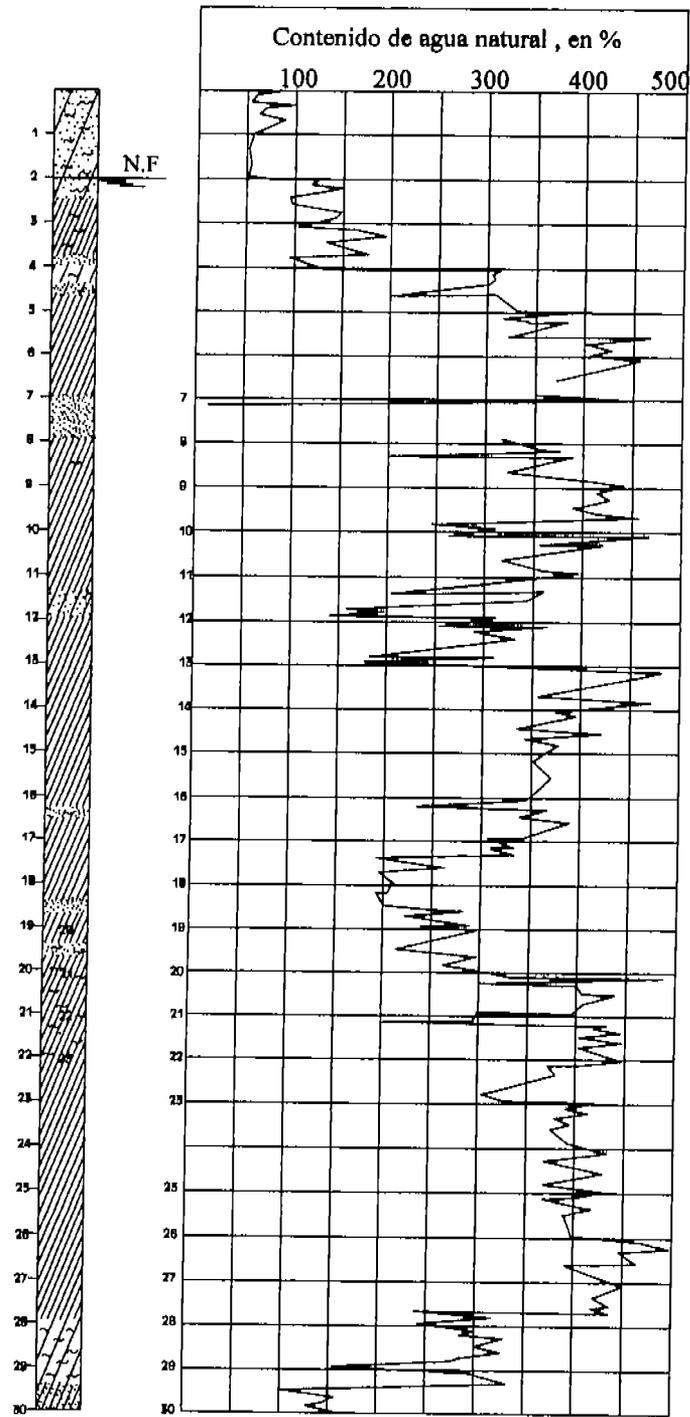
La Ciudad de México ha sido "dividida" en tres diferentes zonas a saber:

Zona tipo I. Esta zona se encuentra asentada en las faldas de la serranía de las cruces, formadas por terrenos compactos, arenolimosos con alto contenido de gravas unas veces, y otras, por tobas pumfíticas bien cementadas; al sur, la Urbe invade del derrame basáltico de El Pedregal. Esta zona presenta generalmente condiciones favorables para cimentar estructuras; la capacidad de carga del terreno es elevada y no existen capas de arcilla compresibles que pueden ser causa de asentamientos diferenciales de gran magnitud. Sin embargo encontramos zonas como El Pedregal, pues si bien el basalto es una roca de alta capacidad de carga, en el contacto de los distintos derrames se presentan cuevas o material fragmentado suelto, de manera que es posible una falla bajo la cimentación de columnas pesadas.

Zona tipo II. Entre las serranías del poniente y el fondo del lago de Texcoco, encontramos esta zona. En general, se tienen superficialmente los depósitos arcillosos o limosos orgánicos, cubriendo a estratos de arcilla volcánica muy compresibles y de espesores variables, intercalados con capas de arena limosa compacta o arena limpia, los cuales descansan sobre potentes mantos en los que el material predominante es la grava y la arena. En este caso los problemas de capacidad de carga y de asentamientos diferenciales pueden ser críticos, especialmente cuando se trata de construcciones extensas sometidas a condiciones de carga muy diferentes, lo cual ocurre frecuentemente en esta zona por corresponder al sector industrial de la Ciudad (Atzacapotzalco, Vallejo y Guadalupe).

Zona tipo III. Las fronteras de la zona tipo II, se han fijado tomando como base la formación típica de la parte del centro y oriente de la Ciudad construida sobre el fondo del Lago de Texcoco, esta zona es llamada Tipo III, en este tipo de suelos es donde enfocaremos nuestro trabajo, por ser altamente compresibles. Un sondeo en esta zona exhibe los siguientes estratos principales: 1) Depósitos areno-arcillosos o limosos, con abundancia de restos arqueológicos, o bien rellenos artificiales que en algunos puntos de la Ciudad llegan hasta 10 m. de profundidad. 2) Arcillas volcánicas extraordinariamente compresibles, de variados colores y consistencias comprendidas entre blanda y media, intercaladas con pequeñas capas de arena; su espesor oscilan entre 15 a 32 m. 3) La primera capa dura, de unos 3 metros de espesor, constituida por suelos arcillo o limo-arenosos, compactos y rígidos, se encuentra a 33 m bajo la superficie aproximadamente. 4) Arcillas volcánicas de características semejantes a las de la formación superior, aunque mas comprimidas y resistentes; este manto tiene un espesor entre 4 y 14 m. 5) Depósitos de arena con grava, separados por estratos de limo o arcilla arenosa. En algunos lugares se ha encontrado una tercera formación compresible integrada por arcillas volcánicas, a 65 m de profundidad. La descripción anterior puede sufrir variaciones importantes debido principalmente a zonas donde el suelo ha sido preconsolidado debido a cargas puestas anteriormente.

Un sondeo realizado en la zona Tipo III nos dan un panorama de la estratigrafía del suelo, ver Fig. 1.16. El sondeo se realizó a 30 m de profundidad en la unidad Jardín Balbuena, el sondeo fue el número: Pc 143.



Pe 143

Fig. 1.16 Estratigrafía zona tipo III

-  RELLENO
-  ARCILLA
-  LIMO
-  ARENA
-  GRAVA

Como se puede constatar la zona Tipo III nos presenta una gran dificultad a los Ingenieros, para poder llevar a cabo una buena construcción. Esto debido al tipo de arcilla con que nos encontramos, y a los altos contenidos de agua, haciendo que el suelo sea altamente plástico, provocando a su vez que éste sea altamente compresible. Para muestra basta con comparar los altos límites tanto plástico como líquido que una arcilla típica de la Cd. de México contiene. Ver Fig. 1.17. Sin embargo esto nunca ha sido un impedimento para realizar buenas construcciones.

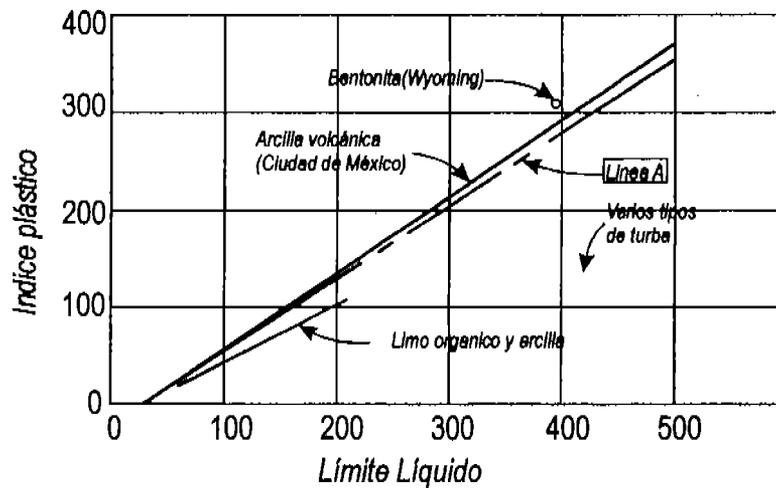


Fig. 1.17. Relación entre el índice plástico y el límite líquido de las arcillas de la Cd. de México

CAPITULO 2 . CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

En este capítulo se trata sobre dos términos que son de suma importancia en la mecánica de suelos y los cuales son indispensables comprenderlos para poder entender el comportamiento del suelo.

Estos términos son la compresibilidad y la consolidación, los cuales serán analizados a detalle a continuación.

2.1 Relaciones esfuerzo-deformación-tiempo

La aplicación de una carga en una área provoca un esfuerzo sobre cualquier material, este esfuerzo causará deformaciones. En algunos materiales se requiere de un cierto tiempo para que ocurran dichas deformaciones. En esos materiales los esfuerzos, las deformaciones y el tiempo tienen ciertas relaciones definidas entre cada uno de ellos; estas relaciones son las propiedades mecánicas del material y se les conoce como relaciones esfuerzo-deformación-tiempo. Las relaciones más sencillas de este tipo son aquellas que se mantienen para materiales elásticos, en los cuales los esfuerzos y deformaciones son proporcionales e independientes del tiempo. Cuando las cargas son conocidas, es posible calcular los esfuerzos, las deformaciones y los desplazamientos por medio de métodos basados en la teoría de la elasticidad. Estos cálculos se pueden realizar en todos los puntos de ciertos tipos de materiales elásticos, tales como vigas y columnas.

Por otro lado mientras que las consideraciones de la teoría elástica requieren el uso de solamente constantes de esfuerzo-deformación, siendo las más usadas el módulo de elasticidad y la relación de Poisson, una teoría general involucra un gran número de relaciones desconocidas y sumamente complejas entre esfuerzos y deformaciones, y esfuerzo-deformación-tiempo. Por lo tanto, la obtención de una teoría general de esfuerzo-deformación para materiales plásticos, y especialmente para los casos en los cuales interviene el tiempo, deberá reconocerse como sumamente compleja.

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

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

2.2 Compresibilidad de los suelos

En el capítulo 1 se ha mencionado que el suelo puede considerarse como un esqueleto de gránulos sólidos los cuales encierran vacíos que pueden estar llenos de gas, líquido, o de una combinación de líquidos y gases. Si una muestra de suelo es puesta bajo esfuerzo en tal forma que su volumen disminuya, se tendrán tres factores a los cuales se puede atribuir esta disminución:

1. Una compresión de materia sólida
2. Una compresión del agua y el aire que están dentro de los vacíos.
3. Un escape del aire y del agua de los vacíos.

Bajo las cargas aplicadas normalmente sobre la masa de suelos, la materia sólida y el agua intersticial, la cual es relativamente incompresible, no sufren un cambio apreciable en su volumen. Por esta razón es suficientemente exacto el considerar la disminución en el volumen de la masa, si está se encuentra completamente saturada, como totalmente debida a un escape del agua que se encuentra dentro de los vacíos.

En una masa de suelo parcialmente saturada la situación es bastante compleja, ya que la pequeña cantidad de gas compresible dentro de los poros puede permitir una compresión apreciable de la muestra en su totalidad, aún cuando no haya escape de agua intersticial. Sin embargo, los depósitos de arcillas sedimentarias, por lo general, están completamente saturados, y en los análisis de las capas de arcillas sumergidas en sus estados naturales siempre se supone que hay una saturación completa.

Estas consideraciones indican que la compresibilidad de un suelo no es gobernada en ningún grado apreciable por la compresibilidad de los gránulos minerales de los cuales está compuesto. Esto en realidad es una función de la extensión en la cual los gránulos pueden cambiar su posición por rodamiento o deslizamiento.

Específicamente la compresibilidad de una masa de suelo depende de la rigidez del esqueleto del mismo. La rigidez a su vez, depende del arreglo estructural de las partículas y, en suelos de granos finos, del grado al cual las partículas adyacentes están ligadas entre sí.

Debido a esto podemos mencionar que un suelo que está compuesto predominantemente de gránulos planos será más compresible que un suelo que tenga una mayoría de gránulos esféricos. Un suelo en el estado remoldeado puede ser mucho más compresible que el mismo suelo en el estado natural.

Cuando la presión aplicada sobre el suelo se incrementa igualmente sobre todas las direcciones, el volumen disminuye. Si posteriormente la presión es disminuida hasta su valor original se tendrá una cierta cantidad de expansión, pero el rebote del volumen no será de ninguna manera tan grande como la compresión precedente. En otras palabras, los suelos mostrarán cierta tendencia elástica, pero dicha elasticidad será mucho más pequeña.

Una separación de las deformaciones en partes elásticas y no elásticas no es posible, sin embargo, pueden hacerse varias consideraciones relativas a tal subdivisión. La parte de la compresión debida al cambio de las posiciones relativas de los suelos no es elástica en su mayor parte. Una presión aplicada en una masa de suelo puede ocasionar que un gránulo se deslice sobre otro, pero no es concebible que al quitar dicha presión ésta ocasione que el gránulo vuelva otra vez a su posición original. Por otro lado, la porción de la compresión debida a la deformación de los gránulos individuales

es predominantemente elástica. Bajo presiones normales los gránulos casi nunca serán forzados más allá del límite elástico, y serán capaces de regresar a sus formas originales cuando la presión sea eliminada. También se tiene otro tipo importante de rebote en la deformación el cual ocurre en los gránulos de suelos finos. Entre partículas de suelos paralelas, pequeñas y planas se tienen unas pequeñísimas cantidades de agua, la cual es mantenida por medio de muchas fuerzas pequeñas, la cantidad de agua almacenada depende de la presión, sobre el esqueleto del suelo. Cuando la presión aumente parte de esta agua será "exprimida". Cuando la presión disminuye estas fuerzas ocasionan que el agua sea absorbida. Esta absorción de agua dentro de las pequeñas aberturas es el fenómeno conocido como hinchamiento, y el grado en el cual un suelo se hincha es en muchos casos de gran importancia práctica. Se requerirá un tiempo bastante considerable para exprimir el agua dentro de las placas o para producir el hinchamiento.

2.2.1 Compresión y consolidación unidimensional

Los casos en que se presenta una compresión general es decir tridimensional no es posible analizar, pero el análisis del caso en el cual ocurre compresión en una sola dirección, es sencillo.

La compresión unidimensional es la condición que será tratada a continuación. Este tipo de compresión se mantiene, excepto por pequeñas variaciones ocasionadas por la fricción lateral, en la prueba de laboratorio. Los pesos de los edificios causan compresiones en el subsuelo que a poca profundidad son definitivamente tridimensionales, pero en una capa profunda, son unidimensionales.

Al ocurrir las compresiones deberá de existir un escape de agua intersticial. Este escape tiene lugar de acuerdo con la ley de Darcy. Si el suelo bajo compresión tiene un bajo coeficiente de permeabilidad, se requerirá un largo tiempo para que tenga lugar la compresión.

El proceso gradual que involucra simultáneamente, un lento escape del agua y una compresión gradual, y el cual se demostrará después que envuelve también un ajuste gradual de presión, es llamado consolidación. Esta definición es muy general, válida tanto para el caso tridimensional como para el unidimensional. Se ha tenido cierta controversia con respecto a la definición adecuada. A continuación mostraremos otra definición dada por Terzaghi¹:

"Un cambio en los esfuerzos efectivos en un suelo altamente compresible, como una arcilla producirá un importante cambio en el volumen de vacíos. Por lo tanto si los vacíos de un suelo tal, están completamente llenos de agua y permanece en ese estado un cambio de esfuerzos efectivos, éste involucra un cambio en el contenido de agua del suelo. Todos los procesos que involucran una disminución del contenido de agua de un suelo saturado sin que se remplace el agua por aire es llamado proceso de consolidación."

2.2.2 Aparatos y pruebas de compresibilidad y consolidación en laboratorio

Las características de consolidación de un estrato de suelo como la arcilla pueden investigarse con aproximación razonable mediante la prueba de consolidación unidimensional. El objetivo general de esta prueba es determinar el

decremento de volumen y la velocidad con que este decremento se produce, en un espécimen de suelo, confinado lateralmente y sujeto a una carga axial.

Durante la prueba se aplica una serie de incrementos crecientes de carga axial y, por efecto de éstos, el agua tiende a salir del espécimen a través de piedras porosas colocadas en sus caras. El cambio de volumen se mide con un micrómetro montado en un puente fijo y conectado a la placa de carga sobre la piedra porosa superior. Para esta prueba se utiliza un aparato como el mostrado en la Fig. 2.1 éste aparato es llamado consolidómetro²

En este aparato la muestra es colocada dentro de un anillo generalmente de bronce. Cuando se van a probar muestras de arcillas no alteradas, éstas deberán ser cortadas cuidadosamente con un cortador especial, las muestras deberán ser cortadas con un diámetro ligeramente menor que el diámetro interior del anillo. El anillo el cual es desarmable del resto del aparato, es colocado sobre la muestra y ahí se le corta a la altura señalada. Para obtener resultados satisfactorios las muestras deberán estar en estado inalterado, tan cercanamente a la condición natural como sea factible y se deberá usar una técnica muy cuidadosa para el corte. El anillo se colocará entre dos piedras porosas una en cada cara de la muestra como se menciona anteriormente, las piedras son de sección circular y de diámetro ligeramente menor que el diámetro del interior del anillo.

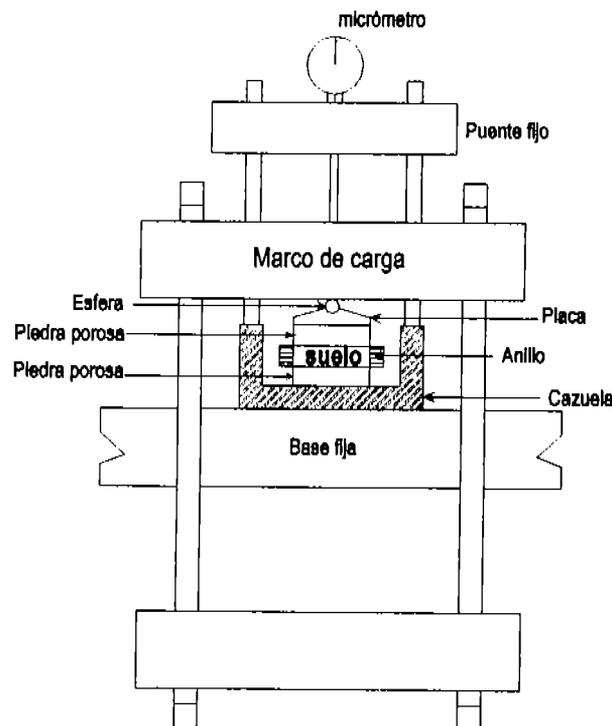


Fig. 2.1. Consolidómetro de anillo flotante

Por medio de un marco de carga, se aplican cargas a la muestra, repartiéndose uniformemente en toda su área. Un micrómetro apoyado en el marco de carga móvil, permite llevar un registro de las deformaciones del suelo. Las cargas se aplican en incrementos, permitiendo que cada incremento actúe por un período de tiempo suficiente para que la velocidad de la deformación se reduzca completamente a cero.

La aplicación de las cargas se realizan por etapas, cada carga adicional es el doble del valor anterior. Como se verá la compresión en las arcillas continuará por un gran período de tiempo, y en casos puede durar más de un día. Se recomienda que para llevar a cabo la prueba se consulte la norma D2435-96 de la ASTM.

En cada incremento de carga se hacen lecturas del micrómetro para conocer la deformación correspondiente a diferentes tiempos. Los datos de esas lecturas se dibujan en una gráfica que tenga por abscisas los valores de los tiempos transcurridos, en escala logarítmica y como ordenadas las correspondientes lecturas del micrómetro, en escala natural. Estas curvas se llaman de consolidación y se obtiene una por cada incremento de carga. En la Fig. 2.2. observamos la forma típica de una curva de consolidación.

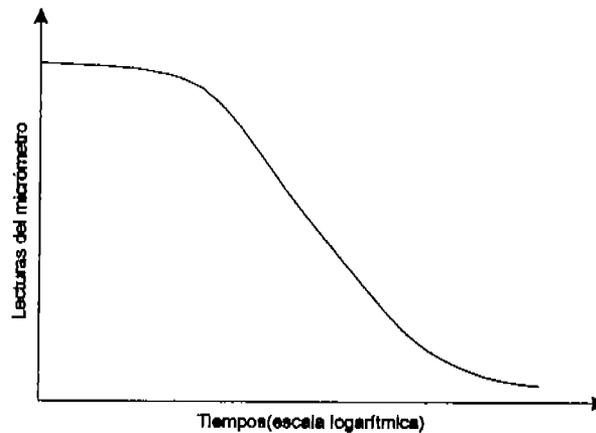


Fig. 2.2 Forma típica de la curva de consolidación

Al final de cada incremento se determina la relación de vacíos de la muestra, con este dato y con la información de la presión actuante, se tienen valores para construir una gráfica en cuyas abscisas se ponen los valores de la presión actuante, en escala natural o logarítmica y en cuyas ordenadas los valores de e en escala natural. Estas curvas se llaman de compresibilidad y se obtiene una en cada prueba de consolidación completa. En la Fig. 2.3 observamos la forma típica de esta curva.

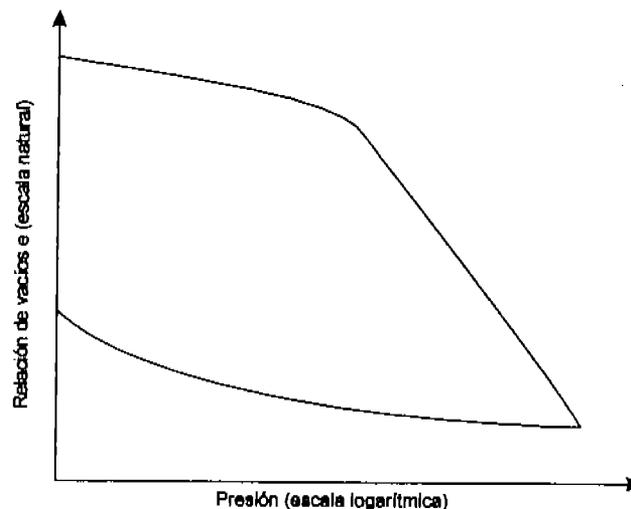


Fig. 2.3 Forma típica de la curva de compresibilidad

Las determinaciones exactas de la relación de vacíos son esenciales y pueden computarse por medio de la información siguiente. El área A de la muestra, el peso unitario de los sólidos γ_s , el peso de la materia sólida W_s , el cual se obtiene por el secado y pesado de la muestra al terminar la prueba; el espesor de la muestra Z , determinado directamente por lo menos una vez y obtenido en otras ocasiones por la aplicación de los cambios en espesor, tal y como son dados por las lecturas de la carátula del micrómetro, a la determinación directa. La determinación directa del espesor puede ser obtenida al conocerse el espesor de las partes componentes del aparato y al medir, cuidadosamente, por medio del micrómetro, la distancia que haya entre la parte superior del anillo y la parte de la cubierta superior. La relación de vacíos esta dada por la expresión siguiente:

$$e = \frac{V}{V_s} - 1 \text{ en la cual}$$

$$V = ZA \text{ y } V_s = \frac{W_s}{\gamma_s}$$

2.2.3 Compresión y consolidación de las arcillas

Una curva típica de presión-vs-relación de vacíos para una arcilla es mostrada en la Fig. 2.4, en (a) en una escala de presiones naturales y en (b) a una escala de presiones logarítmica

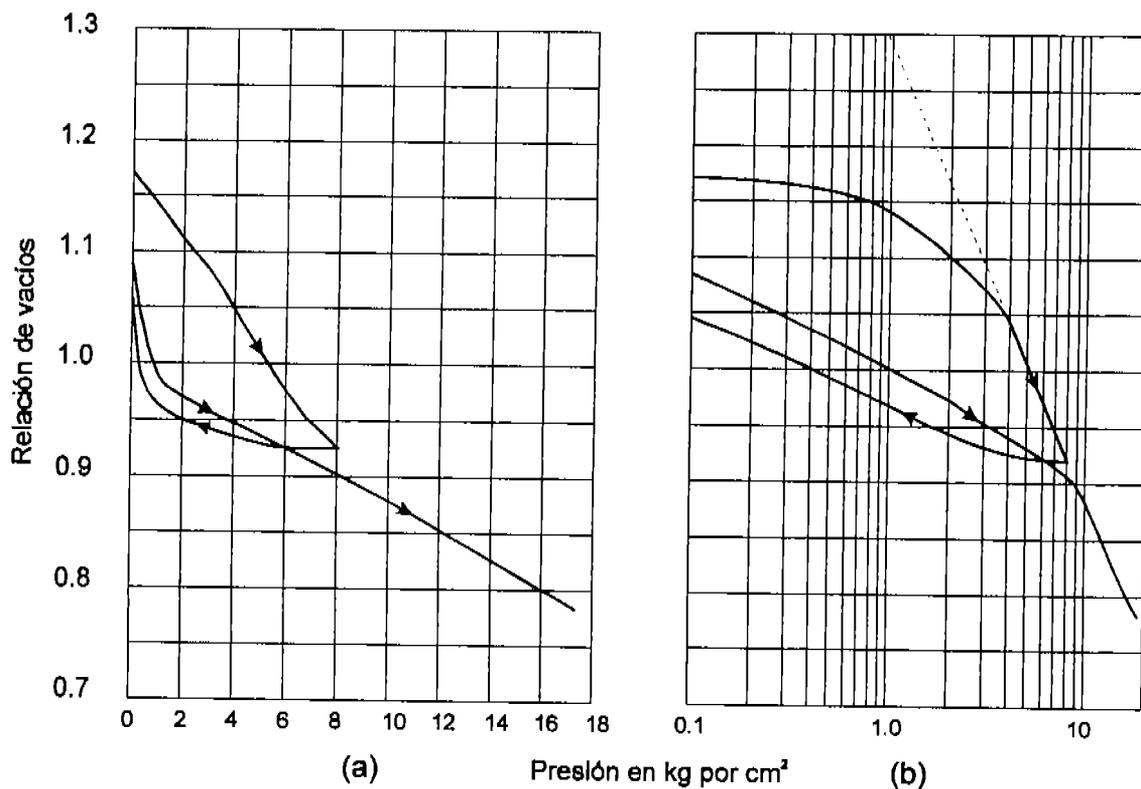


Fig. 2.4 Diagramas de compresión para arcillas

Como se observa en la Fig. 2.4, la curva de compresión a presiones mayores que un cierto valor, en este caso, alrededor de 4kg/cm^2 , será casi una línea recta en la representación hecha sobre la escala logarítmica; esta línea recta puede representarse por la ecuación empírica

$$e = e_0 - Cc \log_{10} \frac{P}{p_0}$$

en la cual e_0 es la relación de vacíos a una presión p_0 .

