



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

DEFORMACIONES INMEDIATAS Y A LARGO PLAZO DE LA ARCILLA
SENSITIVA DEL VALLE DE MÉXICO

TESIS PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:

CARLOS OCTAVIO CALDERÓN VÁSQUEZ

TUTOR:

AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA
FACULTAD DE INGENIERÍA - UNAM

MÉXICO, D. F. JUNIO 2013



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.

DEDICATORIA

*El presente estudio lo dedico a mi esposa y compañera,
Sandra Mariela Dávila Irureta, por su amor, comprensión y
apoyo en la redacción para la culminación del mismo.*

*A mis recordadas madres, Eugenia y María, quienes fueron un ejemplo de
perseverancia y fortaleza, por su amor incondicional, su lucha
por nosotros, sus tres hijos, para sacarnos adelante y aunque no
estén a mi lado, siempre los llevo presentes en mi corazón.*

*A mis hermanos, Rosaura y Ginés, porque me acompañan
en cada proyecto de vida emprendido.*

AGRADECIMIENTO

A mi asesor, el M.I. Agustín Deméneghi Colina, por sus enseñanzas no sólo académicas sino de vida.

Un agradecimiento especial, al Ing. Adrián López Flores por el tiempo de plática y enseñanzas, que permitieron con el mejoramiento de la tesis. Al Ing. Uriel Ortega Saltillo y M. en C. Miguel Rufiar Jarquin por los alcances que me permitieron aclarar algunas dudas.

A mis sinodales: Dr. Rigoberto Rivera Constantino, M.I. Germán López Rincón, Dr. Salvador Marín Córdova y al M en I. Carmelino Zea Constantino, por su tiempo en la lectura del presente tesis y contribuir con sus observaciones para el mejoramiento de la misma.

A todos mis maestros y compañeros de la Maestría en Geotecnia, por las clases, pláticas compartidas que han favorecido mi crecimiento profesional.

ÍNDICE

	Pág.
CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	1
1.1 Objetivos	2
1.2 Hipótesis	3
CAPÍTULO 2: CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DEL SUBSUELO DEL VALLE DE MÉXICO	4
2.1 Introducción	4
2.2 Geología	6
2.3 Estratigrafía	8
2.3.1 Estratigrafía de la zona de lago	
2.3.2 Estratigrafía de la zona de transición	
2.3.3 Estratigrafía de la zona de lomas	
2.4 Zonificación geotécnica	12
2.4.1 Zonificación de la zona de lago	
2.4.2 Zonificación de la zona de transición	
2.4.3 Zonificación de la zona de lomas	
2.5 Propiedades índice y mecánicas de las arcillas	16
2.5.1 Propiedades índice	
2.5.2 Propiedades mecánicas	
2.6 Características de las arcillas sensitivas	19
CAPÍTULO 3: DEFORMACIONES INMEDIATAS	21
3.1 Introducción	21
3.2 Ley de Hoocke	21
3.3 Pruebas de compresión triaxial	25
3.3.1 Prueba no consolidada-no drenada (UU)	
3.3.2 Prueba consolidada-no drenada (CU)	
3.3.3 Prueba consolidada-drenada (CD)	
3.4 Prueba de consolidación unidimensional con odómetro	29

CAPÍTULO 4: DEFORMACIONES A LARGO PLAZO	31
4.1 Introducción	31
4.2 Teoría de consolidación de Terzaghi	32
4.3 Teoría de consolidación en suelos que exhiben viscosidad intergranular	40
4.3.1 La unidad Kelvin	
4.3.2 La unidad Z	
4.4 