El valor arbitrariamente tomado para p_0 es casi siempre de 1kg/cm^2 , aun cuando esta línea tiende a proyectarse hacia atrás para llegar a esta presión, los valores de e y de p son localizados fácilmente en la curva, con estos parámetros determinamos el valor de Cc el cual es llamado índice de compresibilidad o índice de compresión. Se puede utilizar la siguiente fórmula simplificada para su cálculo:

$$Cc = \frac{\Delta e}{\Delta \log P}$$

2.2.4 Retardos durante la compresión de las arcillas

Es una característica bien conocida de las arcillas que requieren un tiempo considerable para que ocurra la compresión causada por un incremento de carga dado. Esta acción se muestra en la Fig. 2.5.

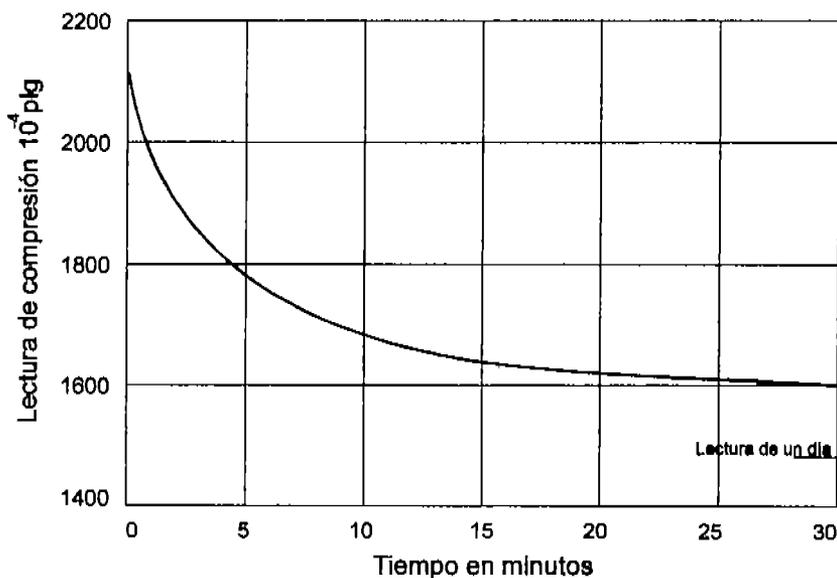


Fig. 2.5 Curva de tiempos para un incremento de carga sobre arcillas

Los ingenieros en cimentaciones también saben bien que aquellos edificios cimentados sobre capas gruesas de arcilla sufren asentamientos que continúan por largos períodos de tiempo en forma decreciente y los cuales ocurrirán por muchos años. Dos fenómenos contribuyen a este gran retardo, el primero se debe al tiempo requerido para que escape el agua intersticial (llamado retardo hidrodinámico), el cual es debido a la permeabilidad, la cual controla el flujo del agua intersticial. El segundo factor es bastante complejo el cual fue llamado retardo plástico, este retardo plástico lo llamaremos viscosidad intergranular, el cual es debido principalmente al comportamiento altamente viscoso intergranular o compresión secundaria debido a las fuerzas cortantes que se originan en los contactos intergranulares.

2.3 Mecánica de la consolidación

Para poder entender el procedimiento gradual conocido como consolidación es necesario considerarlo con cierto detalle.

El diagrama de presión contra relación de vacíos de la Fig. 2.4 está tomado de una prueba típica de laboratorio. Es posible que se tenga cierta variación en dicha curva si se usaron diferentes períodos de los incrementos, pero ésta sólo resultará en una ligera elevación y disminución de la misma y, por lo tanto, será de menor importancia. Dejemos que la Fig. 2.6 represente a la parte de la curva de presión contra la relación de vacíos para un incremento de presión de p_1 a p_2 .

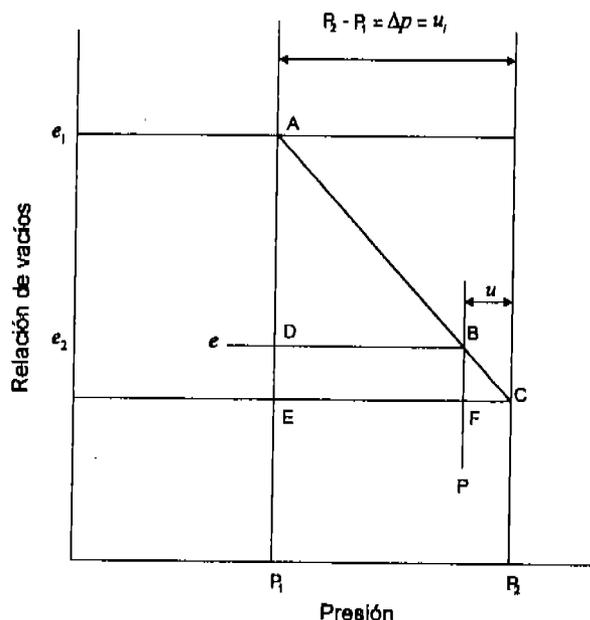


Fig. 2.6 Relación de presión contra relación de vacíos para un típico incremento de presión, de acuerdo a la teoría de Terzaghi

Se supone en la teoría que ésta curva es una línea recta en cualquier incremento, lo cual puede aceptarse como correcto. También se supone que esta relación entre la presión y la relación de vacíos se mantiene bajo todas las condiciones, sin ninguna variación debida a los efectos de tiempo o a cualquier otro factor. Si no hubiese plasticidad ni

viscosidad intergranular esto sería aceptable. Sin embargo las arcillas son altamente plásticas y, al hacer esta suposición se deberá de entender que se ignora un fenómeno de gran importancia. Sobre las bases de esta relación simplificada que se supone existe entre la presión y la relación de vacíos, enseguida se explicará el proceso de la consolidación.

En el momento antes de la aplicación de un incremento de presión se puede asumir o suponer que la muestra está en toda su profundidad bajo las condiciones representadas por el punto A de la Fig. 2.6. La presión intergranular será p_1 y la relación de vacíos será e_1 . Un instante después de que se ha aplicado el incremento, la presión total actuando sobre la muestra será de p_2 , pero la relación de vacíos continúa siendo e_1 . La presión p_2 no podrá ser efectiva dentro del suelo sino hasta que la relación de vacíos se vuelva e_2 . Consecuentemente la presión en el suelo (es decir, la presión intergranular) deberá ser aún p_1 .

Este concepto es fundamental y deberá ser claramente entendido. El aumento en esfuerzo representado por la diferencia $p_2 - p_1$ tiende a producir una deformación representada por $e_1 - e_2$. Sin embargo, debido al retraso hidrodinámico, la deformación no ocurrirá de inmediato. De aquí la inevitable conclusión de que el aumento de esfuerzo no puede ocurrir inmediatamente.

Por otro lado, la presión que actúa sobre la muestra ha sido realmente aumentada a p_2 . Si la conclusión es válida de que la presión en el suelo inmediatamente después del aumento es todavía p_1 , surgirá la pregunta de que como es soportada la presión aumentada. Sólo existe una posibilidad: la presión aumentada es soportada por el agua de los vacíos del suelo. Por lo tanto, en el instante de tiempo que estamos considerando, la presión en el esqueleto del suelo será todavía p_1 ; una presión de $p_2 - p_1$ ha sido "tirada" dentro del agua, haciendo la presión total de la muestra igual a p_2 , la cual es igual a la presión aplicada.

La presión que existe en el agua y la cual llena los vacíos del suelo, cuando es producida por condiciones pasajeras similares a aquéllas que se han delineado arriba, es designado como la presión hidrostática excesiva. Esta presión es representada por u . El valor inicial de u es el valor máximo; y será igual a $p_2 - p_1$ y es designado por u .

Las condiciones que prevalecen en el momento de tiempo inmediatamente posterior dependen de la circunstancias. Si toda la muestra se sellara herméticamente, en tal forma que no se escapara el agua, es evidente que se podrían mantener las condiciones señaladas arriba indefinidamente. Sin embargo la condición en el aparato de pruebas de consolidación por los discos porosos es la rápida eliminación de la presión hidrostática excesiva en la parte superior e inferior de la muestra. Por lo tanto en la superficie de la muestra, y en el instante de la aplicación de la carga, la presión en el agua será cero, mientras que en una pequeña distancia dentro de la muestra la presión todavía será $p_2 - p_1$. Este alto gradiente en la superficie es la causa del rápido drenaje del agua en los poros cercanos a la superficie. Las relaciones de vacíos disminuyen gradualmente, las presiones hidrostáticas disminuyen, y las presiones intergranulares aumentan, este proceso gradual será siempre en estado más avanzado cerca de la parte superior e inferior de la muestra y menos avanzado cerca del centro de la muestra. Se dice que la muestra está *consolidando* bajo el aumento de presión $p_2 - p_1$; esta acción continúa hasta que en todos los puntos la relación de vacíos se ha convertido en e_2 .

La presión hidrostática excesiva se ha convertido en cero; teóricamente no se fuerza mas agua para que salga, la presión del esqueleto de suelo es p_2 , y se dice que la muestra se ha consolidado bajo el esfuerzo p_2 .

El proceso de la consolidación puede entenderse mejor por medio de la referencia a la analogía mecánica (Taylor 1968). En la Fig. 2.7, de la (a) a la (e) se muestran las varias longitudes supuestas para un resorte bajo distintas cargas.

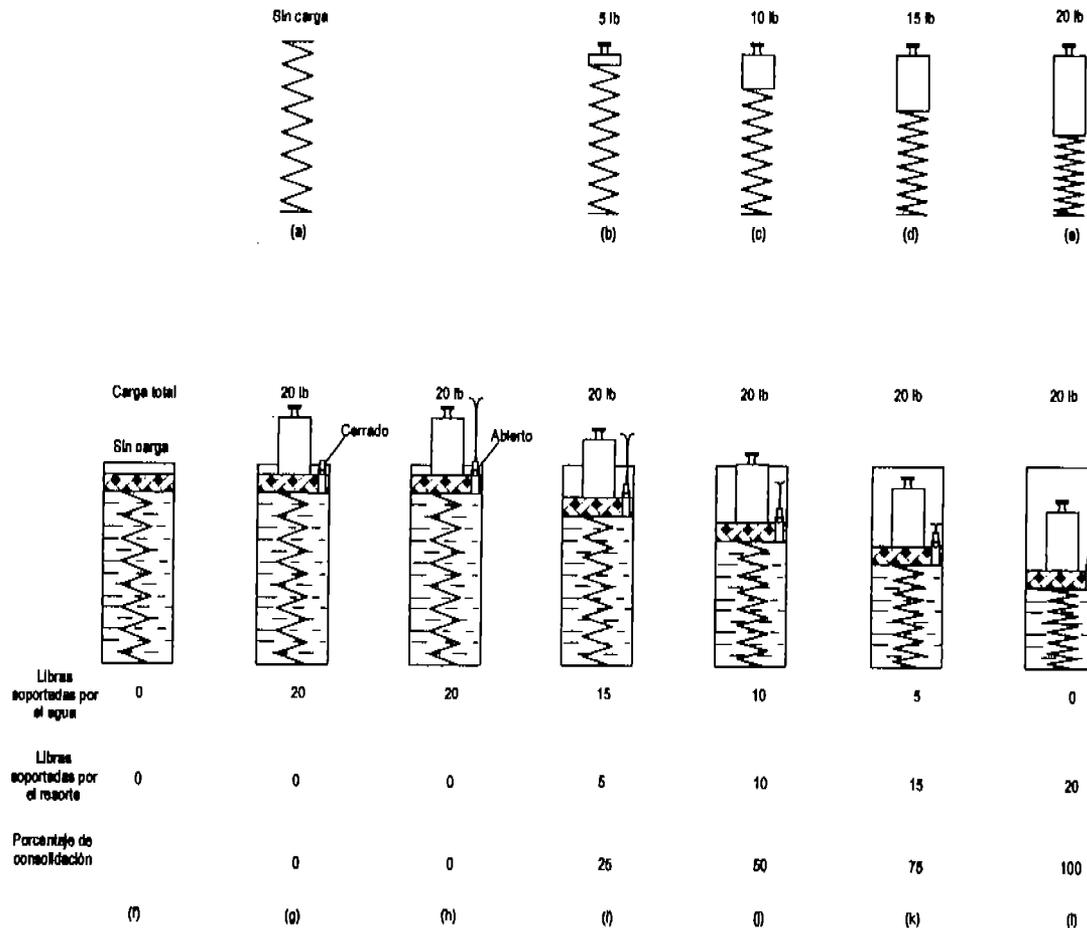


Fig. 2.7 La analogía del pistón y el resorte

En los esquemas mostrados en la parte inferior, se supone al mismo resorte metido en un cilindro sellado lleno de agua. En (g) un pistón, ha sido colocado dentro del cilindro y cargado con un carga total de 20 lb. El pistón está provisto con un grifo, el cual esta cerrado y, por tanto, no permite el escape de agua. Bajo la carga de 20 lb. el resorte tomará la longitud mostrada en (e), pero no lo puede hacer a menos que el pistón baje, y el pistón no puede bajar debido a que el agua no puede escapar. Consecuentemente el resorte no puede tomar ninguna parte de la carga sobre impuesta, y por lo tanto el agua tiene que soportarla toda. Supongamos ahora que el grifo se abre. El esquema (h) representa las condiciones ocurridas inmediatamente después. El agua sale rápidamente como resultado de la presión a la cual se ha

sujetado. En el primer instante las condiciones de presión no cambian, como se notará en las cifras colocadas debajo de la ilustración.

Al escapar el agua, el pistón baja más y más, comprimiendo al resorte. En (l), la longitud del resorte es la misma que en (b). El resorte, consecuentemente deberá cargar 5lb, el agua 15, y la consolidación será completa en un 25%. En (j) la longitud es la misma que en (c), en (k) la misma que en (d) y en la (l) será la misma que en (e). Las condiciones de presión resultantes serán las indicadas. El tiempo requerido para que el resorte pase de un estado de consolidación al siguiente depende, de la rapidez con la cual escapa el agua, es decir, en el tamaño del orificio de la salida del grifo. Adicionalmente, si el resorte fuese más compresible debería escapar más agua para permitir un cambio determinado en la consolidación, consecuentemente se requerirá un mayor tiempo.

En la analogía mecánica presentada, el resorte representa el esqueleto del suelo compresible de la masa de suelo saturada, y el agua en el cilindro representa al agua en los vacíos del suelo. El orificio del grifo es análogo a la permeabilidad, la compresibilidad del resorte a la compresibilidad del suelo. Entre más compresible sea el suelo, más largo será el tiempo requerido para la consolidación; entre más permeable sea el suelo, menos tiempo se necesitará. El único detalle importante en el cual esta analogía falla del acuerdo con la consolidación de un suelo, es que las condiciones de presión son las mismas en toda la altura del cilindro, mientras que la consolidación en el suelo empieza en la parte superior y en la inferior y progresa gradualmente hacia adentro.

CAPITULO 3. TEORÍA DE LA CONSOLIDACIÓN

En el capítulo anterior se estudio el fenómeno de la consolidación unidimensional, sin embargo no se llego a ninguna teoría que nos permitiera la solución a éste problema y sus aplicaciones para el calculo de asentamientos en una masa de suelo. Éste problema fue resuelto por el Dr. Karl Terzaghi, en el desarrollo de su teoría de la consolidación. El presente capítulo se enfoca al estudio y entendimiento de esta teoría, así como las bases en que se sustenta.

3.1 Teoría de la Consolidación de Terzaghi

El estudio teórico de la consolidación de los suelos tiene como propósito obtener una ecuación con la cual se pueda conocer el valor de la presión de poro u , y la relación de vacíos e , para cualquier punto y para cualquier tiempo t , en una capa de suelo de espesor cualquiera; sometida al proceso de consolidación. El análisis que será dado a continuación fue desarrollado por Terzaghi en, 1925.

Las hipótesis en las que se basa la teoría son:

1. Suelo homogéneo
2. Saturación completa
3. Compresibilidad despreciable de los gránulos de suelo y del agua
4. Compresión unidimensional
5. Flujo unidimensional
6. Validez de la ley de Darcy

Si se evalúa un elemento de suelo de dimensiones dx, dy, dz , sometido a flujo de agua en la dirección z tendríamos:

De la ecuación de continuidad:

Gasto de salida-gasto de entrada = velocidad del cambio de volumen

Lo cual se expresa como:

$$\left(V_z + \frac{\partial V_z}{\partial z} dz \right) dx dy - V_z dx dy = \frac{dV}{dt} \quad [3.1]$$

Donde: V : es el volumen del elemento de suelo

V_z : es la velocidad del flujo en la dirección z

Simplificando [3.1]

$$\frac{\partial V_z}{\partial z} dx dy dz = \frac{\partial V}{\partial t} \quad [3.2]$$

Usando la ley de Darcy

$$V_z = ki = -k \frac{\partial h}{\partial z} = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \quad [3.3]$$

Donde: u , es el exceso de presión de poro causada por el incremento de esfuerzo

Sustituyendo [3.3]

$$-\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{dx dy dz} \frac{\partial V}{\partial t} \quad [3.4]$$

Durante la consolidación, la velocidad del cambio de volumen es igual a la velocidad del cambio del volumen de vacíos

$$\frac{\partial V}{\partial z} = \frac{\partial V_v}{\partial t} = \frac{\partial(V_s + eV_s)}{\partial t} = \frac{\partial V_s}{\partial t} + V_s \frac{\partial e}{\partial t} + e \frac{\partial V_s}{\partial t} \quad [3.5]$$

Donde: V_s , es el volumen de sólidos

V_v , es el volumen de vacíos

Como los sólidos se consideran incompresibles

$$\frac{\partial V_s}{\partial t} = 0$$

y

$$V_s = \frac{V}{1 + e_0} = \frac{dx dy dz}{1 + e_0}$$

Sustituyendo $\partial V_s / \partial t$ y V_s en [3.5]

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{dx dy dz}{1 + e_0} \frac{\partial e}{\partial t} \quad [3.6]$$

Donde: e_0 , es la relación de vacíos inicial; combinando [3.4] y [3.6]

$$-\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{1 + e_0} \frac{\partial e}{\partial t} \quad [3.7]$$

El cambio de la relación de vacíos es causado por el incremento de esfuerzo efectivo

$$\partial e = a_v \partial(\Delta p') = -a_v \partial u \quad [3.8]$$

Donde: $\partial(\Delta p')$, es el cambio del esfuerzo efectivo a_v , es el coeficiente de compresibilidad

Combinando [3.7] y [3.8]

$$-\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = -\frac{a_v}{1 + e_0} \frac{\partial u}{\partial t} = -m_v \frac{\partial u}{\partial t} \quad [3.9]$$

Donde: m_v , es el coeficiente de cambio volumétrico

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad [3.10]$$

Donde: C_v , es llamado coeficiente de consolidación

La ecuación [3.10] es la ecuación de la consolidación de Terzaghi cuya deducción señaló el nacimiento de la mecánica de suelos moderna.

En la teoría de la consolidación la distancia de la coordenada z es medida hacia abajo partiendo de la superficie de la muestra de arcilla. El espesor de la muestra es designado por $2H$.

Las condiciones límites para el caso de una consolidación unidimensional pueden expresarse de la forma siguiente:

1. Se tiene drenaje completo en la parte superior de la muestra
2. Se tiene drenaje completo en el fondo de la muestra
3. La presión hidrostática excesiva inicial u_i es igual al incremento de presión $p_2 - p_1$. (El caso de mayor interés es aquel en el cual u_i es constante, pero son posibles las soluciones cuando u_i varía con la profundidad).

Las expresiones matemáticas para estas tres condiciones límites son:

1. Cuando $z = 0$ $u = 0$
2. Cuando $z = 2H$, $u = 0$
3. Cuando $t = 0$ $u = u_i$

3.1.1 Solución a la ecuación diferencial de la consolidación

La solución de la Ec. 3.10 realizada por Terzaghi para las condiciones de límite es la siguiente:

Se supone que u es el producto de alguna función de z y alguna función de t , es decir:

$$u = F(z) \cdot \Phi(t) \quad [3.11]$$

La Ec. 3.10 puede ser escrita:

$$C_v \Phi(t) F''(z) = F(z) \Phi'(t)$$

o

$$\frac{F''(z)}{F(z)} = \frac{\Phi'(t)}{C_v \Phi(t)} \quad [3.12]$$

Donde: $\Phi'(t)$ representa $\frac{\partial}{\partial t} \Phi(t)$; $F''(z)$ representa $\frac{\partial^2}{\partial z^2} F(z)$ y así sucesivamente.

Ya que el miembro de la izquierda en esta ecuación no contiene a la variable t , su valor no puede ser alterado por el cambio en t ; por consiguiente si la igualdad quiere ser conservada, un cambio en t no deberá afectar el miembro del lado derecho. Un argumento similar se mantiene si es que z se considera una variable. Por eso cada uno de los términos deberá ser igual a una constante. Por conveniencia llamaremos a esa constante $-A^2$. Sobre estas bases el miembro del lado izquierdo de la Ec. 3.12 dará:

$$F''(z) = -A^2 F(z)$$

Es evidente para el matemático, y puede ser comprobado, que la expresión que satisface esta relación es

$$F(z) = C_1 \cos Az + C_2 \operatorname{sen} Az$$

en la cual C_1 y C_2 son constantes arbitrarias

El miembro del lado derecho de la Ec. 3.12 dará:

$$\Phi'(t) = -A^2 C_3 \Phi(t)$$

La expresión que satisface esta relación es

$$\Phi(t) = C_3 \varepsilon^{-A^2 C_3 t}$$

En la cual ε es la base Neperiana y C_3 es una constante arbitraria.

Por lo tanto, la Ec. 3.11 se convierte en

$$u = (C_4 \cos Az + C_5 \operatorname{sen} Az) \varepsilon^{-A^2 C_3 t} \quad [3.13]$$

El requisito que resta es el satisfacer las condiciones de límite. La primera condición será satisfecha si $C_4 = 0$.

Esto nos dejará

$$u = C_5 (\operatorname{sen} Az) \varepsilon^{-A^2 C_3 t} \quad [3.14]$$

La segunda condición será satisfecha si $2AH = n\pi$, en la cual n es cualquier entero. Entonces

$$u = C_5 \operatorname{sen} \frac{n\pi z}{2H} \varepsilon^{-n^2 \pi^2 C_3 t / 4H^2} \quad [3.15]$$

El término C_5 es una constante arbitraria, y n puede asumir un valor entero cualquiera. Por lo tanto, una serie de la forma

$$u = B_1 \operatorname{sen} \frac{\pi z}{2H} \varepsilon^{-\pi^2 C_3 t / 4H^2} + B_2 \operatorname{sen} \frac{2\pi z}{2H} \varepsilon^{-4\pi^2 C_3 t / 4H^2} + \dots \\ + B_n \operatorname{sen} \frac{n\pi z}{2H} \varepsilon^{-n^2 \pi^2 C_3 t / 4H^2} + \dots$$

en la cual $B_1, B_2, \dots, B_n, \dots$ son constantes, será todavía una solución. Estas series se pueden abreviar:

$$u = \sum_{n=1}^{\infty} B_n \operatorname{sen} \frac{n\pi z}{2H} \varepsilon^{-n^2 \pi^2 C_3 t / 4H^2} \quad [3.16]$$

La tercera condición límite será cubierta si las constantes B_n en la ecuación 3.16 son determinadas para que:

$$u_i = \sum_{n=1}^{n=\infty} B_n \operatorname{sen} \frac{n\pi z}{2H} \quad [3.17]$$

Este es un tipo común de la expresión de Fourier, y las constantes pueden determinarse por medio del empleo de las relaciones siguientes, las cuales aparecen prácticamente en todas las listas de las integrales definidas.

$$\int_0^{\pi} \operatorname{sen} mx \operatorname{sen} nx = 0$$

y

$$\int_0^{\pi} \operatorname{sen}^2 nx \, dx = \frac{\pi}{2}$$

En donde m y n son enteros desiguales. Con el cambio de la variable de x a $\pi z / 2H$, esta expresión se convertirá en

$$\int_0^{2H} \operatorname{sen} \frac{m\pi z}{2H} \operatorname{sen} \frac{n\pi z}{2H} \, dz = 0 \quad [3.18]$$

y

$$\int_0^{2H} \operatorname{sen}^2 \frac{n\pi z}{2H} \, dz = H \quad [3.19]$$

Si ambos lados de la ecuación 3.17 son multiplicados por $\operatorname{sen}(n\pi z / 2H) \, dz$ e integrados entre 0 y $2H$, todos los términos en esta serie a excepción del término enésimo asumirán la forma de la ecuación 3.18 y desaparecerán; el enésimo término estará en la forma de la Ec. 3.19 y tendrá un valor definido.

Por lo tanto,

$$\int_0^{2H} u_i \operatorname{sen} \frac{n\pi z}{2H} \, dz = B_n \int_0^{2H} \operatorname{sen}^2 \frac{n\pi z}{2H} \, dz = B_n H$$

de donde

$$B_n = \frac{1}{H} \int_0^{2H} u_i \operatorname{sen} \frac{n\pi z}{2H} \, dz \quad [3.20]$$

Cuando este valor es colocado en la Ec. 3.16 la solución se convierte

$$u = \sum_{n=1}^{n=\infty} \left(\frac{1}{H} \int_0^{2H} u_i \operatorname{sen} \frac{n\pi z}{2H} \, dz \right) \left(\operatorname{sen} \frac{n\pi z}{2H} \right) e^{-n^2 \pi^2 C_v t / 4H^2} \quad [3.21]$$

Esta ecuación es general para las condiciones que se han supuesto, y permite que el exceso hidrostático u sea calculado para una masa de suelo, bajo cualquier sistema inicial de fuerzas u_i , a cualquier profundidad z , y en cualquier tiempo t .

La ecuación 3.21 puede escribirse en una forma más general, puesto que t aparece como un múltiplo de C_v / H^2 , el cual es una constante para cualquier caso dado. Entonces

$$T = \frac{C_v t}{H^2} \quad [3.22]$$

Un análisis de las cantidades involucradas muestra que T es un número sin dimensiones, y es llamado el factor tiempo. La inserción de la Ec. 3.22 en la 3.21 dará la forma siguiente, la cual se mantiene para cualquier capa uniforme:

$$u = \sum_{n=1}^{\infty} \left(\frac{1}{H} \int_0^{2H} u_i \operatorname{sen} \frac{n\pi z}{2H} dz \right) \left(\operatorname{sen} \frac{n\pi z}{2H} \right) \varepsilon^{-\frac{1}{4} n^2 \pi^2 T} \quad [3.25]$$

En particular, si u_i es una constante u_0 , la ecuación se convertirá en

$$u = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2u_0}{n\pi} (1 - \cos n\pi) \left(\operatorname{sen} \frac{n\pi z}{2H} \right) \varepsilon^{-\frac{1}{4} n^2 \pi^2 T}$$

En la cual n es par, $1 - \cos n\pi$ desaparece; cuando n es impar, este factor se convierte en 2. Por lo consiguiente es conveniente dejar que $n = 2m + 1$, en la cual m es un entero. La sustitución de la siguiente ecuación

$$M = \frac{1}{2} \pi (2m + 1) \quad [3.24]$$

es una ayuda considerable en la simplificación de la escritura de las ecuaciones siguientes, ya que M aparece frecuentemente. Después de que se han hecho estas sustituciones la ecuación para la presión hidrostática excesiva inicial se convierte en

$$u = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2u_0}{M} \left(\operatorname{sen} \frac{Mz}{H} \right) \varepsilon^{-M^2 T} \quad [3.25]$$

En términos de la relación de la consolidación, definida por

$$U_z = \frac{e_1 - e_0}{e_1 - e_2} = \frac{p - p_1}{p_2 - p_1} = 1 - \frac{u}{u_i}$$

esta expresión se convierte en:

$$U_z = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \left(\operatorname{sen} \frac{Mz}{H} \right) \varepsilon^{-M^2 T} \quad [3.26]$$

Esta ecuación es representada por la Fig. 3.1, como será explicado en el punto 3.1.2. El grado promedio de consolidación sobre la profundidad de la capa, en un tiempo cualquiera durante el proceso de consolidación, podrá ahora ser determinado. El exceso de presión hidrostática inicial puede expresarse

$$\frac{1}{2H} \int_0^{2H} u_i dz$$

Similarmente, el exceso hidrostático promedio en un tiempo intermedio cualquiera t será

$$\frac{1}{2H} \int_0^{2H} u dz$$

La relación de consolidación promedio U es el valor promedio de U_x sobre la profundidad de la capa. Este será igual al valor promedio de $1 - u/u_i$ y puede expresarse

$$U = 1 - \frac{\int_0^{2H} u dz}{\int_0^{2H} u_i dz} \quad [3.27]$$

La situación del valor de u dado por la Ec. 3.23 y su Integración será dar por;

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2 \int_0^{2H} u_i \operatorname{sen} \frac{Mz}{H} dz}{M \int_0^{2H} u_i dz} \varepsilon^{-M^2 T} \quad [3.28]$$

En el caso especial del exceso hidrostático Inicial constante u_0 , la ecuación se convierte en

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} \varepsilon^{-M^2 T} \quad [3.29]$$

La Ec. 3.29 se representa por la curva I de la Fig. 3.2 la cual se verá con un poco más de detalle en el punto 3.1.2. Sin embargo se ha encontrado que la Ec. 3.29 puede ser representada con gran precisión por medio de las siguientes expresiones empíricas.

$$\text{Cuando } U < 60\%, T = \frac{\pi}{4} U^2$$

$$\text{Cuando } U > 60\%, T = -0.9332 \operatorname{Log}_{10}(1 - U) - 0.0851$$

3.1.2 Proceso teórico de la consolidación

La consolidación unidimensional, sujeta a la condición de exceso de presión hidrostática Inicial, es el tipo de consolidación que aquí es de mayor importancia. La ec. 3.26 solo contiene números abstractos. Los valores de U_x pueden obtenerse al asignar valores de z/H y T para permitir la determinación de la familia de curvas mostrada en la Fig. 3.1. Una vez que se tiene dicha gráfica, la fórmula ya no es necesaria, y el tedioso procedimiento para obtener los cálculos de los valores correspondientes, ya no es necesario.

En una forma instructiva la Fig. 3.1 presenta toda la idea del proceso teórico de la consolidación a estas curvas también se les conoce con el nombre de curvas isócronas. Se puede ver que la consolidación procede más rápidamente

en las caras drenadas y más lentamente en el centro de la capa. Consideremos, por ejemplo, la curva para un valor T igual a 0.1. Esta curva representa las condiciones después de transcurrido un cierto tiempo definido, medido a partir de la iniciación del proceso de consolidación. El número real de minutos o años correspondientes en una capa natural será múltiplo constante de T , la constante dependerá de los valores de C_v y de h como ha sido mostrado por la ec. 3.22. A este tiempo y a una profundidad igual a un décimo de la altura de la capa, la consolidación será completa en un 65% mientras que en el centro de la capa solamente el 5% de la consolidación ha ocurrido. Al continuar el tiempo el porcentaje de la consolidación en todos los puntos aumentará. Finalmente, después de transcurrido un tiempo teórico infinito, la consolidación será del 100% en todas las profundidades, la presión hidrostática excesiva será igual a cero, y toda la presión aplicada es soportada por los gránulos del suelo.

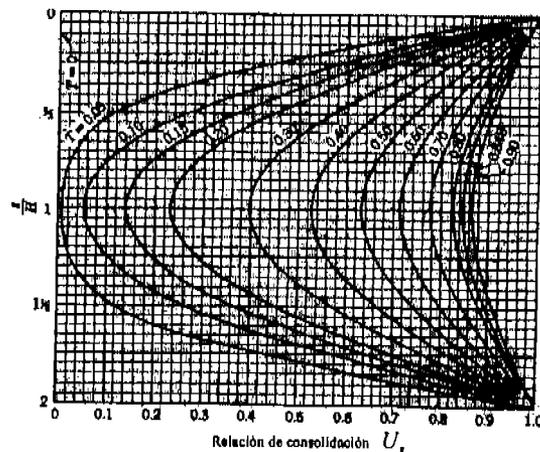


Fig. 3.1 La consolidación como una función de la profundidad y el factor tiempo

La ec. 3.29 expresa la relación entre el tiempo y el estado promedio de consolidación sobre la altura de la capa: El trazo de esta ecuación es la curva 1 de la Fig. 3.2. Si usamos nuevamente el valor para T de 0.1 para ilustración, se verá en la Fig. 3.2 que la consolidación promedio es de un 35% y el área a la izquierda de la curva será el 35% del área total de la gráfica. Más aún, el 35% de las compresiones que tendrán lugar durante la consolidación, de acuerdo con la teoría, habrán ocurrido cuando el factor tiempo sea 0.1.

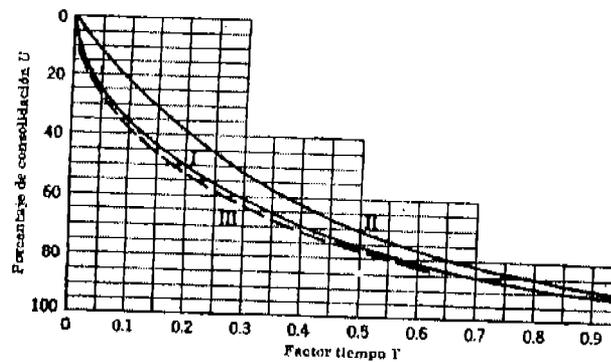


Fig. 3.2. Curvas de consolidación de acuerdo a la teoría de Terzaghi

En la aplicación de la teoría de la consolidación para la predicción de asentamientos, solamente se deberá de considerar la consolidación promedio. En este tipo de análisis la curva I de la Fig. 3.2 es la relación usada comúnmente, y la Fig. 3.1 es valiosa principalmente en la explicación del proceso de la consolidación. Por consiguiente los valores de U_z que representan la consolidación en varios puntos, son usados en menor forma que los valores de U , que representan la consolidación promedio de toda la consolidación de la capa o de una muestra, por lo general se hace referencia al valor de U . En la Tabla 3.1 se muestran los valores de Consolidación en función del factor tiempo.

U (%)	Tv								
1	0.00008	21	0.03460	41	0.13200	61	0.29700	81	0.58800
2	0.00030	22	0.03800	42	0.13800	62	0.30700	82	0.61000
3	0.00071	23	0.04150	43	0.14500	63	0.31800	83	0.63300
4	0.00126	24	0.04520	44	0.15200	64	0.32900	84	0.65800
5	0.00196	25	0.04910	45	0.15900	65	0.34000	85	0.68400
6	0.00283	26	0.05310	46	0.16600	66	0.35200	86	0.71200
7	0.00385	27	0.05720	47	0.17300	67	0.36400	87	0.74200
8	0.00502	28	0.06150	48	0.18100	68	0.37700	88	0.77400
9	0.00636	29	0.06600	49	0.18800	69	0.39000	89	0.80900
10	0.00785	30	0.07070	50	0.19700	70	0.40300	90	0.84800
11	0.00950	31	0.07540	51	0.20400	71	0.41700	91	0.89100
12	0.01130	32	0.08030	52	0.21200	72	0.43100	92	0.93800
13	0.01330	33	0.08550	53	0.22100	73	0.44600	93	0.99300
14	0.01540	34	0.09070	54	0.23000	74	0.46100	94	1.05500
15	0.01770	35	0.09620	55	0.23900	75	0.47700	95	1.12900
16	0.02010	36	0.10200	56	0.24800	76	0.49300	96	1.21900
17	0.02270	37	0.10700	57	0.25700	77	0.51100	97	1.33600
18	0.02540	38	0.11300	58	0.26700	78	0.52900	98	1.50000
19	0.02830	39	0.11900	59	0.27600	79	0.54700	99	1.78100
20	0.03140	40	0.12600	60	0.28600	80	0.56700	100	2.00000

Tabla 3.1

3.1.3 Comparación de las curvas de consolidación de laboratorio y teóricas

Para la comparación de resultados de las pruebas con los resultados teóricos, podemos observar que la curva de laboratorio de la Fig. 2.5 del segundo capítulo y la relación teórica de tiempo ilustrada en la Fig. 3.2 son muy similares en su forma pero, como podemos observar las curvas a una escala natural del tiempo no nos brindan muchas facilidades para la comparación. Dos tipos de trazos transformados, uno utilizando la raíz cuadrada del tiempo como abscisa y el otro el logaritmo del tiempo, nos podrá mostrar características de las relaciones con una mayor ventaja.

Los métodos para la determinación del coeficiente de consolidación a partir de la información de las pruebas de laboratorio por medio del uso de las características que aparecen en la Fig. 3.3 y en la Fig. 3.4 son llamados métodos de ajuste.

- (a) *El método de Ajuste de la Raíz Cuadrada del Tiempo.* El presente método fue desarrollado por Taylor. El método es el siguiente: se puede observar en la Fig. 3.3 (b) que la curva teórica sobre el trazo de la raíz cuadrada es una línea recta hasta cerca del 60% de la consolidación. Se puede determinar por medio de los valores tabulados en la tabla 3.1 que la abscisa de la curva de la Fig. 3.3 (b) al 90% de la consolidación es 1.15 veces la abscisa de una extensión de la línea recta. Esta característica de la curva teórica es utilizada para determinar el punto del 90% de la consolidación.

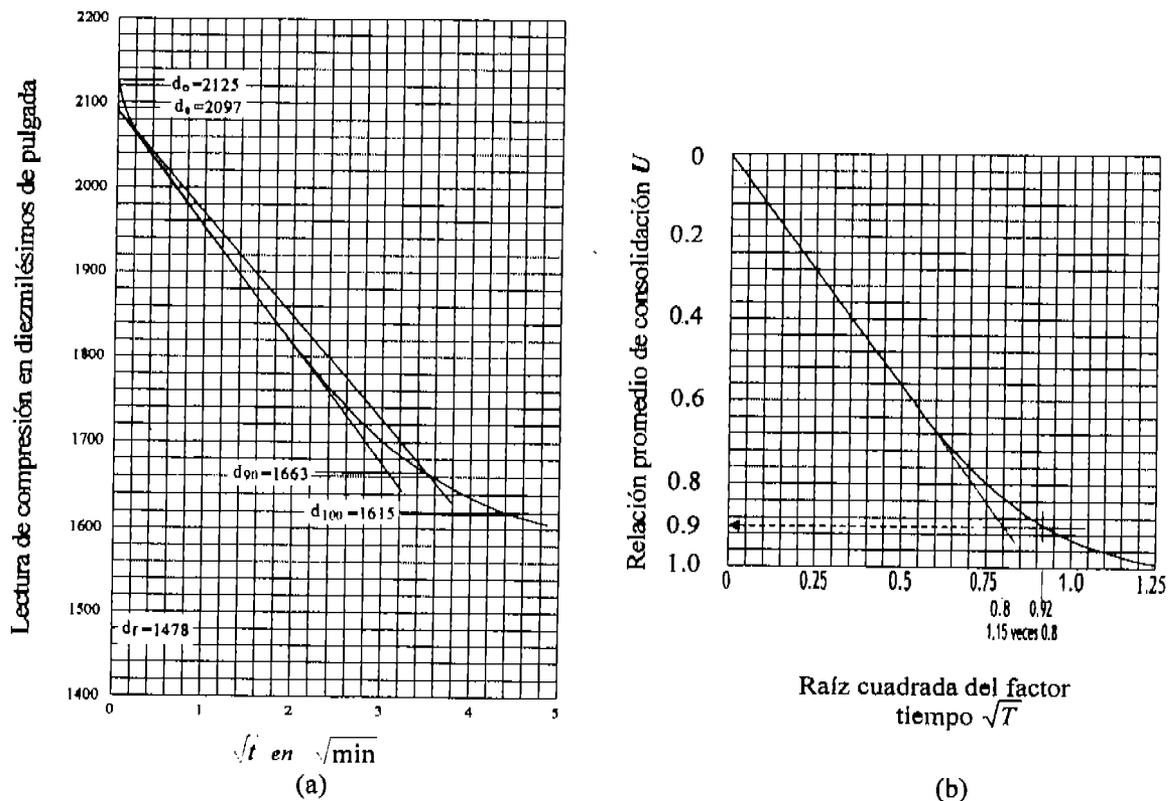


Fig. 3.3 Método de la raíz cuadrada del tiempo; Taylor (a) curva de laboratorio; (b) curva teórica

Sobre la curva de laboratorio se traza, generalmente, una línea recta la cual estará bastante cercano a los puntos observados al inicio de la compresión. Esta línea se muestra en la Fig. 3.3 (a). Una segunda línea coincidiendo con la primera a un tiempo cero y teniendo todas las abscisas 1.15 veces más grandes que los valores correspondientes sobre la primera curva, se podrá trazar. El punto común sobre estas líneas rectas al tiempo cero, está generalmente un poco bajo el cero de la escala de compresión, debido, por lo menos en parte, a la compresión inmediata de las pequeñas cantidades de gas que se encuentran en los poros. Este punto, el cual estará a una lectura de cuadrante d_s o 2097 en la Fig. 3.3 (a), es llamado el punto cero corregido; la compresión que ocurre antes de que se llegue a este punto es llamada la compresión inicial. El punto de intersección de la segunda línea recta y la curva de laboratorio será una lectura de cuadrante de d_{90} o 1663, y será el punto del 90% de la consolidación. El tiempo es designado por t_{90}

El coeficiente de consolidación para la curva de la Fig. 3.3 (a) puede ser determinado por la ecuación 3.22 en la forma de

$$T_{90} = \frac{C_v t_{90}}{H^2}$$

(b) *Método del Logaritmo del tiempo.* El siguiente método para la determinación del coeficiente de consolidación fue expuesto por Casagrande y Fadum (ver Fig. 3.4) el cual consiste en los siguientes pasos:

1. Obtenga la intersección del tramo recto de la compresión secundaria y de la compresión primaria. Es decir la intersección de las dos tangentes nos determinara el 100% de consolidación primaria, esto es representado por el punto A. Obtenga la deformación d_{100} .
2. Seleccione t_1 y t_2 sobre la porción de la curva tal que $t_2 = 4t_1$. Con esto se obtendrán los puntos B y C. Obtenga la diferencia de las ordenadas x .
3. Dibuje la línea DE con una distancia x a partir del punto B. Obtenga la deformación d_0 , la cual representa la deformación para el 0% de consolidación primaria.
4. Obtenga la ordenada del punto F, la cual corresponde a d_{50} (deformación para el 50% de consolidación primaria) y el correspondiente t_{50} .
5. Mediante la ecuación 3.22 determine el correspondiente coeficiente de consolidación, en la siguiente forma

$$T_{50} = \frac{C_v t_{50}}{H^2}$$

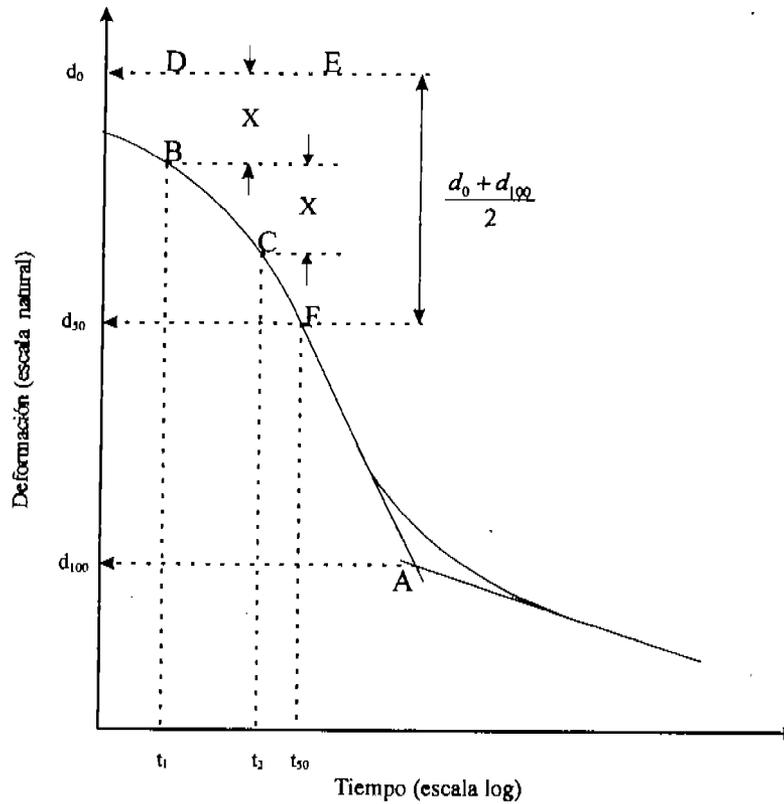


Fig. 3.4 Método de ajuste del logaritmo del tiempo

3.2 Compresión primaria

Los métodos de ajuste antes señalados nos servirán para calcular el asentamiento de un estrato de suelo en cualquier tiempo, o si se prefiere, calcular en que tiempo se lleva a cabo determinado porcentaje de consolidación. Utilizando a Terzaghi el asentamiento total provocado por consolidación primaria en un estrato será con la siguiente fórmula:

$$\Delta H = mv \cdot \Delta \sigma \cdot H$$

Donde:

H : Es el espesor del estrato independientemente de las condiciones de drenaje en cm.

$\Delta \sigma$: Es el incremento de esfuerzo en kg/cm²

mv : Es el coeficiente de Variación volumétrica en cm³/kg, y físicamente expresa la compresibilidad del suelo. Este se calcula como:

$$mv := \frac{a_v}{1 + e}$$

Calculándose

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma}$$

Donde:

a_v : es el coeficiente de compresibilidad en cm^2/kg .

Δe : La diferencia de relación de vacíos inicial y final.

La expresión para el cálculo del asentamiento primaria también puede calcularse con la siguiente fórmula:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e} H$$

En donde:

e : es la relación de vacíos inicial

H : El espesor del estrato expresado en m.

Si se deseará determinar el asentamiento, por ejemplo al cabo de un año, se seguirá el siguiente procedimiento:

1. Calcular el asentamiento total con la fórmula expuesta anteriormente
2. Calcular el valor de C_v mediante cualquiera de los métodos de ajuste antes visto, por ejemplo, utilizando Taylor y mediante la siguiente fórmula determinamos dicho valor:

$$C_v = \frac{T_{90} H^2}{t_{90}}$$

Donde:

t_{90} lo obtenemos de la gráfica que se explicó en el punto 3.1.3 en seg.

H : Será el espesor del espécimen, si la prueba fue drenada por ambas caras el espesor será $H/2$ en cm (considerando el espesor de la muestra como H).

T_{90} : se obtiene de la tabla 3.1

3. Una vez obtenido C_v . Calculamos ahora T_v , mediante la siguiente fórmula:

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2}$$

En donde

C_v : tendrá el mismo valor que en el estrato real, (hipótesis de la aplicación).

t : El tiempo en el que se desea calcular el asentamiento en seg.

H = Espesor del estrato de acuerdo a las condiciones de drenaje, si el estrato tiene una frontera impermeable será la altura real del estrato, si el estrato esta entre dos estratos permeables, H será considerado como el semiespesor, es decir $H/2$

4. Con este valor de T_v ($T_v = T$ en la tabla 3.1) se busca el porcentaje de consolidación. El valor del asentamiento del estrato para el tiempo de un año será

$$St_{1año} = \Delta H \cdot \left(\frac{U(\%)}{100} \right)$$

Es decir el asentamiento en cada tiempo es igual al total que ha de producirse, por el grado de consolidación que el estrato ha alcanzado en ese tiempo.

Como se observo, la compresión en función del tiempo correspondiente al fenómeno de retardo hidrodinámico de la deformación en suelos saturados, puede estudiarse utilizando la teoría de la consolidación de Terzaghi. Esta teoría como se vio supone que el suelo es un material de estructura resistente que admite esfuerzo y que se puede comprimir hasta un valor definido que se calcula por medio del coeficiente de compresibilidad volumétrica. La estructura del suelo queda representada por un elemento resistente que puede deformarse en forma inmediata a medida que el esfuerzo efectivo progresa y el cual, finalmente, recibe toda la carga, sin embargo, el agua atrapada en los poros retarda la compresión por el fenómeno exclusivamente hidrodinámico. Durante este proceso hidrodinámico de consolidación el agua de los poros toma parte de la carga aplicada.

La teoría de la consolidación de Terzaghi aparentemente proporciona resultados satisfactorios en el cálculo de compresiones en función del tiempo, en depósitos de arcilla, es decir para la primera etapa de la consolidación, durante la cual se verifica el proceso hidrodinámico. Sin embargo, cuando la compresión ya está adelantada se observa que la curva real se desvía de la teórica. El hecho es que el comportamiento real del suelo aparece explícitamente para determinado tiempo después de haberse verificado la parte importante del proceso hidrodinámico después de lo cual se observan principalmente los fenómenos viscosos intergranulares del material.

3.3 Compresión secundaria

Este tipo de fenómeno es que el será analizado a detalle en el siguiente capítulo, sin embargo es conveniente dar una breve definición de lo que es la compresión secundaria.

Bajo este contexto cabe mencionar que diversos autores suelen llamar a esta etapa consolidación secundaria, así como anteriormente, la compresión primaria suelen llamarla consolidación primaria. En nuestro caso y para no entrar en confusiones, utilizaremos ambos términos indistintamente, es decir se entenderá por igual los términos compresión primaria y secundaria, ó consolidación primaria y secundaria.

Buisman (1936) y Gray (1936) fueron los primeros en citar diferencias respecto a los resultados previstos por la Teoría de la consolidación de Terzaghi.

Una serie típica de resultados de una prueba de consolidación para un incremento de carga con medida de presiones intersticiales se ha presentado en la Fig. 3.5.

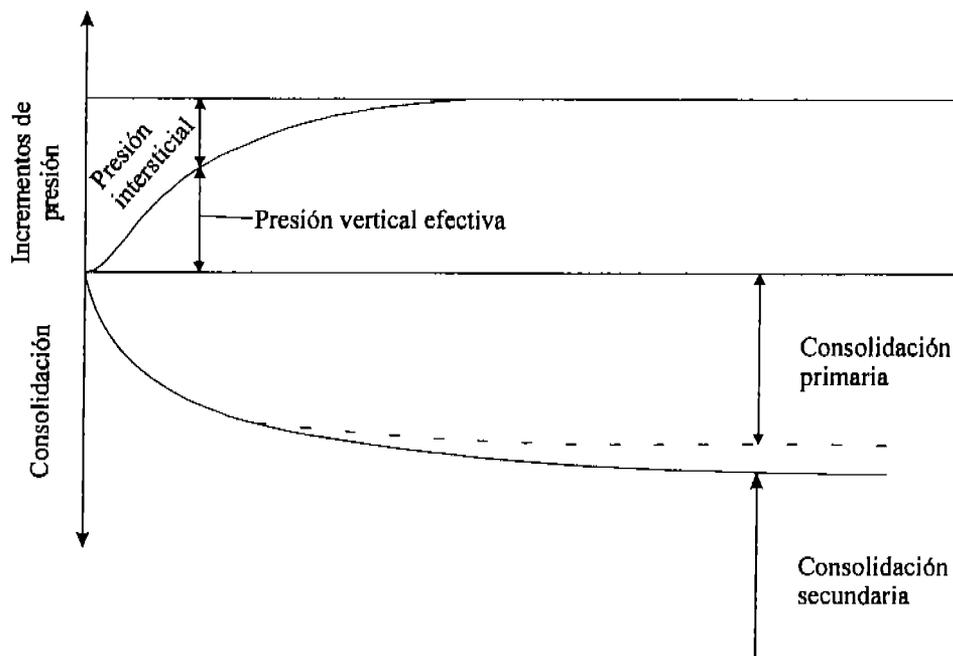


Fig. 3.5. Consolidación primaria y secundaria

Estos resultados se basan en cuidadosas pruebas realizadas primeramente por Taylor (1942) y repetidas posteriormente por numerosos investigadores. Por lo que la consolidación durante una prueba de este tipo puede dividirse convenientemente en dos fases:

1. La consolidación que se produce durante la disipación de las sobrepresiones intersticiales. Esta consolidación avanza con el tiempo de acuerdo con la teoría de la consolidación expuesta en el presente capítulo y resumida en el punto anterior, la cual suele denominarse consolidación primaria o consolidación primaria.
2. La consolidación que continúa lentamente después de que se han disipado prácticamente las sobrepresiones intersticiales la cual se denomina como consolidación secundaria o consolidación secundaria, la cual corresponde al comportamiento viscoso intergranular del material durante el cual se verifican fenómenos de deformación volumétrica plástico-viscosa. El estudio sobre el fenómeno de la viscosidad intergranular será dado a detalle en el siguiente capítulo.

Cabe mencionar que la relación entre la consolidación primaria y la secundaria ha sido de gran interés para diversos investigadores, una de estas relaciones la ilustra la Fig. 3.6. En donde se observa la importancia del espesor de la muestra sobre el desarrollo de la consolidación primaria y secundaria para un suelo dado. Cuanto más delgada es la muestra, más corto es el tiempo necesario para la disipación de las sobrepresiones intersticiales. Si fuera posible ensayar una muestra muy delgada la consolidación podría producirse en dos fases diferenciadas: una consolidación instantánea y una diferida. Para muestras de espesor finito los efectos instantáneo y diferido están presentes durante la

denominada consolidación primaria. Para estratos muy gruesos de arcilla gran parte de la consolidación que se produce al disiparse las sobrepresiones intersticiales puede ser realmente una consolidación diferida. La consolidación instantánea y la velocidad de consolidación diferida son propiedades del esqueleto mineral del suelo. La importancia relativa de la consolidación primaria o secundaria depende del tiempo necesario para la disipación de las presiones intersticiales y, por lo tanto, del espesor del suelo. La importancia relativa de las consolidaciones secundaria y primaria varía con el tipo de suelo y con la relación entre el incremento de esfuerzos y los esfuerzos iniciales.

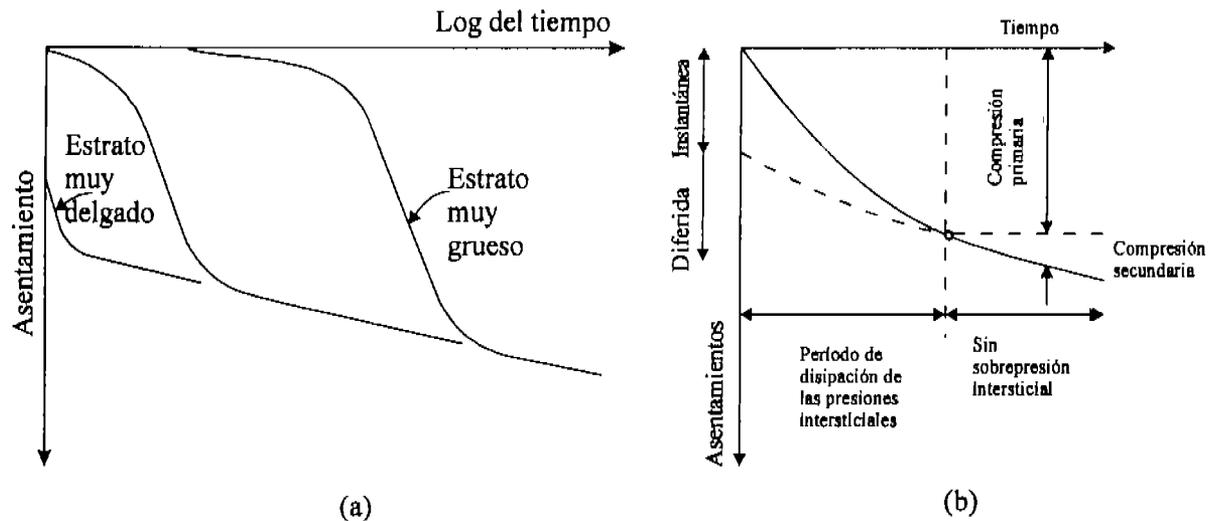


Fig. 3.6. Relación entre la consolidación instantánea y diferida y las consolidaciones primaria y secundaria. a) Para diferentes espesores. b) Para un espesor determinado de estrato

CAPITULO 4. TEORIA DE ZEEVAERT PARA LA VISCOSIDAD INTERGRANULAR EN SUELOS FINOS SATURADOS

Los sedimentos finos saturados como arcillas, arcilla limosas y limos arcillosos que se formaron en ambientes lacustres, marinos, lagunas marginales y llanuras de inundación cerca de la desembocadura de los ríos presentan generalmente un comportamiento *viscoso intergranular*, comúnmente conocido como compresión secundaria.

Cuando el subsuelo se encuentra altamente estratificado con intercalaciones de arena, la compresión primaria, debido al fenómeno hidrodinámico de la consolidación, se verifica rápidamente, mostrándose más evidente la compresión secundaria.

El Dr. Leonardo Zeevaert ha investigado durante varias décadas el fenómeno de viscosidad intergranular. En este trabajo se ofrece una interpretación de la teoría del Dr. Zeevaert la cual estudia el fenómeno antes mencionado.

4.1 Esfuerzo crítico

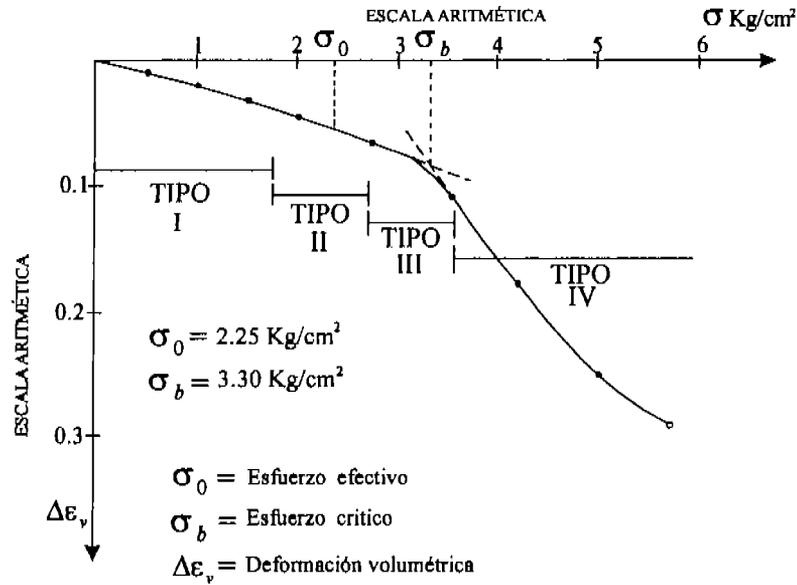
El suelo se encuentra en la naturaleza bajo un determinado estado de esfuerzos efectivos y presión hidráulica. Al ser extraída una muestra para efectuar una prueba de compresibilidad en consolidómetro, el estado de esfuerzos y presiones hidráulicas a la que estaba sometido, se alivia. Al ser colocado y cargado en el consolidómetro, se obtiene la recompresión del suelo como indica la rama plana de la curva de compresibilidad (Fig.4.1). Cuando se rebasa el esfuerzo crítico de compresión confinada, σ_b , se observa un quiebre en la curva de compresibilidad, el cual se origina por la falla interna de la estructura del suelo al alcanzar su resistencia al esfuerzo cortante.

Teóricamente, el quiebre puede valorarse mediante la ecuación

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

Donde ν representa el valor de la relación de Poisson en el momento de quiebre y c la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. El valor de ν en el quiebre de la curva tiende a ser de 0.25 a 0.5.

La rama inclinada de la curva de compresibilidad representa la compresión del suelo para una nueva condición estructural impuesta por el confinamiento que le proporciona el anillo del consolidómetro. Las deformaciones volumétricas unitarias en esta rama de la curva de compresibilidad, cerca del quiebre, son grandes comparadas con las de la curva antes del esfuerzo crítico, σ_b (Fig. 4.1). En este tipo de suelos, la rama inclinada no debe usarse para diseño si se quieren evitar grandes desplazamientos verticales.

Fig. 4.1 Curva de compresibilidad¹

En el intervalo de los esfuerzos de la recompresión, las curvas de consolidación muestran la configuración que indica la (Fig4 .2). Dicha configuración depende del coeficiente de consolidación del suelo C_v , de la viscosidad intergranular de éste, del espesor del estrato y de las condiciones de drenaje. La magnitud de la viscosidad intergranular es, sin embargo, una función importante del nivel de esfuerzos cortantes que se generan durante la prueba del consolidómetro.

La aplicación de la teoría propuesta por el Dr. Zeevaert es explicada usando pruebas de una arcilla saturada típica de la Ciudad de México, la configuración típica de las curvas de consolidación obtenidas en pruebas de consolidómetro, se muestran en las Figs. 4.2 a 4.5, las cuales presentan las siguientes características: Para niveles bajos de esfuerzo de recompresión, (ver Fig. 4.1) la curva de consolidación toma la configuración mostrada en la Fig. 4.2 la cual es llamada Tipo I.

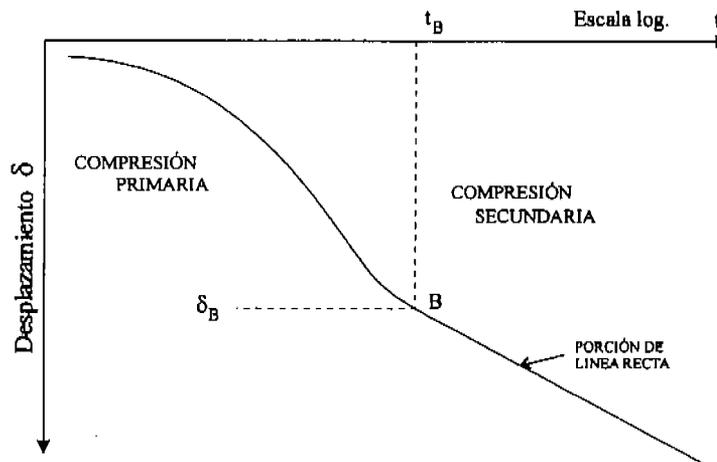


Fig. 4.2. Tipo I curva de consolidación por debajo del esfuerzo crítico

Para niveles de esfuerzos mayores de la rama de recompresión en la curva de compresibilidad (ver Fig. 4.1) y cerca del esfuerzo crítico, la configuración de la curva de consolidación es como la que se muestra en la Fig. 4.3. En este caso la compresión secundaria o viscosidad intergranular es mas evidente y toma una configuración convexa después de que la compresión primaria es completada. Cuando la curva de consolidación muestra esta configuración es considerada Tipo II.

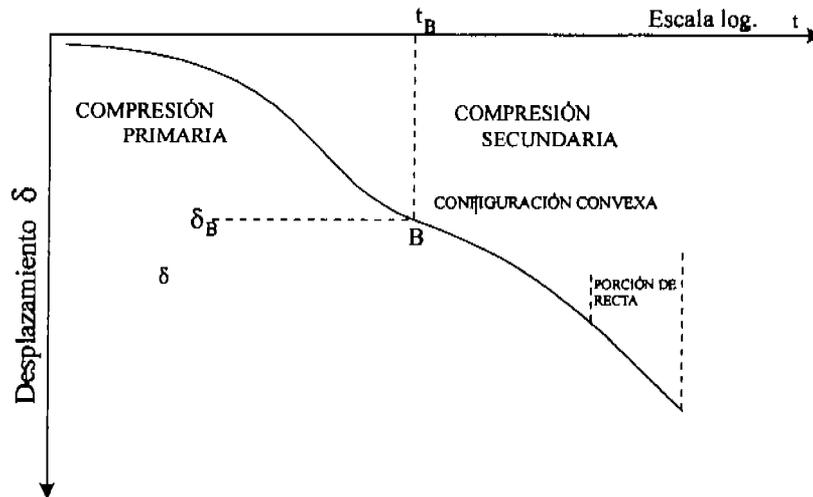


Fig. 4.3. Tipo II curva de consolidación antes del esfuerzo crítico

Para un esfuerzo muy cerca del esfuerzo crítico y hasta un poco después del mismo, la configuración de la curva de consolidación muestra la configuración de la Fig. 4.4. Esta curva que se encuentra en la zona de esfuerzo crítico es la curva Tipo III.

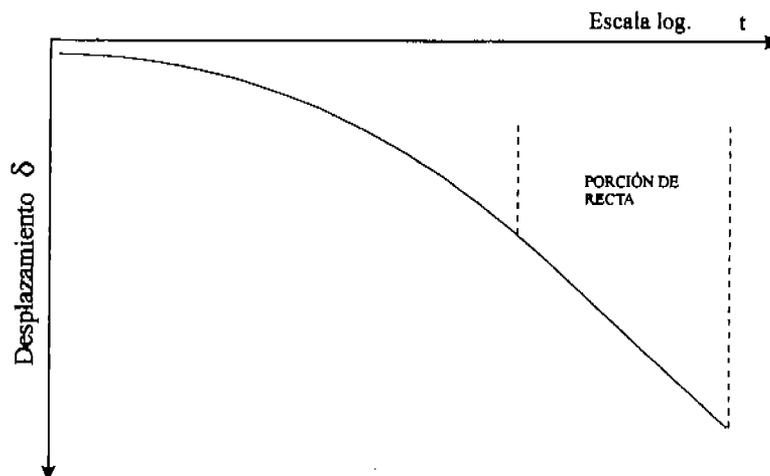


Fig. 4.4. Tipo III curva de consolidación en la zona de esfuerzo crítico

Después del esfuerzo crítico, una nueva estructura de arcilla es forzada por debajo de las condiciones de confinamiento dando una configuración típica de la curva llamada Tipo IV, ver Fig. 4.5

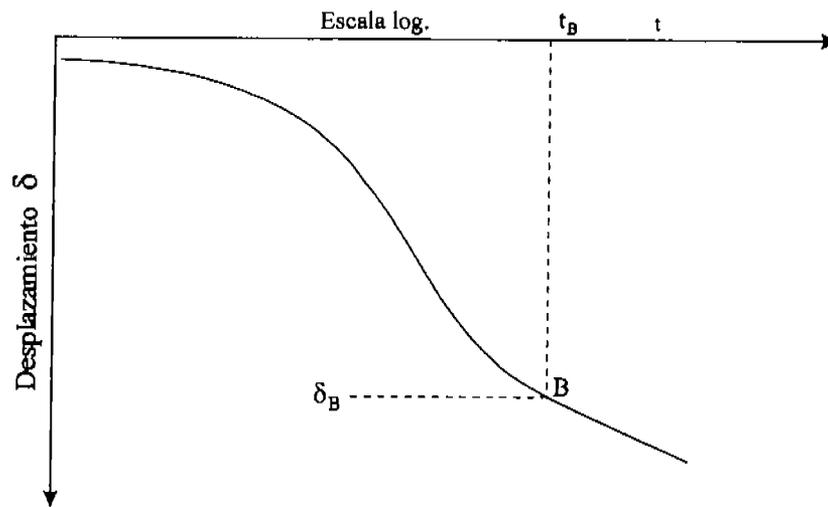


Fig. 4.5. Tipo IV curva de consolidación después del esfuerzo crítico

El objetivo del trabajo que se presenta se limita a resultados en pruebas del consolidómetro para curvas de consolidación realizadas a niveles menores del esfuerzo crítico.

4.2 Consideraciones teóricas

La teoría se establece por medio de dos hipótesis fundamentales:

1. El suelo está constituido por dos estructuras básicas; la primera está formada por granos microscópicos carentes de cohesión saturados con agua de fluidez normal, y la segunda esta formada por floculos de granos microscópicos y submicroscópicos que forman aglomeraciones de minerales de arcilla, saturados de agua con fluidez menor a la normal.
2. La estructura floculenta formada por arcilla y coloides representa el fenómeno de deformación secular y la estructura floculenta formada con parte de granos inertes microscópicos, representa el esqueleto estructural del comportamiento elasto-plástico resistente.

De lo anterior resulta una micro-estructura doblemente floculenta. Este nombre se debe a lo siguiente; un sedimento depositado en aguas tranquilas contiene desde el punto de vista granulométrico y mineralógico una variedad de granos, desde arena muy fina y limo hasta minerales de arcilla y coloides orgánicos. El sedimento puede contener también conchas microscópicas y diatomeas, ver Fig. 4.6

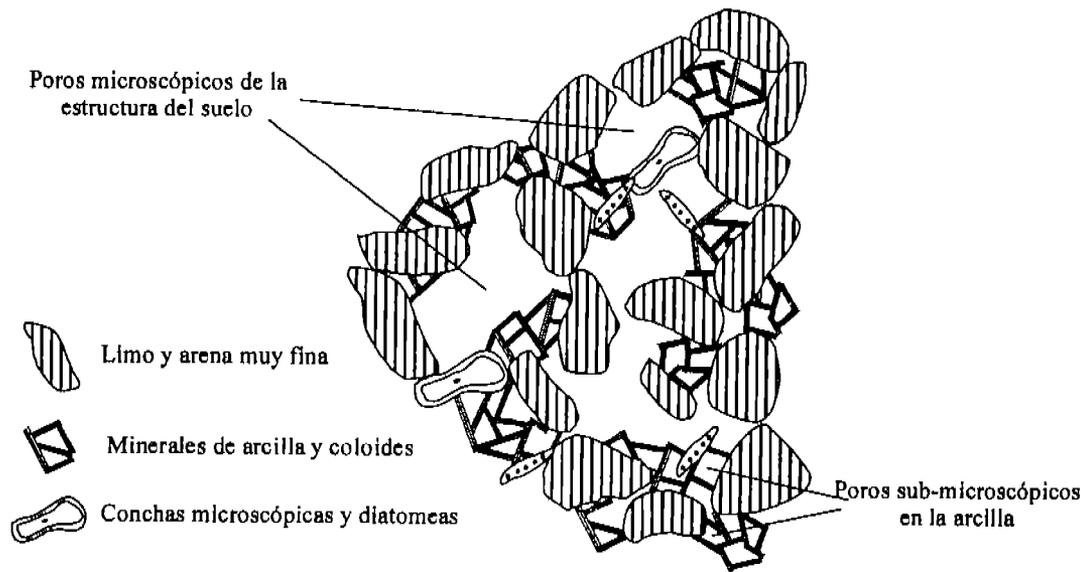


Fig. 4.6 Concepción artística de aglomeración de granos sub-microscópicos

Durante la sedimentación se forman floculos debido a la conocida acción electrolítica que se presenta en prácticamente todos los sedimentos finos depositados en el agua. Los floculos se forman por aglomeración de arcilla, los cuales a su vez forman una estructura a semejanza de casa de naipes.

Al someterse el suelo a un incremento de carga unitaria Δ_p , se origina un cambio volumétrico de la estructura primaria $\Delta\varepsilon_{v1}$, y de la secundaria, $\Delta\varepsilon_{v2}$. Es evidente que el cambio total por el efecto de la compresión de las dos estructuras consideradas será:

$$\Delta\varepsilon_v = \Delta\varepsilon_{v1} + \Delta\varepsilon_{v2} \quad (2)$$

Dichos cambios son retardados por el fenómeno hidrodinámico de la consolidación. Para analizar el fenómeno físico que se presenta, se utilizarán dos modelos reológicos:

- a) La compresión primaria se analiza mediante el modelo de Kelvin, el cual puede ser correlacionado con el reológico de Terzaghi, que implica que la compresión primaria tiende a ser finita.
- b) La compresión secundaria se analiza con un modelo propuesto por Zeevaert, denominado Modelo Z, el cual representa el comportamiento viscoso intergranular del suelo.

4.2.1 Modelo reológico de Kelvin

Se representa mediante dos elementos en paralelo Fig.4.7 (parte superior), uno es resistente y capaz de tomar carga permanente al final del proceso primario; el otro presenta un amortiguamiento newtoniano de fluidez lineal, ϕ_1 ; por consiguiente, se pueden establecer las siguientes condiciones de equilibrio¹

$$\Delta p = \Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_{N1} \quad (3)$$

de deformación volumétrica unitaria

$$\Delta \varepsilon_{v1} = \Delta \varepsilon_1 = \Delta \varepsilon_{N1} \quad (4)$$

de esfuerzo-deformación volumétrica unitaria

$$\Delta \varepsilon_1 = (\alpha_1)(\Delta \sigma_1) \quad (5)$$

$$\Delta \varepsilon_N = (\phi_1)(\Delta \sigma_{N1}) \quad (6)$$

Se obtiene la siguiente ecuación diferencial del fenómeno primario, al resolver para el valor de $\Delta \varepsilon_{v1}$:

$$\Delta \varepsilon_{v1} + \left(\frac{\phi_1}{\alpha_1} \right) (\Delta \varepsilon_{v1}) = (\phi_1)(\Delta p) \quad (7)$$

Integrando se obtiene:

$$\Delta \varepsilon_{v1} = (\alpha_1)(\Delta p) \left[1 - e \text{Exp}(-\phi_1) \left(\frac{t}{\alpha_1} \right) \right] \quad (8)$$

Para un gran número de unidades Kelvin se puede escribir:

$$\Delta \varepsilon_{v1} = \Delta p \left[\sum \alpha_1 - \sum \alpha_1 e \text{Exp}(-\phi_1) \left(\frac{t}{\alpha_1} \right) \right] \quad (9)$$

considerando que $\sum \alpha_1 = \alpha$ representa la compresibilidad, se obtiene finalmente:

$$\Delta \varepsilon_{v1} = (\alpha)(\Delta p) \left[1 - \sum \frac{\alpha}{\alpha} e \text{Exp}(-\phi_1) \left(\frac{t}{\alpha_1} \right) \right] \quad (10)$$

Por otro lado, de la teoría de consolidación de Terzaghi resulta:

$$\Delta \varepsilon_{v1} = m_v \cdot \Delta p \left(1 - \sum \frac{2}{M} e \text{Exp} - M \cdot Tv \right) \quad (11)$$

donde $Tv = \frac{Cv \cdot t}{H^2}$ es el factor tiempo primario, y $M = (2m - 1)^2 \pi^2 / 4$

Si se comparan las ecuaciones 10 y 11 se observa que el modelo de Kelvin y el de Terzaghi son equivalentes; su correspondencia queda establecida por medio de las relaciones:

¹Desarrollo realizado por Leonardo Zeevaert, ver referencia

$$\frac{\alpha_1}{\alpha} = \frac{2}{M} \quad \text{y} \quad \frac{\phi_1}{\alpha_1} = MCv/H^2$$

de donde se obtiene

$$\alpha = m_v \quad \text{y} \quad \frac{\phi_1}{\alpha} = \frac{2Cv}{H^2} \quad (12)$$

Del análisis anterior queda establecido para la compresión confinada, el uso de la función de Terzaghi, $F(Tv)$, luego se puede escribir

$$\Delta\varepsilon_{v1} = m_v \cdot \Delta p \cdot F(Tv) \quad (13)$$

4.2.2 Modelo reológico de Zeevaert

Este modelo fue llamado modelo Z por el Dr. Zeevaert y está constituido por dos elementos en paralelo, un newtoniano de fluidez no lineal que representa la fluidez intergranular que disminuye con el tiempo, y el otro que representa un amortiguador newtoniano de fluidez lineal, ϕ_2 , el cual retarda la deformación volumétrica unitaria de la estructura secundaria ver. Fig. 4.7 parte inferior.

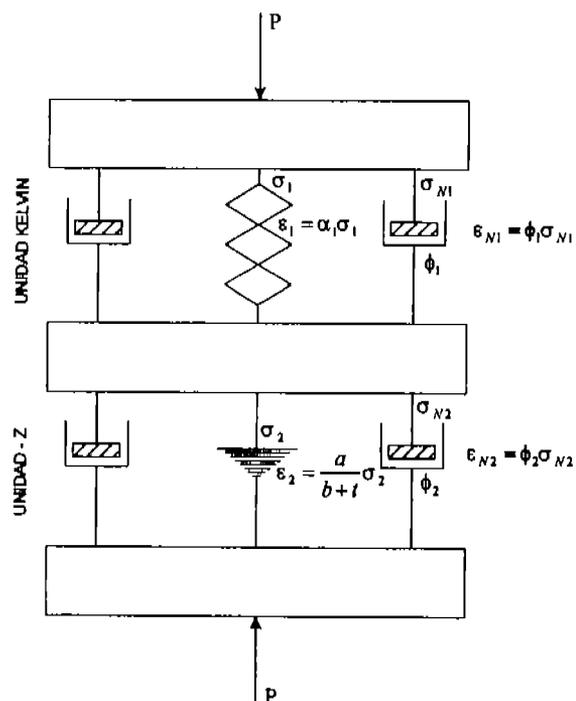


Fig. 4.7 Modelo reológico

Para este modelo en base a Zeevaert se establecen las siguientes condiciones

de equilibrio¹

$$\Delta p = \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_{N2} \quad (14)$$

de deformación volumétrica unitaria

$$\Delta \varepsilon_{V2} = \Delta \varepsilon_{N2} \quad (15)$$

de esfuerzo-deformación volumétrica unitaria

$$\Delta \varepsilon_2 = \frac{a}{b+t} \Delta \sigma_2 \quad (16)$$

$$\Delta \varepsilon_{N2} = \phi_2 \Delta \sigma_{N2} \quad (17)$$

Resolviendo para $\Delta \varepsilon_{V2}$ se obtiene la siguiente ecuación diferencial para el modelo Z

$$\Delta \varepsilon_{V2} = \frac{a}{b + a/\phi_2 + t} \cdot \Delta p \quad (18)$$

Integrando y considerando que para $t=0$, $\Delta p = \Delta \sigma_{N2}$ de 17 y 18 se obtiene $b=0$; por consiguiente

$$\Delta \varepsilon_{V2} = 2.31 a \cdot \Delta p \log \left(1 + \frac{\phi_2}{a} \cdot t \right) \quad (19)$$

La ecuación (19) se puede escribir en forma conveniente como

$$\Delta \varepsilon_{V2} = 2.31 a \cdot \Delta p \log \left(1 + \frac{\phi_2}{a} \cdot \frac{\alpha}{\phi_1} \cdot \frac{\phi_1}{\alpha} \cdot t \right)$$

Llámesese $2.31 a = m_i$ un valor medio para el incremento sostenido de Δp . De las relaciones Kelvin-Terzaghi resulta

$$\frac{\alpha}{a} = 2.31 m_v / m_i \quad \text{y} \quad \frac{\phi_1}{\alpha} = 2Cv / H^2$$

Definiendo $m_v / m_i = \beta$ se encuentra para la compresión volumétrica unitaria del fenómeno de viscosidad intergranular:

$$\Delta \varepsilon_{V2} = m_i \log \left(1 + \frac{4.62}{\beta} \cdot \frac{\phi_2}{\phi_1} \cdot Tv \right) \Delta p \quad (20)$$

donde

$$\frac{4.62}{\beta} \frac{\phi_2}{\phi_1} = \xi \quad (21)$$

El valor de ξ es un parámetro adimensional que se determina en las pruebas. Nótese que $\frac{C_v \xi}{H^2} = 1/\tau$ es el inverso de un tiempo, que representa el tiempo de relajamiento de la compresión secundaria, así pues

$$\xi = \frac{H^2}{\tau C_v} \quad (22)$$

La ecuación 20 también se puede escribir como

$$\Delta \varepsilon_{v2} = m_v \log\left(1 + \frac{t}{\tau}\right) \Delta p \quad (23)$$

Nótese que los valores de τ para la misma deformación volumétrica unitaria se encuentra en la siguiente proporción

$$\frac{\tau_1}{\tau_2} = \frac{H_1^2}{H_2^2} \quad (24)$$

De la ecuación 21 se puede escribir en forma adimensional para la deformación total volumétrica unitaria

$$\frac{\Delta \varepsilon_v}{m_v \cdot \Delta p} = \Omega \quad \text{y} \quad \Omega = F(T_v) + \beta \log(1 + \xi T_v) \quad (25)$$

donde Ω representa la configuración de las curvas de consolidación incluyendo el fenómeno de viscosidad intergranular. En este caso si $\beta = 0$ no existe la compresión secundaria.

Los parámetros de m_v , C_v , β y ξ son funciones del nivel de esfuerzo sobre el cual se aplica un incremento $\Delta \sigma$ ($\Delta \sigma = \Delta P$), de carga unitaria que produce el fenómeno de consolidación y pueden ser determinados en la prueba del consolidómetro. Los parámetros que se citan tienen el siguiente significado:

m_v Coeficiente de compresibilidad volumétrica unitario para la compresión primaria.

C_v Coeficiente de consolidación del fenómeno primario.

β Factor que mide la magnitud relativa del fenómeno viscoso intergranular.

ξ Factor adimensional que modifica el valor de $T_v = \frac{C_v \cdot t}{H^2}$, en el fenómeno viscoso intergranular.

4.3 Métodos de ajuste para la determinación de parámetros

Como se mencionó antes, este trabajo solo está destinado a analizar niveles de esfuerzo que se encuentran por debajo de los niveles de esfuerzo crítico, por lo que los métodos de ajuste que se darán a continuación solo serán para la configuración de las curvas Tipo I y Tipo II. Por lo que la ecuación (25) sufrirá un pequeño cambio para el cálculo de Ω que necesita la curva Tipo I. Dicho cambio se explica más adelante.

4.3.1 Ajuste para curvas tipo I

El cálculo de parámetros y el trazo de la curva teórica se da mediante los siguientes pasos, estos parecerán un poco complejos pero mediante los ejemplos realizados en el capítulo cinco se entenderán de una forma mucho mejor:

Para el ajuste de las curvas Tipo I tenemos:

Paso 1.- La expresión general para las curvas tipo I, en términos de δ y Tv , donde $Tv = f(t)$, es:

$$\delta = \delta_v \cdot F(Tv) + Ct \log(1 + 5Tv) \quad (a)$$

Paso 2.- Se determinan los puntos $P(t_p, \delta_p)$ y $F(t_f, \delta_f)$, que son propuestos y deben ubicarse en el último intervalo de la curva, es decir en el tramo recto de ésta.

1. Se determina la pendiente Ct , que es la pendiente de la curva tipo I, por medio de la siguiente fórmula.

$$Ct = \frac{\delta_f - \delta_p}{\log(t_f / t_p)} \quad (b)$$

Paso 3.- La primera iteración consiste en proponer un punto $B = (\delta_B, t_B)$ de la curva de consolidación como el límite de la consolidación primaria de Terzaghi; para ello el Dr. Zeevaert sugiere ubicarlo inmediatamente después del quiebre de la curva de consolidación a analizar.

Nota: a) Para ese punto B se tiene que: $F(Tv) \approx 1$ y $Tv \approx 2$, donde $F(Tv)$ es la función teórica de consolidación de Terzaghi (U) y Tv es el factor tiempo.

b) De la función teórica, se observa que para $F(Tv) \approx 0.5$ (es decir, el 50% de la consolidación primaria) se tiene que $Tv \approx 0.2$. Esto se utiliza para obtener el ajuste deseado.

Paso 4.-Sustituyendo las coordenadas del punto B propuesto en la ec. (a), se obtiene:

$$\delta_v = \delta_B - 1.04Ct \quad (c)$$

Paso 5.-La ec. (a), evaluada para el 50% de la consolidación primaria, se reduce a:

$$\delta_{50} = \frac{\delta_v}{2} + 0.3Ct$$

Paso 6.-Obtener el inicio de la curva de consolidación basándose en ese δ_{50}

Paso 7.- Usando el δ_{50} (se le puede llamar propuesto) se lee en la curva experimental su t_{50} (que también puede considerarse propuesto).

Paso 8.- Dado que la expresión de Cv es:

$$Cv = \frac{TvH^2}{t} \quad (d)$$

el método indica sustituir en ella al t_{50} propuesto con el cual se obtiene un C_v propuesto:

$$C_v = \frac{0.2H^2}{t_{50}}$$

Paso 9.- De la ec. (d), la equivalencia teórica de T_v es:

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2} \quad (e)$$

y al igual que al paso anterior, el método indica sustituir en la ecuación (e) al C_v propuesto para el 50% de la consolidación primaria, quedando:

$$T_v = \frac{C_{v(prop)} t}{H^2} \quad (f)$$

Paso 10.- Aceptando una tolerancia máxima, de 0.05, entre el valor propuesto de T_v para el 50% de la consolidación primaria y el teórico para esa condición (es decir $T_v \approx 0.2$ se puede decidir si el punto B propuesto es el correcto, o si hay que proponer otro.

Paso 11. Si T_v propuesto es el correcto, entonces la ec. (e) se sustituye en la ec. (a) obteniendo así la ecuación deseada. Para la que habría que plantear al T_v como función de t , para que se pueda involucrar al tiempo real (t) de la curva experimental a ajustar.

Paso 12.- Si resultare necesario proponer otro punto B, se sugiere entonces introducir la literal "a":

$$a = T_{v_{prop}} - 0.2$$

Si $a > 0$, entonces escoger al punto B iteración siguiente, a la izquierda de la iteración precedente, e ir al paso 4.

Si $a < 0$ entonces escoger al punto B a la derecha del punto elegido en la iteración precedente, e ir al paso 4

Paso 13. Una vez localizado el punto B correcto, entonces ya se pueden calcular los parámetros m_v , m_t , β

Según:

$$m_v = \frac{\delta_v}{2H \cdot \Delta\sigma}$$

$$m_t = \frac{Ct}{2H \cdot \Delta\sigma}$$

$$\beta = \frac{m_t}{m_v}$$

Paso 14. Para determinar nuestra nueva curva teórica, en cada tiempo de la curva calculamos el valor de T_v mediante la siguiente ecuación

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2}$$

Una vez obtenido el factor tiempo, determinamos $F(T_v)$ con ayuda de la tabla de porcentaje de consolidación. En este caso $F(T_v) = U$. Con estos nuevos datos y los obtenidos en el ajuste de la curva calculamos la deformación teórica para cada tiempo:

$$\delta = \delta_v F(T_v) + C_t \log_{10}(1 + 5T_v)$$

Calculándose Ω como

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

Para los asentamientos tenemos:

$$\Delta H = (m_v \Delta \sigma \Omega) H$$

Donde:

m_v : Coeficiente de compresibilidad volumétrica unitario para la compresión primaria.

$\Delta \sigma$: Incremento De presión

H : El espesor del estrato

Este procedimiento se puede resumir en el siguiente diagrama de flujo

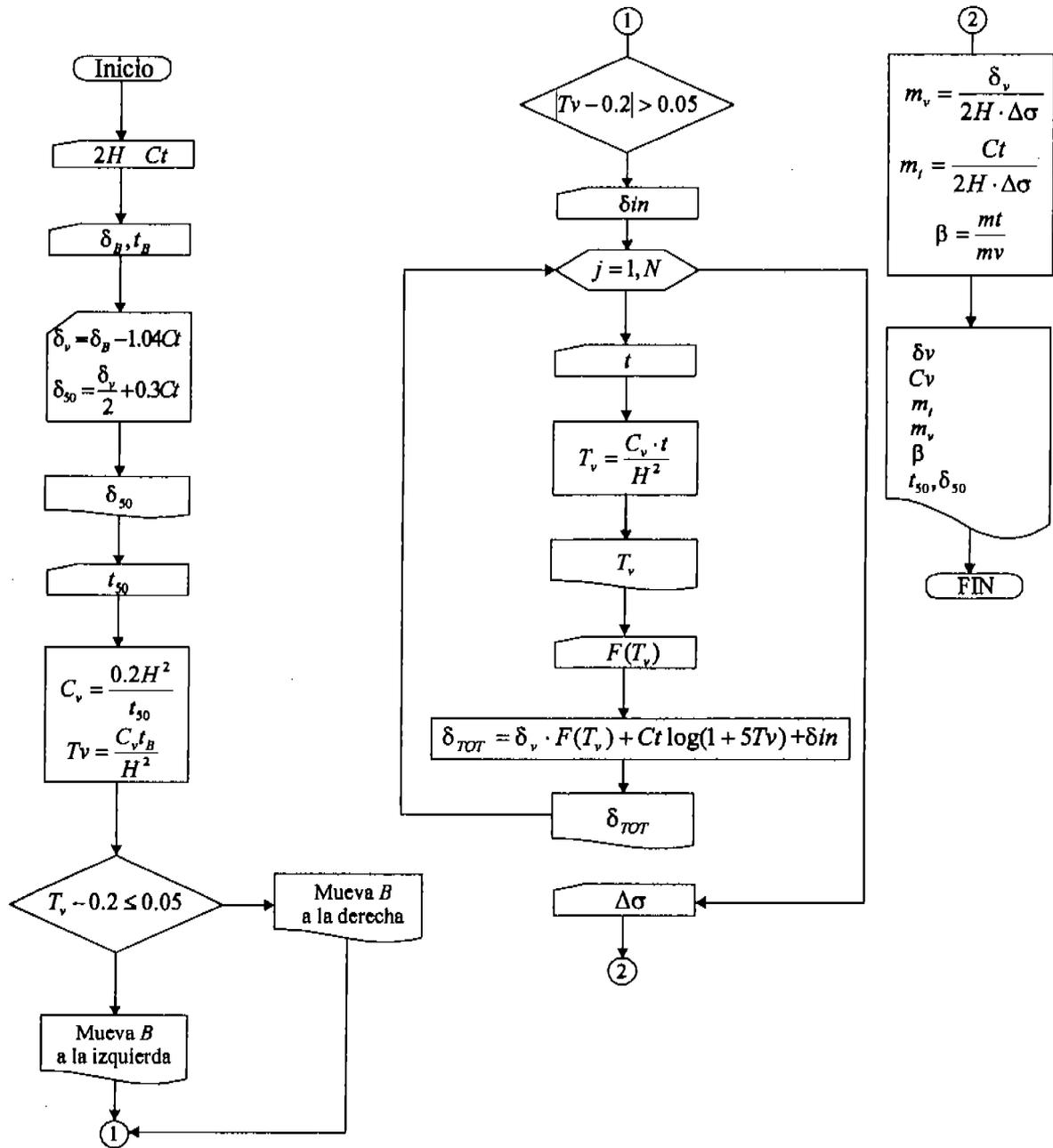


Fig. 4.8 Diagrama explicativo para curvas Tipo I

4.3.2 Ajuste para las curvas Tipo II

2. Proponer un punto sobre la curva de consolidación de coordenadas (t_B, δ_B) . Tomando en cuenta lo que nos dice la teoría, este punto debe estar próximo al punto de inflexión de la curva.

3. Se determinan los puntos $P(t_p, \delta_p)$ y $F(t_f, \delta_f)$, que son propuestos y deben ubicarse en el último intervalo de la curva, es decir en el tramo recto de ésta.
4. Se determina la pendiente C_t , que es la pendiente de la curva tipo II, por medio de la siguiente fórmula:

$$C_t = \frac{\delta_f - \delta_p}{\log(t_f / t_p)}$$

5. A continuación se determina la variable "a" con la siguiente expresión:

$$a = \frac{2.303(\delta_B - \delta_f)}{C_t}$$

6. Mediante el cálculo de la variable "a" obtenemos un nuevo parámetro llamado τ el cual se calcula con la siguiente expresión:

$$\tau = \frac{e^a t_f - t_B}{1 - e^a}$$

7. Conociendo el valor de τ se calcula δ_v mediante:

$$\delta_v = \delta_B - C_t \log_{10} \left(1 + \frac{t_B}{\tau} \right)$$

8. En esta parte del procedimiento se calcula δ_{v50} con ayuda de la siguiente expresión

$$\delta_{v50} = \delta_v / 2$$

9. Con el valor de δ_{v50} entramos a la curva de consolidación y obtenemos el valor para t_{50} que corresponde al 50% de compresión primaria

10. Con estos datos obtenemos C_{v50} con la siguiente expresión:

$$C_{v50} = \frac{T_{v50} H^2}{t_{50}}$$

En donde T_{v50} es el factor tiempo para el 50% de consolidación

11. Ahora determinamos la variable ξ mediante la expresión:

$$\xi = \frac{H^2}{\tau C_v}$$

12. Con la ecuación anterior encontramos un nuevo valor para el 50% de consolidación con la siguiente expresión:

$$\delta_{50} = \frac{1}{2} \delta_v + C_t \log_{10} (1 + 0.2\xi)$$

13. Con el nuevo valor de δ_{50} , se encuentran nuevos valores de t_{50} , C_{v50} y ξ , respectivamente. Se repite el cálculo, y usando la ecuación anterior nuevamente se encuentra un valor mejorado de δ_{50} . Se prosigue con la iteración hasta que los valores de C_{v50} y ξ no cambien sustancialmente.
14. Finalmente se calculan los siguientes parámetros:

$$m_v = \frac{\delta_v}{2H\Delta\sigma}$$

$$m_t = \frac{C_t}{2H\Delta\sigma}$$

$$\beta = \frac{m_t}{m_v}$$

15. Para determinar nuestra nueva curva teórica, en cada tiempo de la curva calculamos el valor de T_v mediante la siguiente ecuación:

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2}$$

Una vez obtenido el factor tiempo, determinamos $F(T_v)$ con ayuda de la tabla de porcentaje de consolidación. En este caso $F(T_v) = U$. Con estos nuevos datos y los obtenidos en el ajuste de la curva calculamos la deformación teórica para cada tiempo:

$$\delta = \delta_v F(T_v) + C_t \log_{10}(1 + \xi T_v)$$

Para calcular los asentamientos haremos un procedimiento análogo al anterior con la diferencia de que calcularemos Ω de la siguiente forma:

$$\Omega = F(T_v) + \beta \log_{10}(1 + \xi T_v)$$

Y para los asentamientos:

$$\Delta H = (m_v \Delta\sigma \Omega) H$$

Los pasos se pueden resumir en el siguiente diagrama de flujo

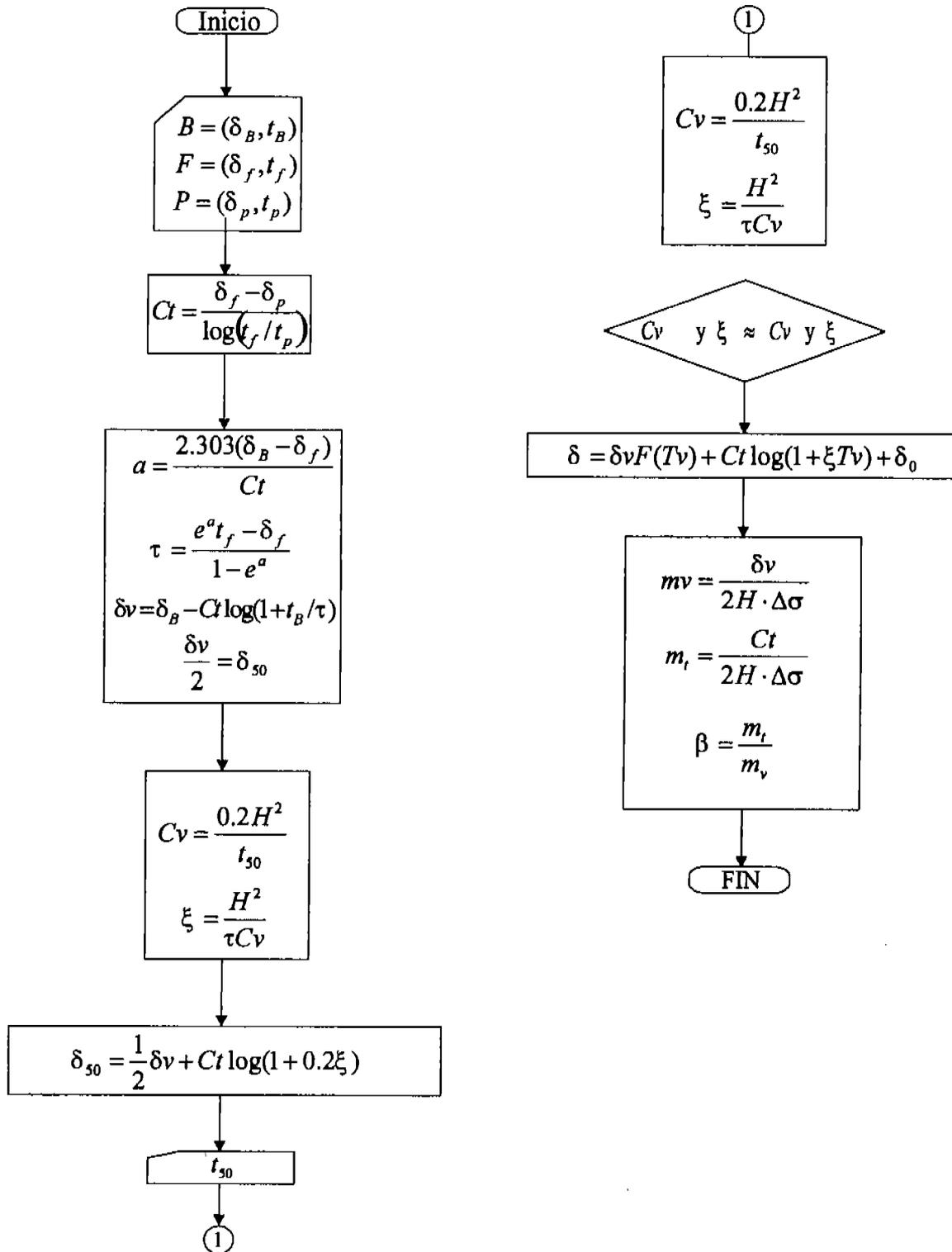


Fig. 4.9 Diagrama explicativo para curvas Tipo II

Como se menciona anteriormente se tiene una analogía entre las ec. Tipo I

$$\Omega = F(tv) + \beta \log(1 + 5Tv)$$

Y tipo II

$$\Omega = F(T_v) + \beta \log_{10}(1 + \xi T_v)$$

Si trazamos curvas en donde tengamos como abscisas a la función T_v , como ordenadas a Ω , podemos obtener las gráficas para valores distintos de ξ , manteniendo fijo a β , por ejemplo $\beta = 0.6$. En la gráfica 4.10 se observan los distintos valores de ξ , pero en cuanto $\xi = 5$ prácticamente el último tramo es recto, con lo que se obtiene una configuración de las curvas tipo I, es decir mientras se tenga en el último tramo una pequeña curvatura se podrán observar curvas tipo II, en cuanto la curvatura sea recta se tendrán curvas tipo I, de ahí que en las fórmulas para el cálculo de las curvas tipo I, se utilice ξ como valor constante de 5.

$$\Omega = F(T_v) + \beta \log_{10}(1 + 5T_v)$$

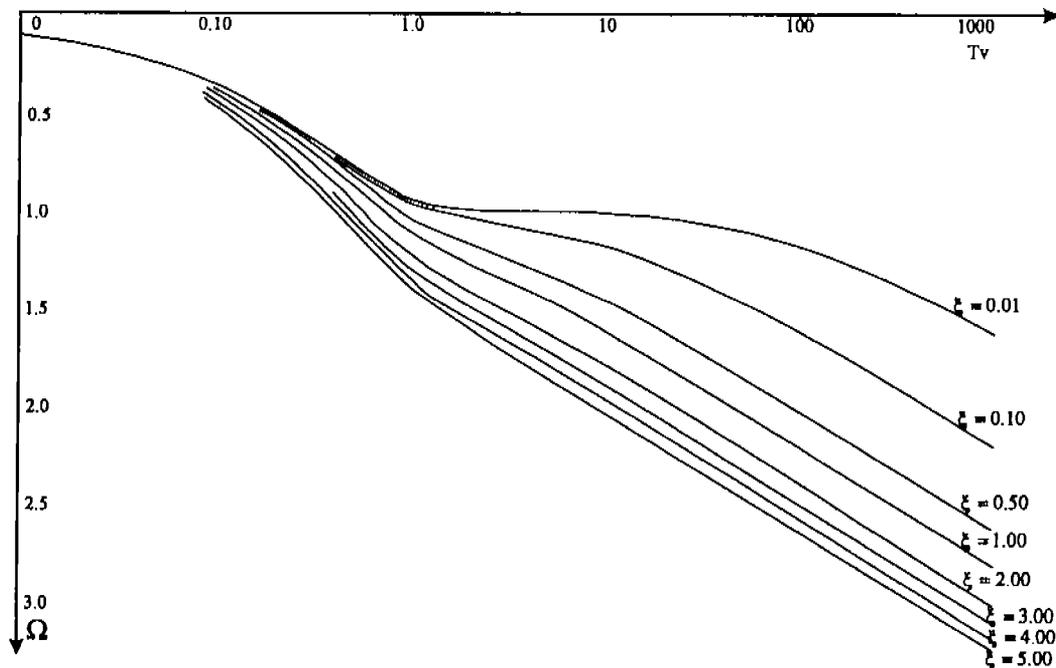


Fig. 4.10. Curvas teóricas de consolidación para valores de ξ

CAPITULO 5. APLICACIÓN DE LA TEORÍA EN PRUEBAS DE LABORATORIO

En este capítulo se realizaron varios ejemplos sobre como aplicar la teoría de Zeevaert a curvas que se obtienen en una típica prueba de consolidación. Los últimos ejemplos como se verá mas adelante fueron realizados con la ayuda de un programa de computadora que calcula los parámetros de la teoría necesarios para determinación de los asentamientos en un estrato de suelo.

5.1 Obtención de parámetros de consolidación de curvas tipo I

En el capítulo anterior conocimos los métodos de ajuste para las curvas tipo I y tipo II, ya que como se mencionó, solo se estudiarían los métodos de ajuste para las curvas que se encuentran hasta antes del esfuerzo crítico que se observa en una curva de compresibilidad.

A continuación mostraremos un ejemplo de tipo práctico para la determinación de los parámetros de consolidación de las curvas tipo I. Esto servirá para familiarizarnos con el método. Aunque al igual que para el punto 5.2 no se calcularon asentamientos.

Los datos que se tienen de la prueba son:

Arcilla típica de la Cd. de México. Localización Unidad Balbuena. Prof. 26.20-26.80.

$$2H = 1.56 \text{ cm}$$

$$\Delta\sigma = 0.150 \text{ Kg/cm}^2$$

Donde:

2H: altura del espécimen de la muestra

$\Delta\sigma$: incremento del esfuerzo

En términos de δ contra t la ecuación teórica para las curvas de consolidación puede ser escrita de la siguiente manera:

$$\delta = \delta_v F(T_v) + C_r \log_{10}(1 + 5T_v)$$

Siguiendo los pasos descritos en punto 4.3.1 proseguimos de la siguiente manera:

Obtenemos Ct tomando el último tramo recto y localizando los puntos F y P . Para facilitar los cálculos escogemos el último intervalo logarítmico para obtener según nuestra formula únicamente la diferencia de $\delta_f - \delta_p$. Ver

Figura 5.1

$$Ct = \frac{\delta_f - \delta_p}{\log(t_f / t_p)}$$

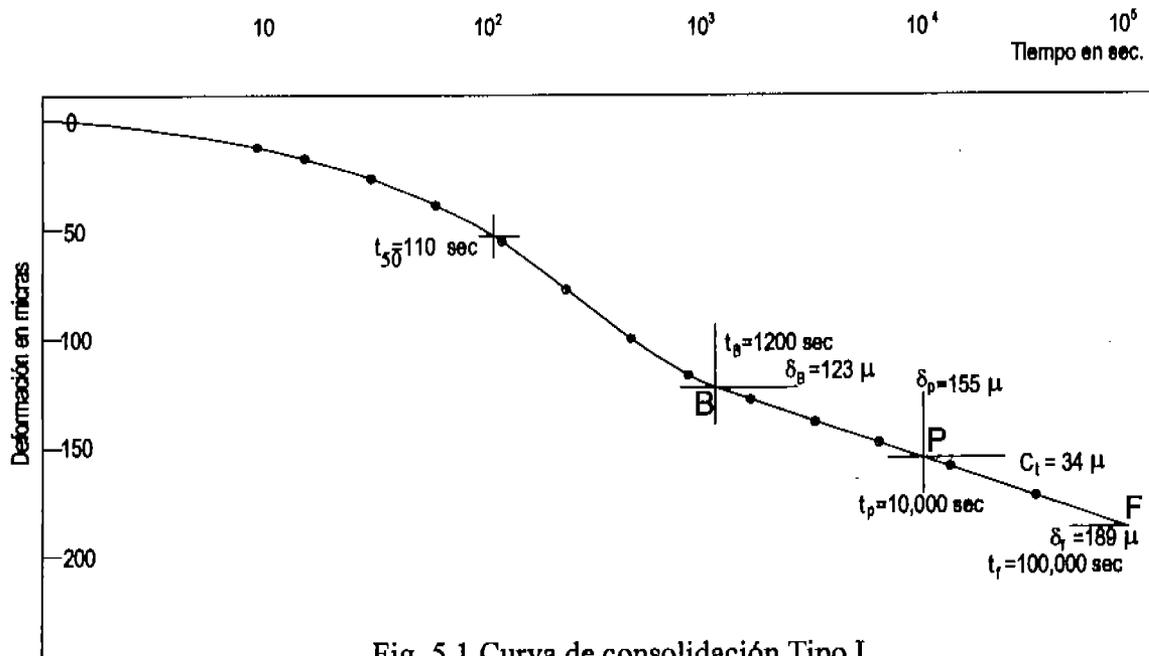


Fig. 5.1 Curva de consolidación Tipo I

Sustituyendo valores tenemos

$$Ct = \frac{189 - 155}{\log(100,000/10,000)} = \frac{34}{\log 10} = 34 \mu$$

Posteriormente proponemos un punto *B*, el cual estará ubicado aproximadamente en el límite de la consolidación primaria de Terzaghi. Este punto *B* tiene de coordenada según nuestra Figura 5.1.

$$\delta_B = 123 \mu$$

$$t_B = 1200 \text{ sec}$$

Sustituyendo las coordenadas del punto *B* propuesto en la siguiente ecuación obtenemos:

$$\delta_v = \delta_B - 1.04Ct$$

$$\delta_v = 123 - 1.04(34 \mu) = 87.64 \mu$$

En donde obtenemos en una primera iteración el 50% de consolidación primaria, mediante la siguiente fórmula:

$$\delta_{30} = \frac{\delta_v}{2} + 0.3Ct$$

sustituyendo tenemos:

$$\delta_{30} = \frac{87.64 \mu}{2} + 0.3(34 \mu) = 54.02 \mu$$

Usando este δ_{30} nos vamos a la curva de consolidación y leemos el respectivo valor de t_{30} , el cual es el tiempo propuesto donde la consolidación primaria llega al 50%.

De la curva de consolidación de la Fig. 5.1 tenemos:

$$t_{50} = 110 \text{ sec.}$$

Con éste dato podemos obtener el valor del coeficiente de compresibilidad mediante la fórmula:

$$C_v = \frac{T_v H^2}{t}$$

sustituyendo tenemos $t = t_{50}$

$$C_v = \frac{(0.2)(0.78)^2}{110} = 1.106 \times 10^{-03}$$

Con éste C_v propuesto y con la ecuación siguiente obtenemos los valores para T_v :

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2} \text{ sustituyendo tenemos:}$$

$$T_v = \frac{1.106 \times 10^{-03} t}{(0.78)^2}$$

$$T_v = 1.818 \times 10^{-03} t$$

Con éste T_v obtenemos de la ec. Teórica:

$$\delta = \delta_v F(T_v) + C_t \log_{10} (1 + 5T_v)$$

Sustituyendo tenemos:

$$\delta = 87.6 F(T_v) + 34 \log_{10} [1 + 5(1.818 \times 10^{-03} t)]$$

Con los valores del tiempo t utilizados para trazar la curva de laboratorio se determina el valor de T_v y a su vez con éste se obtienen los valores de $F(T_v)$ interpolando con los valores de la tabla 3.1. De esta manera obtendremos las deformaciones para cada tiempo t , teniendo de ésta manera la curva teórica $\delta - v_s - t$. Esta curva obviamente deberá de ser similar a la experimental. Por el momento esta curva no se trazara, sino hasta el punto 5.3, más adelante se explicará este motivo.

Los demás parámetros se obtienen únicamente sustituyendo los valores obtenidos en nuestras ecuaciones respectivas:

$$m_v = \frac{\delta_v}{2H \cdot \Delta\sigma} \text{ sustituyendo tenemos:}$$

$$m_v = \frac{8.76 \times 10^{-03} \text{ cm}}{(1.56 \text{ cm})(0.150 \text{ kg/cm}^2)} = 0.0374 \text{ cm}^2 / \text{Kg}$$

$$m_t = \frac{C_t}{2H \cdot \Delta\sigma}$$

sustituyendo tenemos:

$$m_v = \frac{3.4 \times 10^{-03} \text{ cm}}{(1.56 \text{ cm})(0.150 \text{ kg} / \text{cm}^2)} = 0.0145 \text{ cm}^2 / \text{Kg}$$

$$\beta = \frac{m_i}{m_v}$$

sustituyendo tenemos:

$$\beta = \frac{0.0374}{0.0145} = 0.39$$

Este último valor es de suma importancia ya que es indispensable para calcular los asentamientos mediante la siguiente fórmula:

$$\Omega = F(tv) + \beta \log(1 + 5Tv)$$

Asimismo para el cálculo de asentamientos utilizamos la siguiente fórmula:

$$\Delta H = (m_v \Delta \sigma \Omega) H$$

5.2 Obtención de parámetros de consolidación de curvas tipo II

Para este caso usaremos un ejemplo similar al anterior. Donde tenemos los siguientes datos de la prueba:

$$2H = 2.086 \text{ cm}$$

$$\Delta \sigma = 0.50 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

En términos de δ contra t la ecuación teórica según el punto 4.3.2. es:

$$\delta = \delta_v F(T_v) + C_t \log_{10}(1 + \xi T_v)$$

De manera análoga como en las curvas tipo I obtenemos C_t tomando el último tramo recto y localizando los puntos F y P . Ver Figura 5.2

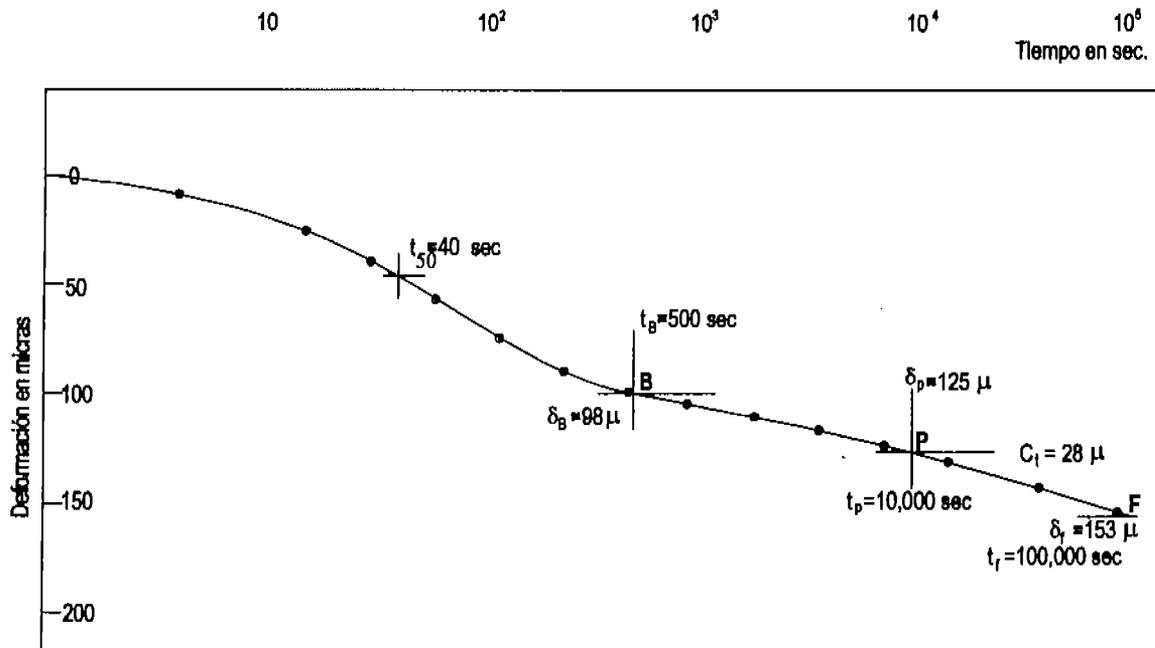


Fig. 5.2 Curva de consolidación Tipo II

Facilitando los cálculos obtenemos los datos del último tramo logarítmico, y mediante la fórmula:

$$Ct = \frac{\delta_f - \delta_p}{\log(t_f / t_p)}$$

obtenemos:

$$Ct = \frac{153 - 125}{\log(100,000 / 10,000)} = \frac{28}{\log 10} = 28 \mu$$

Como en el caso anterior proponemos un punto B, donde en teoría termina la consolidación primaria de Terzaghi

A continuación determinamos la variable "a"

$$a = \frac{2.303(\delta_B - \delta_f)}{C_t}$$

Sustituyendo valores tenemos:

$$a = \frac{2.303(98 - 153)}{28} = -4.523$$

Mediante el cálculo de la variable "a" obtenemos τ con la siguiente fórmula:

$$\tau = \frac{e^a t_f - t_B}{1 - e^a}$$

sustituyendo:

$$\tau = \frac{[(2.7182^{-4.523})(100,000)] - 500}{1 - (2.7182^{-4.523})} = 591.39$$

Con el valor de τ calculamos δ_v y δ_{v50}

$$\delta_v = \delta_B - C_i \log_{10} \left(1 + \frac{t_B}{\tau} \right)$$

sustituyendo tenemos:

$$\delta_v = 98 - 28 \log_{10} \left(1 + \frac{500}{591.39} \right) = 90.54 \mu$$

$$\delta_{v50} = \delta_v / 2$$

$$\delta_{v50} = 90.54 / 2 = 45.27$$

Con este valor entramos a la curva experimental y obtenemos el valor de t_{50} que corresponde al 50% de consolidación primaria. Obteniendo:

$$t_{50} = 38 \text{ seg.}$$

Con estos datos obtenemos el coeficiente de consolidación mediante la siguiente fórmula:

$$C_{v50} = \frac{T_{v50} H^2}{t_{50}}$$

sustituyendo tenemos:

$$C_{v50} = \frac{(0.2)(1.043)^2}{38} = 5.73 \times 10^{-03}$$

Con el valor de C_{v50} determinamos ξ con la siguiente ecuación:

$$\xi = \frac{H^2}{\tau C_v}$$

sustituyendo:

$$\xi = \frac{(1.043)^2}{(591.39)(5.73 \times 10^{-03})} = 0.321$$

Encontrando un nuevo valor de δ_{50} tenemos:

$$\delta_{50} = \frac{1}{2} \delta_v + C_i \log_{10} (1 + 0.2\xi)$$

sustituyendo obtenemos:

$$\delta_{50} = \frac{1}{2} (90.54) + 28 \log_{10} [1 + 0.2(0.321)] = 46.02 \mu$$

Buscando nuevamente en la curva de consolidación de la Figura 5.2 leemos

$$t_{50} = 40 \text{ seg}$$

Recalculamos:

$$C_{v50} = \frac{(0.2)(1.043)^2}{40} = 5.439 \times 10^{-03}$$

$$\xi = \frac{(1.043)^2}{(591.39)(5.439 \times 10^{-03})} = 0.338$$

El nuevo valor de δ_{50} será:

$$\delta_{50} = \frac{1}{2}(90.54) + 28 \log_{10}[1 + 0.2(0.338)] = 46.06 \mu$$

Como observamos los valores de C_{v50} , ξ y δ_{50} ya no cambian sustancialmente por lo que la iteración se suspende

Con los datos anteriores obtenemos los siguientes parámetros $C_v = C_{v50}$

$$Tv = \frac{C_v t}{H^2} \text{ sustituyendo tenemos:}$$

$$Tv = \frac{5.439 \times 10^{-03} t}{(1.043)^2}$$

$$Tv = 5.0 \times 10^{-03} t$$

Con éste Tv obtenemos de la ec. Teórica

$$\delta = \delta_v F(T_v) + C_t \log_{10}(1 + \xi Tv)$$

Sustituyendo tenemos:

$$\delta = 90.54 F(T_v) + 28 \log_{10}[1 + (0.338)(5.0 \times 10^{-03} t)]$$

Con los valores del tiempo t utilizados para trazar la curva de laboratorio se determina el valor de Tv y a su vez con éste se obtienen los valores de $F(Tv)$. De esta manera obtendremos las deformaciones para cada tiempo t , teniendo de esta manera la curva teórica $\delta - vs - t$. Como se menciona esta curva deberá de ser similar a la experimental.

Los demás parámetros de manera análoga como con la curva tipo I:

$$m_v = \frac{\delta_v}{2H \cdot \Delta \sigma} \text{ sustituyendo tenemos}$$

$$m_v = \frac{9.04 \times 10^{-03} \text{ cm}}{(2.086 \text{ cm})(0.50 \text{ kg/cm}^2)} = 0.00866 \text{ cm}^2 / \text{Kg}$$

$$m_t = \frac{Ct}{2H \cdot \Delta\sigma}$$

sustituyendo tenemos:

$$m_t = \frac{2.8 \times 10^{-03} \text{ cm}}{(2.086 \text{ cm})(0.50 \text{ kg/cm}^2)} = 0.00268 \text{ cm}^2 / \text{Kg}$$

$$\beta = \frac{m_t}{m_v}$$

sustituyendo tenemos:

$$\beta = \frac{0.00268}{0.00866} = 0.309$$

Como se menciona de igual manera el valor de β se utilizara para calcular asentamientos con la siguiente fórmula:

$$\Omega = F(tv) + \beta \log(1 + \xi Tv)$$

Asimismo:

$$\Delta H = (m_v \Delta \sigma \Omega) H$$

5.3 Determinación de parámetros de consolidación y calculo de asentamientos para curvas tipo II. Ejemplos.

Durante una prueba de consolidación se podrá observar que en la curva de compresibilidad se tendrán 5 o 6 puntos (curvas de consolidación) que cumplan con la característica de estar antes del esfuerzo crítico, esto si se consideran mas de 10 puntos de carga. Dentro de estos seis puntos cuatro corresponderán a las curvas tipo II. Por lo que es más común encontramos con curvas de éste tipo. Además el calculo de los parámetros de la curva tipo II son mucho mas laboriosos que los de la tipo I. Por esta razón el análisis se reducirá a calcular los asentamientos para las curvas tipo II.

Como se observa el procedimiento para el cálculo de los parámetros para la curva tipo II son bastante largos, sin considerar que el punto mas laborioso es calcular las deformaciones para cada tiempo t con lo que se obtendría la curva de consolidación teórica, que como mencionamos debe ser bastante similar a la curva experimental. De ahí que en los ejemplo anteriores las deformaciones quedaran en función del t . Es decir tomando el ejemplo anterior se obtuvo:

$$Tv = 5.0 \times 10^{-03} t$$

$$\delta = 90.54 F(T_v) + 28 \log_{10} [1 + (0.338)(5.0 \times 10^{-03} t)]$$

De donde se tendrían que dar los valores de t (aproximadamente 14) para obtener a Tv y posteriormente Interpolar en la tabla 3.1 o buscar en la curva teórica de Terzaghi los respectivos valores de $F(Tv)$. Recordemos que como se menciono en el capítulo anterior $F(Tv)$ es igual a U .

Para solucionar este problema y poder llevar cabo el ajuste de las curvas de consolidación y su comparación se realizó en FORTRAN estándar el siguiente programa:

```

Coooooooooooooooooooooooooooooooooooooooooooooooooooooooooooooooooooo
C
C          UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
C          FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
C          *ACATLÁN*
C          ZEEVAERT-II
C
C          Ajuste de curvas de consolidación tipo II
C          de acuerdo a la teoría de Zeevaert
C
C          Programado por: Albarrán Martínez David
C
C          Julio de 2004.
Coooooooooooooooooooooooooooooooooooooooooooooooooooooooooooooooooooo
C
C  real ka1,ka2,mv,mt
C  character q
C  q=char(9)
C  pi=3.14159265358879
C  c=0
C
C  open(1,file='datos.dat')
C  open(2,file='resul.dat')
C  write(*,100)q,q,q,q,q
C  write(2,100)q,q,q,q,q
C  read(1,*)tb,db
C  read(1,*)tf,df
C  read(1,*)tp,dp
C  read(1,*)H
C  read(1,*)Ds
C  read(1,*)d0
C
C  ct=(df-dp)/(log10(tf)-log10(tp))
C  a=(2.303*(db-df))/ct
C  tau=(exp(a)*tf-tb) / ( 1-EXP(a) )
C  dv=db-(ct*(log10(1+(tb/tau))))
C  dv2=dv/2
C
C  write(*,101)dv2
C  read(*,*)t50
C  Cv=0.197*H**2/t50
C  ksi=H**2/tau/Cv
C
C  1  c=c+1
C    if(c.gt.20) then
C      print *,'llevas 20 intentos, el programa se detendra'
C      goto 2
C    end if
C  d50=dv/2+Ct*log10(1+0.2*ksi)
C
C  write(*,102)d50
C  read(*,*)t502
C  Cv2=0.197*H**2/t502
C  ka2=H**2/tau/Cv2
C
C  pksi=abs(ksi-ka2)/ka2
C  pCv=abs(Cv-Cv2)/Cv2
C  ksi=ka2
C  cv=Cv2
C
C  if(pksi.ge..03.and.pCv.ge.03) goto 1
C
C  mv=dv*1e-4/2/H/Ds
C  mt=Ct*1e-4/2/H/Ds
C  beta=mt/mv
C

```

```

write(*,103)q,tb,q,q,db,q, q,tf,q,q,df,q, q,tp,q,q,dp,q,
& q,Ct,q, q,H,q, q,Da,q, q,tau,q, q,Cv2,q,
& q,Kal2,q, q,mv,q, q,mt,q, q,beta,q,
& dv,Ct,Kal2,d0,q,q,q
write(2,103)q,tb,q,q,db,q, q,tf,q,q,df,q, q,tp,q,q,dp,q,
& q,Ct,q, q,H,q, q,Da,q, q,tau,q, q,Cv2,q,
& q,Kal2,q, q,mv,q, q,mt,q, q,beta,q,
& dv,Ct,Kal2,d0,q,q,q
C
read(1,*)N
do 1001 l=1,N
read(1,*)t
Tv=Cv**t/H**2
FTv = 0
do 1011 m=0,50
FTvm = 2 / (((pi/2)**(2*m+1))**2) *
& exp(-(((pi/2)**(2*m+1))**2)*Tv)
FTv = FTv + FTvm
1011 continue
FTv = 1 - FTv
d = dv*FTv + Ct*log10(1+kal2*tv) + d0
write(2,104) t,q,d,q,tv,q,ftv
1001 continue
write(*,105)
write(2,105)
C
100 format('Ajuste de curvas tipo II con la teoria de Zeevaert',//
& 'Ingresando:',a,'Tiempo en [s]',/,
& a,'deformacion en [micras]',/,
& a,'altura efectiva en [cm]',/,
& a,'esfuerzo en [kg/cm^2]')
101 format('dv/2 = ',e10.5,/, 't50: ')
102 format('d50 = ',e10.5,/, 't50: ')
103 format(/,
& 'tb =',a,f10.3,a,'s',/,
& 'db =',a,f10.3,a,'micras',/,
& 'tf =',a,f10.3,a,'s',/,
& 'df =',a,f10.3,a,'micras',/,
& 'tp =',a,f10.3,a,'s',/,
& 'dp =',a,f10.3,a,'micras',//,
& 'Ct = ',a,f10.4,a,' micras',/,
& 'H = ',a,f10.4,a,' cm',/,
& 'Da = ',a,f10.4,a,' kg/cm^',/,
& 'tau = ',a,f10.4,a,' s',/,
& 'Cv = ',a,e10.4,a,' cm^3/kg',/,
& 'kal = ',a,e10.4,a,' ',/,
& 'mv = ',a,e10.4,a,' cm^3/kg',/,
& 'mt = ',a,e10.4,a,' cm^3/kg',/,
& 'beta = ',a,f10.4,a,'',//,
& 'd = ',f10.3,' F(Tv) + ',f10.3,' log[1 + ',f10.3,' Tv ] + '
& ',f10.4,/, 'tiempo [s]',a,' def. [micras]',a,'Tv',a,'F(Tv)')
104 format(f7.0,a,e15.10,a,e15.10,a,e15.10)
105 format('///Programado en FORTRAN estandar',/,
& 'Albarrán Martínez David Joel / FESA UNAM / Jul 2003')
C pause
2 stop
end

```

El presente programa y su ejemplificación se dará utilizando el siguiente ejemplo. Las muestras con las que se realizó la prueba de consolidación fueron extraídas a una profundidad de 16.90m. Localización. Parque Ramón López Velarde.

Ejemplo:

En una planicie se realizó una amplia excavación para alojar una obra. Considerando el esquema de la figura, se requiere calcular para cada curva de consolidación:

- El asentamiento que se producirá en el estrato de arcilla al cabo de 1, 5 y 10 años de puesta la sobrecarga, considerando la consolidación secundaria por el método de Zeevaert.

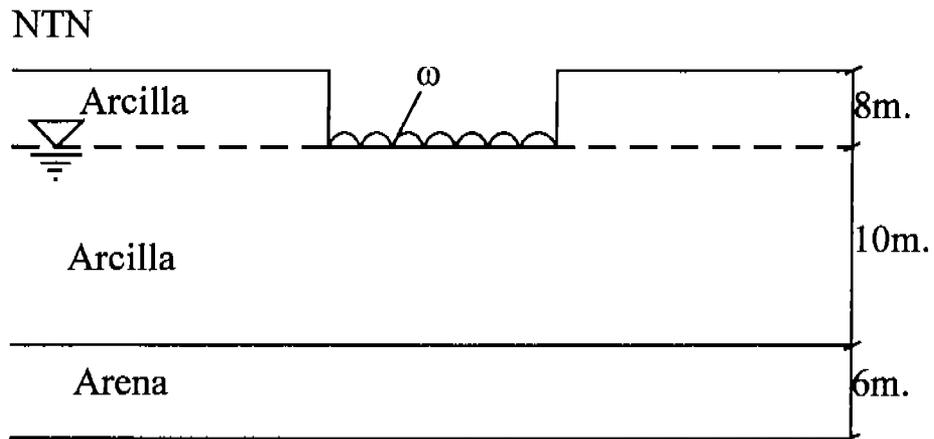


Fig. 5.3 Ejemplo 1

Las curvas anexas son las siguientes:

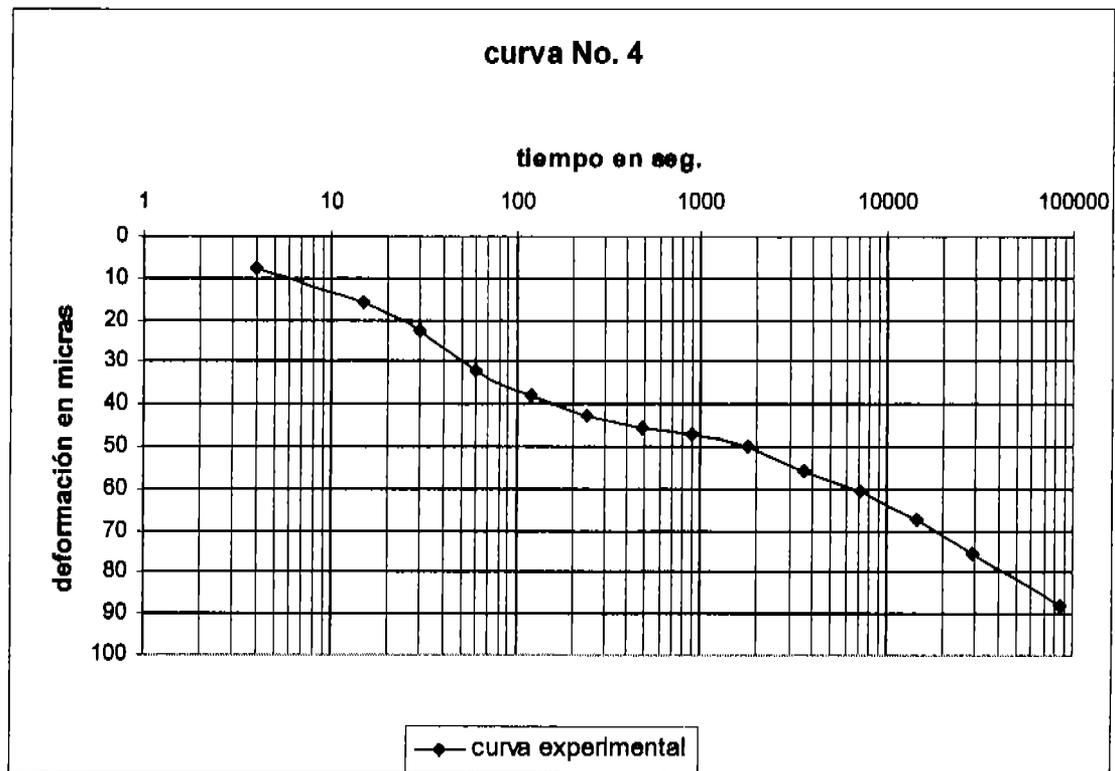


Fig. 5.4 Curva experimental No. 4

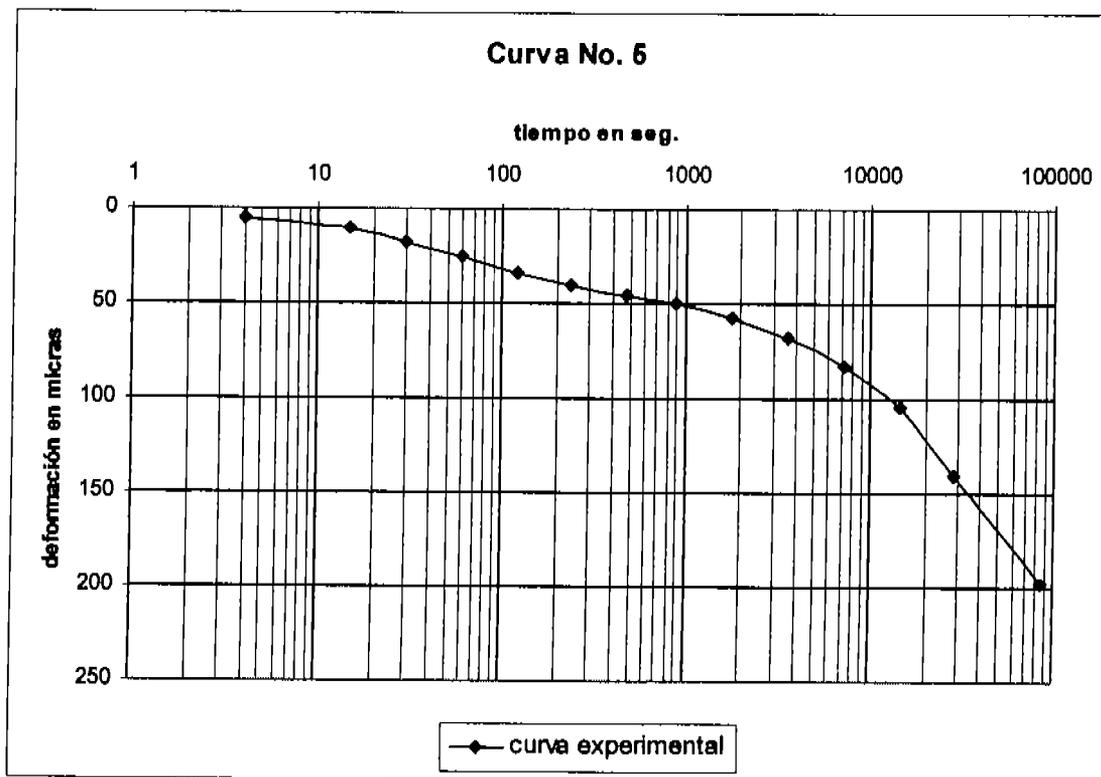


Fig. 5.5 Curva experimental No. 5

Teniendo las gráficas definiremos los puntos *B*, *P*, y *F*, los cuales, junto con otros valores adicionales proporcionados por las pruebas de laboratorio formarán un archivo de datos archivo, el cual alimentara nuestro programa, posteriormente éste regresará un archivo de resultados.

Los datos adicionales son:

Curva No. 4	Curva No. 5
2Hi=2.0548	2Hi:2.009
Hi:1.0274	Hi:1.005
$\Delta\sigma = 0.25 \text{ Kg/cm}^2$	$\Delta\sigma = 0.25 \text{ Kg/cm}^2$

El archivo de datos es el siguiente:

Curva No. 4	
280 44	tb,db
100000 90	tf,df
10000 64	tp,dp
1.0274	H
0.25	Ds
0	d0
14	N
4	tiempos
15	
30	
60	
120	
240	
480	
900	
1800	
3600	
7200	
14400	
28800	
86400	

Los resultados para la curva 4 son:

Ajuste de curvas tipo II con la teoría de Zeevaert

Ingresando: Tiempo en [s]
deformación en [micras]
altura efectiva en [cm]
esfuerzo en [kg/cm²]

tB = 280s
dB = 44micras
tF = 100000s
dF = 90micras
tP = 10000s
dP = 64micras

Ct = 26 micras
H = 1.0274 cm
Ds = 0.25 kg/cm²
tau = 1444.5641 s
Cv = 7.70E-03 cm²/kg
ksi = 9.49E-02

mv = 8.18E-03 cm²/kg
 mt = 5.06E-03 cm²/kg
 beta = 0.6191

$$d = 41.999 F(Tv) + 26.000 \log[1 + 0.095 Tv] + 0.0000$$

tiempo [s]	def. [micras]	Tv	F(Tv)
4	8.13E+00	2.92E-02	1.93E-01
15	1.58E+01	1.09E-01	3.73E-01
30	2.24E+01	2.19E-01	5.27E-01
60	3.09E+01	4.38E-01	7.25E-01
120	3.90E+01	8.76E-01	9.07E-01
240	4.33E+01	1.75E+00	9.89E-01
480	4.52E+01	3.50E+00	1.00E+00
900	4.75E+01	6.57E+00	1.00E+00
1800	5.11E+01	1.31E+01	1.00E+00
3600	5.61E+01	2.63E+01	1.00E+00
7200	6.22E+01	5.25E+01	1.00E+00
14400	6.90E+01	1.05E+02	1.00E+00
28800	7.63E+01	2.10E+02	1.00E+00
86400	8.84E+01	6.30E+02	1.00E+00

El archivo de datos para la curva No. 5 es:

Curva No. 5	
300 42	tb,db
86400 198	tf,df
14600 104	tp,dp
1.005	H
0.25	Ds
0	d0
14	N
4	tiempos
15	
30	
60	
120	
240	
480	
900	
1800	
3600	
7200	
14400	
28800	
86400	

Los resultados para la curva 5 son:

Ajuste de curvas tipo II con la teoría de Zeevaert

Ingresando: Tiempo en [s]
deformación en [micras]
altura efectiva en [cm]
esfuerzo en [kg/cm²]

tB = 300s
dB = 42micras
tF = 86400s
dF = 198micras
tP = 14600s
dP = 104micras

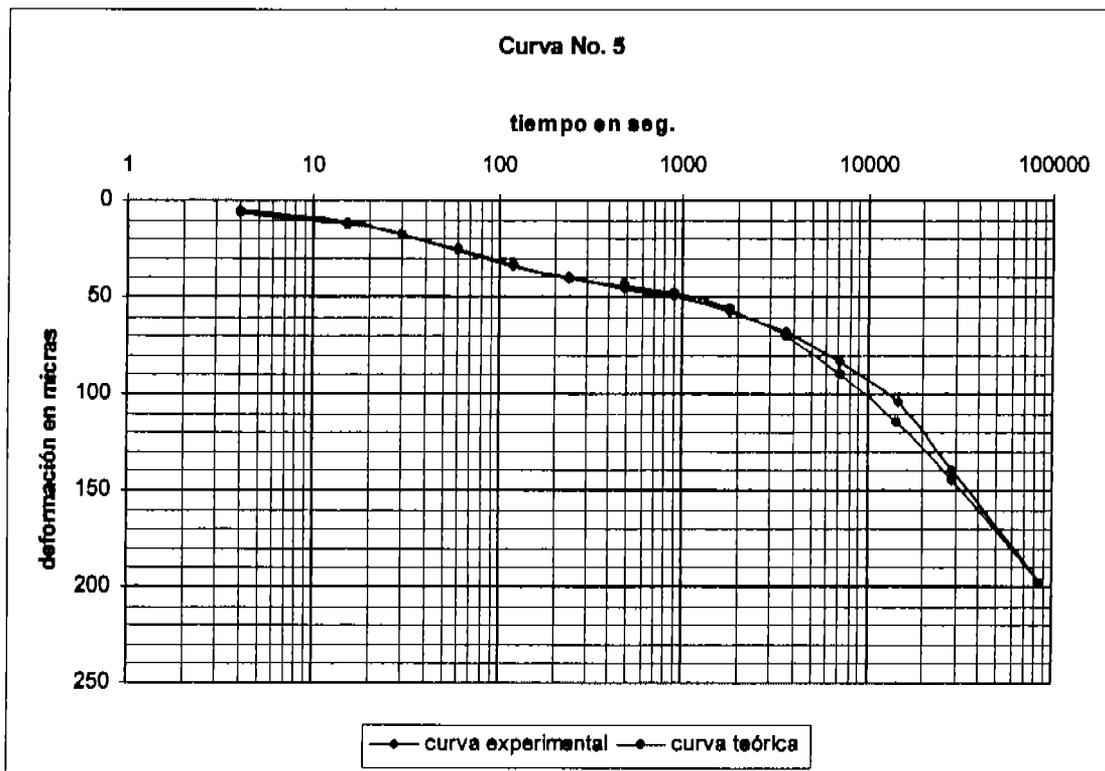
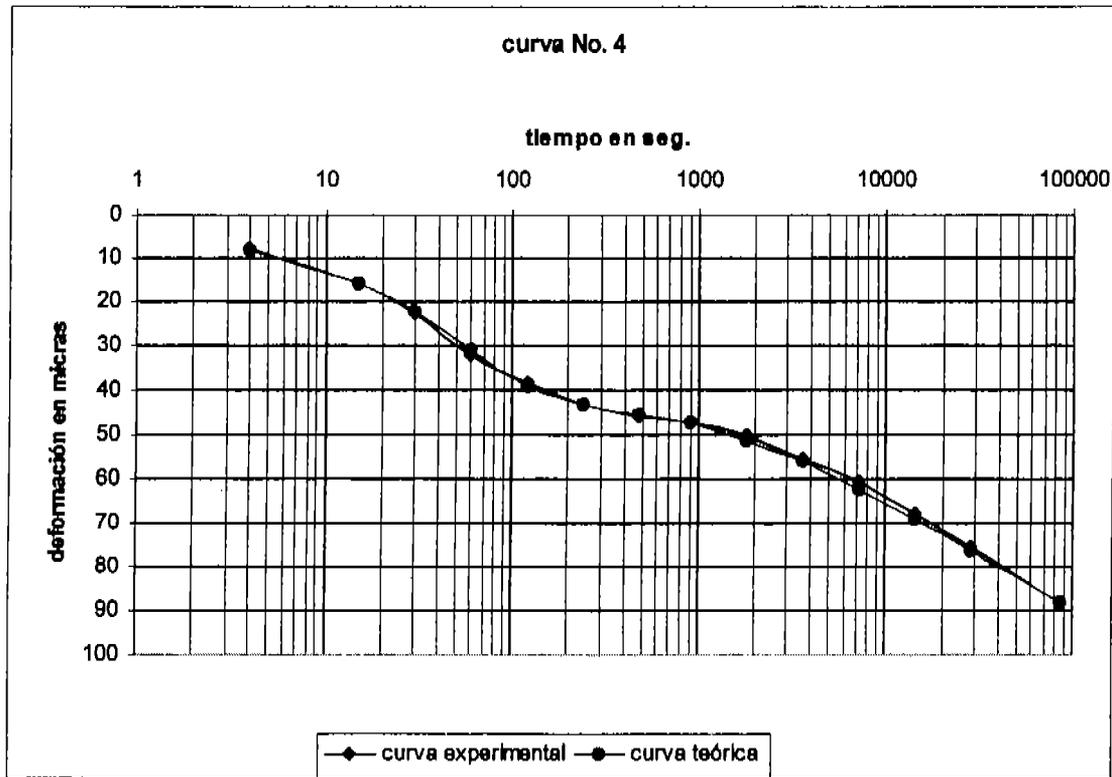
Ct = 121.7363 micras
H = 1.005 cm
Ds = 0.25 kg/cm²
tau = 4449.3267 s
Cv = 5.53E-03 cm²/kg
ksl = 4.11E-02
mv = 7.67E-03 cm²/kg
mt = 2.42E-02 cm²/kg
beta = 3.1579

$$d = 38.550 F(Tv) + 121.736 \log[1 + 0.041 Tv] + 0.0000$$

tiempo [s]	def. [micras]	Tv	F(Tv)
4	6.48E+00	2.19E-02	1.67E-01
15	1.26E+01	8.21E-02	3.23E-01
30	1.80E+01	1.64E-01	4.57E-01
60	2.54E+01	3.28E-01	6.39E-01
120	3.38E+01	6.57E-01	8.40E-01
240	4.01E+01	1.31E+00	9.68E-01
480	4.39E+01	2.63E+00	9.99E-01
900	4.83E+01	4.92E+00	1.00E+00
1800	5.65E+01	9.85E+00	1.00E+00
3600	6.99E+01	1.97E+01	1.00E+00
7200	8.94E+01	3.94E+01	1.00E+00
14400	1.15E+02	7.88E+01	1.00E+00
28800	1.45E+02	1.58E+02	1.00E+00
86400	1.98E+02	4.73E+02	1.00E+00

Programado en FORTRAN estandar
Albarrán Martínez David Joel / FESA UNAM / Jul 2003

Las curvas teórica y experimental de cada curva son las siguientes:



Figs. 5.6 y 5.7 respectivamente

Como podemos observar en ambos casos el ajuste de curvas es muy satisfactorio ver Fig. 5.6 y 5.7

Para la curva No. 4 tenemos de datos:

$$\Delta\sigma = 0.25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$H' = 10 \text{ m.}$$

Y se obtuvo del ajuste:

Cv	7.70E-03
β	0.6191
mv	8.18E-03
ξ	9.49E-02

Los tiempos correspondientes a 1, 5 y 10 años son:

$$1 \text{ año} = 31,536,000 \text{ seg.}$$

$$5 \text{ años} = 157,680,000 \text{ seg.}$$

$$10 \text{ años} = 315,360,000$$

Con los datos mencionados se obtiene T_v mediante la siguiente fórmula:

$$T_v = \frac{Cv t}{H^2}$$

$$T_{v_{1año}} = \frac{0.0077 \frac{\text{cm}^2}{\text{kg}} \cdot 31,536,000 \text{seg}}{(1000\text{cm})^2} = 0.2428$$

$$T_{v_{5años}} = \frac{0.0077 \frac{\text{cm}^2}{\text{kg}} \cdot 157,680,000 \text{seg}}{(1000\text{cm})^2} = 1.2144$$

$$T_{v_{10años}} = \frac{0.0077 \frac{\text{cm}^2}{\text{kg}} \cdot 315,360,000 \text{seg}}{(1000\text{cm})^2} = 2.4289$$

Como se menciono antes, para el calculo de asentamientos necesitamos encontrar el valor de Ω mediante la siguiente ecuación:

$$\Omega = F(tv) + \beta \log(1 + \xi T_v)$$

$$\Omega = F(tv) + 0.6621 \log(1 + 0.0685 T_v)$$

Al evaluar los datos obtenemos los siguientes resultados:

t(seg)	t(años)	T_v	$F(T_v)$	Ω
31,536,000	1	0.24289027	0.55	0.56044847
157,680,000	5	1.21445136	0.96	0.98893387
315,360,000	10	2.42890272	1	1.05575954

El asentamiento se calcula con la fórmula:

$$\Delta H = (m_v \cdot \Delta \sigma \cdot \Omega) \cdot H$$

t(años)	Ω	$\Delta H(\text{cm})$
1	0.56044847	1.14555667
5	0.98893387	2.02138082
10	1.05575954	2.1579725

Para la curva No.5 tenemos de datos:

$$\Delta \sigma = 0.25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$H = 10 \text{ m.}$$

Y se obtuvo del ajuste:

C_v	0.005527
β	3.1579
m_v	0.007672
ξ	0.04107

A continuación se calcula T_v y $F(T_v)$ como en la curva anterior, posteriormente calculamos Ω mediante la siguiente fórmula:

$$\Omega = F(tv) + \beta \log(1 + \xi T_v)$$

$$\Omega = F(tv) + 0.6621 \log(1 + 0.0685 T_v)$$

De esta manera se obtienen los siguientes resultados:

t(seg)	t(años)	T_v	$F(T_v)$	Ω
31,536,000	1	0.17429947	0.47	0.48455978
157,680,000	5	0.87149736	0.91	0.95613833
315,360,000	10	1.74299472	1	1.09482082

El asentamiento se calcula con la fórmula:

$$\Delta H = (m_v \cdot \Delta \sigma \cdot \Omega) \cdot H$$

t(años)	Ω	$\Delta H(\text{cm})$
1	0.48455978	0.92938565
5	0.95613833	1.83387332
10	1.09482082	2.09986633

5.4 Determinación de parámetros de consolidación y calculo de asentamientos en una curva de consolidación según las teorías de Terzaghi y de Zeevaert

Ejemplo 2. Considerando un estrato de arcilla de espesor de 10m, el cual está limitado en la parte de arriba por un arena suelta, permeable, y por abajo por una roca sana impermeable, se desea calcular el asentamiento que sufrirá dicho estrato de arcilla al cabo de un año para la curva de la Fig. 5.8, utilizando tanto la teoría de Terzaghi como la de Zeevaert

De la prueba típica de consolidación se obtuvieron los siguientes resultados:

Fecha	H _c cm	Diametro cm	área cm ²	lect. Inic. mm
14-Oct-03	1.98760	7.992	50.165	1.030

dia 5

P ₀ Kg	ΔP Kg	P _c Kg	Def. aparato mm	G ₀ Kg/cm ²	A ₀ Kg/cm ²	G _c (CAG / 2) Kg/cm ²	Def. final mm
25.0754	25.0875	50.1629	0.0960	0.4899	0.5001	0.7489	0.4890

Tiempo s	lect. mic	Def mm	Def con mm	s/t s(mm)	Tiempo s	normalizada
0	1.387	0.357	0.35700	0.00	0	0.00700
5	1.391	0.361	0.36100	0.29	5	0.01100
10	1.398	0.368	0.36800	0.41	10	0.01800
15	1.404	0.374	0.37400	0.50	15	0.02400
30	1.418	0.386	0.38600	0.71	30	0.03800
60	1.430	0.400	0.40000	1.00	60	0.05000
120	1.450	0.420	0.42000	1.41	120	0.07000
240	1.466	0.436	0.43600	2.00	240	0.08600
480	1.475	0.445	0.44500	2.83	480	0.09500
900	1.480	0.450	0.45000	3.87	900	0.10000
1800	1.485	0.455	0.45500	5.48	1800	0.10500
3600	1.490	0.460	0.46000	7.75	3600	0.11000
7200	1.496	0.466	0.46600	10.95	7200	0.11600
14400	1.502	0.472	0.47200	15.49	14400	0.12200
28800	1.509	0.479	0.47900	21.91	28800	0.12900
86400	1.519	0.489	0.48900	37.95	86400	0.13900

Tabla 5.1

La gráfica de deformación corregida contra tiempo se presenta a continuación:

Curva de consolidación # 6

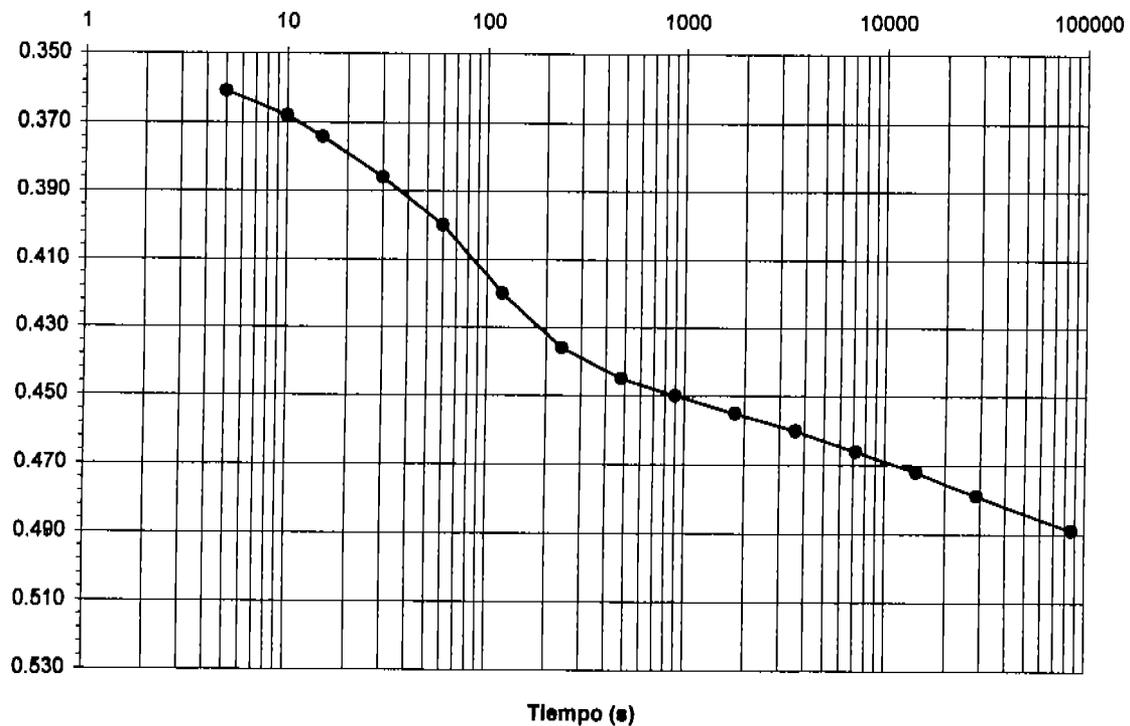


Fig. 5.8 Curva experimental de consolidación No. 6

Análisis mediante la teoría de Terzaghi. Para llevar a cabo el análisis de los asentamientos mediante la teoría de Terzaghi, necesitamos llevar a cabo los métodos de ajuste mencionados en el capítulo 3. En este caso utilizaremos el método de ajuste propuesto por Taylor Fig. 5.9. Como recordaremos lo que se busca es localizar el t_{90} , y el factor tiempo T_v que será el correspondiente al 90% de la consolidación y así localizar el coeficiente de consolidación. El cual se obtendrá mediante la siguiente fórmula:

$$C_v = \frac{T_{90} H^2}{t_{90}}$$

La gráfica para localizar el t_{90} es la siguiente:

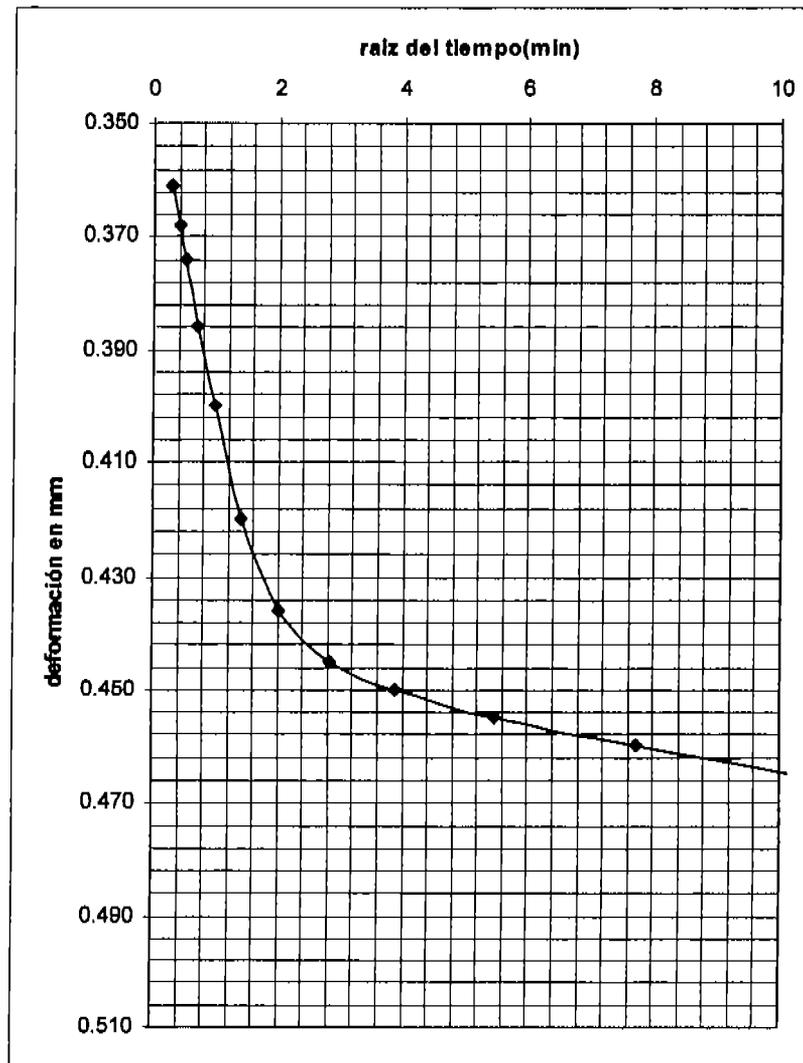


Fig. 5.9 Método de ajuste según Taylor

Los valores obtenidos son:

$$\delta_s = 0.35 \text{ mm.}$$

$$\text{Raíz de } t_{90} = 1.62 \text{ min.}$$

$$t_{90} = 157.76 \text{ s.}$$

$$\delta_{90} = 0.428 \text{ mm.}$$

Datos de la prueba

	Curva No. 6
mv	0.0074
$\Delta\sigma$	0.5001
2H	2.130
H	1.065

Basándonos en lo estudiado en el capítulo 3, punto 3.2. tenemos lo siguiente:

Primero calculamos el asentamiento total mediante la siguiente fórmula:

$$\Delta H = mv \cdot \Delta \sigma \cdot H$$

Con los valores proporcionados de la prueba y sustituyendo tenemos (en este caso la muestra fue drenada por ambas caras):

$$\Delta H = (0.0075 \text{ cm}^2/\text{kg}) \cdot (0.5 \text{ kg/cm}^2) \cdot (1000 \text{ cm}) = 3.75 \text{ cm}$$

Habiendo calculado el asentamiento total procedemos a calcular el asentamiento que tendrá al cabo de un año, habiendo calculado el valor de t_{90} mediante el método de ajuste de Taylor, procederemos a calcular el valor de C_v , mediante la siguiente fórmula

$$C_v = \frac{T_{90} H^2}{t_{90}}$$

Sustituyendo tenemos:

$$C_v = \frac{0.848 \cdot (1.065 \text{ cm})^2}{157.76} = 0.006096 \frac{\text{cm}^2}{\text{seg}}$$

Posteriormente calculamos T_v

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2}$$

En donde ahora t será igual al tiempo que deseamos calcular nuestro asentamiento, que en este caso es de $t = 1 \text{ año}$. En este caso H será el espesor del estrato según las condiciones de drenaje del mismo.

Sustituyendo tenemos:

$$T_v = \frac{0.006096 \frac{\text{cm}^2}{\text{seg}} \cdot 31536000 \text{ seg}}{(1000 \text{ cm})^2} = 0.19226$$

Con este valor y mediante nuestra tabla 3.1 calculamos el porcentaje de consolidación para este factor tiempo T_v , obteniendo:

$$U = 49.47$$

Mediante la fórmula

$$St_{1 \text{ año}} = \Delta H \cdot \left(\frac{U(\%)}{100} \right)$$

Calculamos el asentamiento que sufrirá el suelo al cabo de un año, sustituyendo tenemos:

$$St = 3.75 \text{ cm} \left(\frac{62.55\%}{100} \right) = 1.855 \text{ cm}$$

Los resultados finales se presentan a continuación:

No. de curva	AH	C_v	t	T_v	U	St 1 año
Curva No. 6	3.75	0.00609675	31536000	0.19226701	49.47	1.85527922

Análisis mediante la teoría de Zeevaert. A continuación se presentará el análisis de la curva No. 6 en base a la teoría de Zeevaert. El procedimiento será el mismo que se utilizó en el punto 5.3.

A continuación se presenta la curva graficada con las dos últimas columnas de la tabla 5.1. Como se podrá observar esta gráfica comienza desde cero, esto se realiza para apreciar de una manera significativa las deformaciones sufridas durante la prueba, a este procedimiento lo llamaremos normalización. De ésta misma manera las demás gráficas también fueron normalizadas.

Curva de consolidación # 6

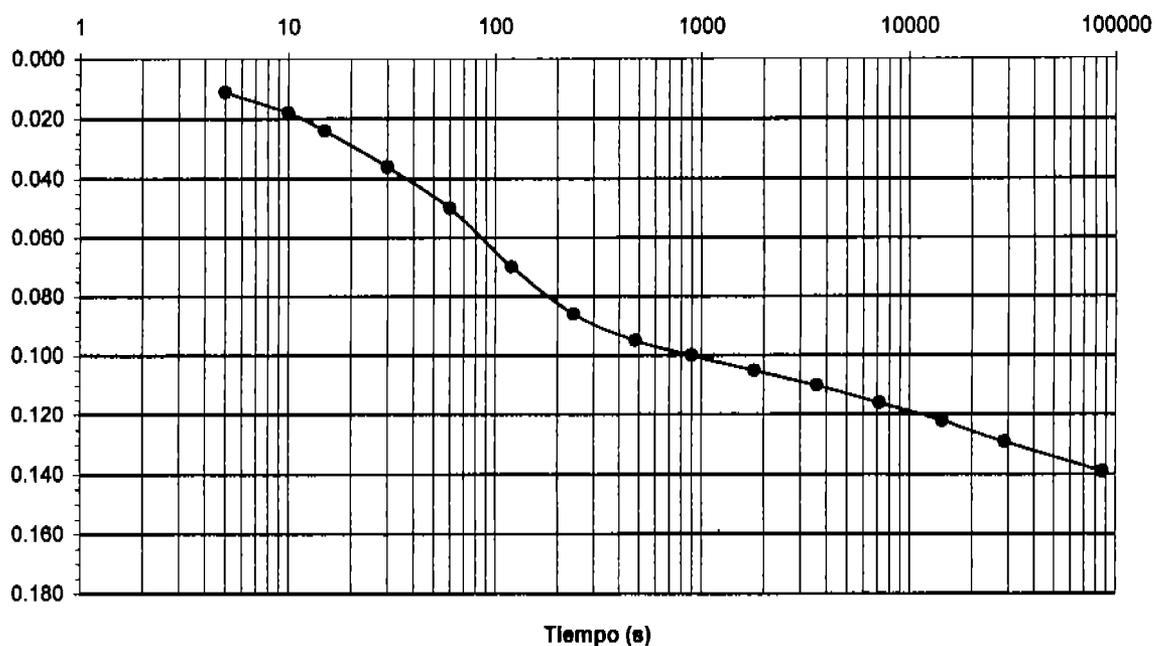


Fig. 5.10 curva experimental de consolidación No. 6

Como datos tenemos:

Curva No. 6

$2H_i = 2.13$

$H_i = 1.065$

$\Delta\sigma = 0.5 \text{ Kg/cm}^2$

Mientras que los demás datos los obtenemos de las curvas:

El archivo de datos para la curva No. 6 es:

Curva No. 6		
500	98	tb,db
100000	141	tf,df
10000	119	tp,dp
1.065		H
0.5		Ds
0		d0
15		
5		
10		
15		
30		
60		
120		
240		
480		
900		
1800		
3600		
7200		
14400		
28800		
86400		

El archivo de resultados es :

Ajuste de curvas tipo II con la teoría de Zeevaert

ingresando: Tiempo en [s]
deformacion en [micras]
altura efectiva en [cm]
esfuerzo en [kg/cm²]

tB = 500s
dB = 98micras
tF = 100000s
dF = 141micras
tP = 10000s
dP = 119micras

Ct = 22 micras
H = 1.065 cm
Ds = 0.5 kg/cm²
tau = 616.2736 s
Cv = 4.75E-03 cm²/kg
ksi = 3.87E-01
mv = 8.67E-03 cm²/kg
mt = 2.07E-03 cm²/kg

beta = 0.2383

$$d = 92.324 F(Tv) + 22.000 \log[1 + 0.387 Tv] + 0.0000$$

tiempo [s]	def. [micras]	Tv	F(Tv)
5	1.52E+01	2.10E-02	1.63E-01
10	2.15E+01	4.19E-02	2.31E-01
15	2.64E+01	6.29E-02	2.83E-01
30	3.74E+01	1.26E-01	4.00E-01
60	5.29E+01	2.51E-01	5.64E-01
120	7.24E+01	5.03E-01	7.66E-01
240	8.92E+01	1.01E+00	9.32E-01
480	9.73E+01	2.01E+00	9.94E-01
900	1.01E+02	3.77E+00	1.00E+00
1800	1.05E+02	7.54E+00	1.00E+00
3600	1.11E+02	1.51E+01	1.00E+00
7200	1.17E+02	3.02E+01	1.00E+00
14400	1.23E+02	6.04E+01	1.00E+00
28800	1.29E+02	1.21E+02	1.00E+00
86400	1.40E+02	3.62E+02	1.00E+00

Programado en FORTRAN estandar
Albarrán Martínez David Joel / FESA UNAM / Jul 2003

Mientras que la curva experimental y teórica son:

Curva de consolidación # 6

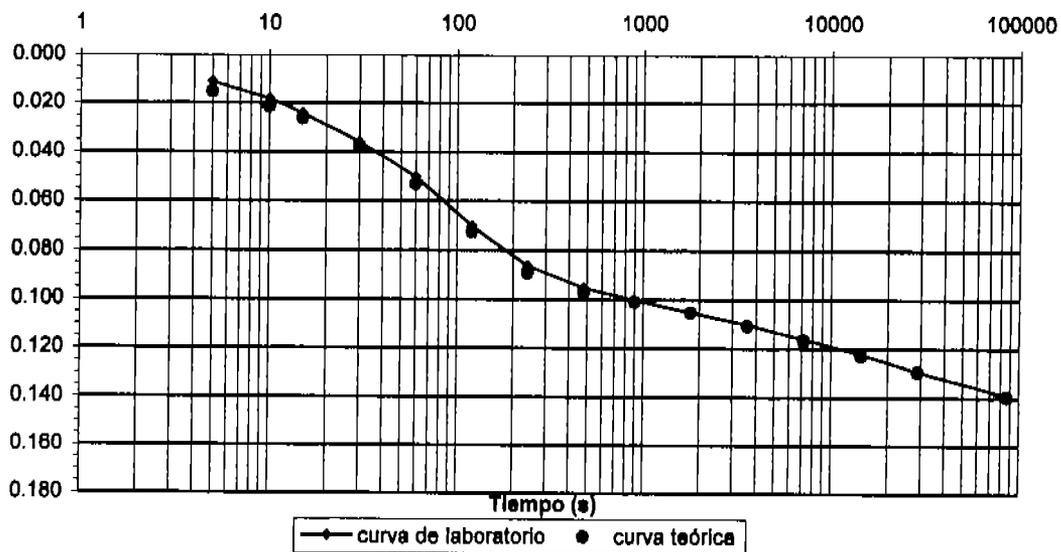


Fig. 5.11 Ajuste de curvas

Como observamos en las dos gráficas el ajuste es satisfactorio Fig. 5.11

Los cálculos se realizaron de forma análoga que para los ejemplos antes realizados aplicando la teoría de Zeevaert.

Utilizando el mismo procedimiento obtenemos:

Del archivo de resultados de la curva No. 6

Cv	4.75E-03
β	0.2383
mv	8.67E-03
ζ	3.87E-01

Realizando los cálculos obtenemos

t (seg)	t (años)	lv	F (lv)	Q
31,536,000	1	0.14992214	0.45	0.45686295
157,680,000	5	0.74961072	0.92	0.94624877
315,360,000	10	1.49922144	1	1.04736282

En este caso calculamos para 1, 5 y 10 años, para poder observar la variación del asentamiento. Los asentamientos son:

t (años)	Q	MI (cm)
1	0.45686295	1.98027245
5	0.94624877	4.10151529
10	1.04736282	4.53979413
	1	4.3345

El asentamiento por consolidación primaria será cuando $\Omega = 1$

5.4.1 Comparación entre los resultados obtenidos con las teorías de Terzaghi y de Zeevaert

Al realizar los cálculos para la determinación de asentamientos al cabo de un año se obtuvo por medio de Terzaghi un valor de 1.85cm. Realizando el análisis por el método de Zeevaert obtenemos un resultado similar con valor de 1.98 cm. Sin embargo en estas comparaciones la diferencia suele ser no muy significativa.

Así mismo se observa que mediante la teoría de Terzaghi el suelo sufrirá una consolidación total de 3.85cm, mientras que si el análisis se realiza por la teoría Zeevaert se obtiene un asentamiento de 4.53 cm en un lapso de diez años el cual todavía no se le puede considerar el total. Cuando $\Omega = 1$ se tiene el asentamiento debido a la consolidación primaria, los valores no son iguales debido a que como ya se mencionó Terzaghi no considera el fenómeno viscoso intergranular, por lo que hay que recordar que el fenómeno de la consolidación secundaria no se lleva a cabo hasta que termina la consolidación primaria sino que aquel comienza en una forma paralela a este último aunque en menor grado.

CONCLUSIONES

Durante el análisis de la viscosidad intergranular se observa que los resultados obtenidos por la teoría de Zeevaert no difieren en más de un 20% aproximadamente de los valores analizados por Terzaghi. Es decir, los resultados son bastante análogos, teniendo en cuenta que como hipótesis los resultados obtenidos por Zeevaert tenían que ser mayores dado que éste considera los dos tipos de compresiones; primarias y secundarias, en cambio como ya se ha comentado y estudiado, Terzaghi únicamente considera la consolidación primaria. Sin embargo para llegar a esta conclusión se tienen que tener en cuenta otras consideraciones sobre la viscosidad intergranular, o sobre las pruebas que nos permiten dicho análisis, estas consideraciones se muestran a continuación:

- Primeramente se debe tomar en cuenta que la teoría aplica exclusivamente para suelos finos saturados, tales como arcillas, arcillas limosas y limos arcillosos, esto debido a que al considerar algunos suelos que no sean exclusivamente finos se podrán obtener resultados no satisfactorios, como por ejemplo valores muy pequeños o valores que quizás sean iguales a los que encontraríamos si analizamos la prueba por medio de Terzaghi, con lo cual no tendría ningún sentido haberlo analizado por Zeevaert.
- Se tendrá que tener cuidado al escoger las curvas de consolidación, las cuales tendrán que tener una gran similitud con cualquiera de las curvas propuestas por Zeevaert, en nuestro caso únicamente teníamos que compararlas con la curva tipo I o tipo II.
- Hay que considerar que únicamente se iban a analizar curvas antes del esfuerzo crítico esto debido a que después de este se tendrían deformaciones muy altas por lo que no es válido comparar una curva que se encuentre por arriba del esfuerzo crítico, aunque dicha curva se parezca, por ejemplo, a la curva tipo II.
- Un punto que es de suma importancia y con el cual se pueden tener errores es en la ubicación del punto B que se menciona en el capítulo 4, y que el autor de la teoría nos menciona que aquel punto es el límite de la consolidación primaria de Terzaghi, por lo cual Zeevaert nos sugiere ubicarlo inmediatamente después del quiebre de la curva de consolidación: Como se puede observar no hay un método exacto para ubicar dicho punto ya sea analítica o gráficamente, por ello es conveniente practicar la ubicación de dicho punto ya que para obtener un resultado satisfactorio se requiere que éste se encuentre como se mencionó en el límite de la consolidación primaria.

Con el análisis presentado se puede concluir que siempre se pueden seguir desarrollando nuevas teorías que se apeguen más al comportamiento del suelo. Tal es el caso de la que se estudio en esta tesis, aunque por supuesto no se tratar de cambiar una teoría por otra, sino únicamente que el lector conozca que siempre hay innovaciones y nuevas alternativas para la solución de problemas en la ingeniería civil, en este caso de la geotecnia.

El presente trabajo pretende proporcionar una alternativa para el estudio de la consolidación en los suelos finos saturados, por lo que si se desea utilizar algunos análisis en base a la teoría de Zeevaert se le sugiere al lector primeramente conocer el método en toda su extensión, así como consultar las referencias citadas en esta

tesis, para que el mismo, tenga un juicio valorativo sobre este método, y posteriormente utilizarlo alternadamente con el método de Terzaghi, los valores a considerar se sugiere que sean los mas conservadores esto también dependerá de la magnitud del problema.

REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA

- BERRE, T.,
IVERSEN, K. Oedometer tests with different specimen heights on a clay exhibiting large secondary compression. *Géotechnique.*, No 22, 1972, pp. 53-70
- BERRY, P. L.,
POSKITT, T. J. The consolidation of peat. *Geotechnique.* No. 22, 1972, pp.27-52.
- CRAWFORD CARL B. Interpretation of the consolidation test, *Journal of the soils Mechanics and Foundations Division.*, 1964, pp. 87-102.
- CRAWFORD, C.B. Evaluation and interpretation of soil consolidation test. *ASTM Symposium of Consolidation Behavior of soils, Fort-Lauderdale. American Society for Testing Materials, Special Technical Publication.* 1984. No. 892, pp. 71-103.
- DIAZ-RODRIGUEZ J. A Yielding of Mexico City Clay and other natural clays., *ASCE Journal of Geotechnical Engineering.*, vol.118, No. 7, 1992, pp. 981-995.
- DIAZ-RODRIGUEZ J. A Physical, chemical, and mineralogical properties of Mexico City sediments: a geotechnical perspective. *Canadian Geotechnical Journal* vol. 35, No. 4, 1998, pp. 600-610
- FOSS, I. Secondary settlements of building in Drammen, Norway. *7th International conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, 1969.* Vol. 2, pp. 99-106.
- HAMILTON, J. J. AND
CRAWFORD C.B. Improved determination of preconsolidation pressure of a sensitive clay papers on soils, 1959. *ASTM Spec. Tech. Pub. No. 254 ASTM Philadelphia,* 254-270
- HOLTZ, R.D., JAMIOLKOWSKI,
M. B.,
LANCELLOTA, R. Lessons from odometer tests on high quality samples. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering.* No 112. 1986, PP. 768-776.
- LAMBE WILLIAM T.,
WHITMAN ROBERT V. *Mecánica de suelos, Cambridge, Limusa, s.f., (2^a ed.).*
- LEONARDS, G. A.,
GIRAULT, P. A study of the one dimensional consolidation test. *Proceedings, 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris.* 1961. vol. 1, pp. 213-218.
- LEONARDS, G. A.,
ALTSCHAEFFL, A. G. Compressibility of clay. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE,* 1964. vol. 90, No. SM5, Proc. Paper 4049, pp. 133-155.
- LEROUEIL, S.,
SAMSON, L., Laboratory and field determination of preconsolidation pressures at Gloucester. Part I *Canadian Geotechnical Journal,* 1983 a, No 20, p.p. 803-816.

BOZOUK, M

LEROUEIL, S.,
TAVENAS, F.,
SAMSON, L.,

Preconsolidation pressure of Champlain clays, Part II. Laboratory determination. Canadian Geotechnical Journal, 1983 b, No 20, pp. 803-816.

LOWE, J.,
JOANS, E.
OBRICIAN, V.

Controlled gradient consolidation test. Journal of the Soil mechanics and Foundation Division, Proc. Of the American Society of the American Society of Civil Engineers, 1969, Vol. 95, pp. 77-97.

MESRI GHOLAMREZA

Coefficient of Secondary Compression., ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division., 1973, pp. 122-137.

MESRI, G.,
CASTRO, A

Ca/Cc concept and K_0 during secondary compression. ASCE Journal of Geotechnical Engineering. 1987. Vol. 113. 1987. pp. 23-47.

MESRI, G.,
FENG, T. W.

Discussion, Stress-strain—strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays. Geotechnique. No. 36, 1986 pp. 283-287.

MESRI, G.,
ROKHSAR, a.

Theory of consolidation for clays. ASCE. Journal of the Geotechnical Engineering Division, No. 100(GT8), 1974, pp. 889-904.

MESRI, G.,
GODLEWSKI, P. M.

Time and stress compressibility interrelationship. ASCE. Journal of the Geotechnical Engineering Division. No. 103(GT5), 1977, pp. 417-430.

MORIN, P.,
LEROUEIL, S.,
SAMSON, L.

Preconsolidation pressure of Champlain clays. Canadian Geotechnical Journal. Part. I. Vol. 20. 1983. pp. 728-802

OKA, F.

Prediction of time-dependent behaviour of clay. Proceedings, 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Vol. I, 1985. pp. 215-218

OLSON, R. E.

State-of-the-art: Consolidation testing. ASTM Symposium on Consolidation of Soils, Fort Lauderdale. American Society for Testing and Materials, Special Technical Publication. Vol. 892. 1985. pp. 7-68

OLSON, R. E.,

The thirty-first Terzaghi lecture: Settlement of embankments on soft clay. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 108. Part. II. pp. 310-314

PELLETIER, J. H.,
OLSON, R. E.,
RIXNER, J. J.

Estimation of consolidation properties of clay from field observations. Geotechnical Testing Journal, Vol. 2. Part. I. 1979. pp. 34-43

POOROOSHAB, H. B.,
SIVAPATHAM, T.

Consolidation of sensitive clay exhibiting strong structural breakdown. Proceedings, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico

city, Specialty Session. Vol. 12. 1969. pp. 27-37

POOROOSHASB, H. B.,
LAWK, K. T.,
BOZOZUK, M.

Consolidation of sensitive clays. Proceedings, 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Vol. I. 1981. pp. 219-223

ROWE, P. W.,
BARDEN, L. A

A new consolidation cell. Geotechnique, Vol. 16. 1966. pp. 116-124

SEKIGUCHI, H.,
TOTORIHARA, M.

Theory of one-dimensional consolidation of clay with consideration of their rheological properties. Soils and Foundation. Vol. 16. Part I. 1976. pp. 27-44

TAYLOR DONALD W.

Fundamentos de la Mecánica de Suelos, 1.^a ed., New York, John Wiley and sons, Inc., 1948., Compañía Editorial Continental.

TERZAGHI KARL

Theoretical Soil Mechanics, 1.^a ed., New York, John Wiley and sons, Inc., 1943.

TERZAGHI KARL

Undisturbed Clay Samples and Undisturbed Clays., Journal of the Boston Society of Civil Engineers, vol. XXVIII, 1941, pp. 45-65.

ZEEVAERT WIECHERS L.

Consolidation of Soils - Consolidation In the Intergranular Viscosity of Highly Compressible Soils., Testing and Evaluation, ASTM STP 892, R.N. Yong and F.C Townsend. Eds. ASTM Philadelphia, pp. 257-281.

ZEEVAERT WIECHERS L.

Viscosidad Intergranular en Suelos Finos Saturados, (1985), División de Estudios de Postgrado, Facultad de Ingeniería UNAM.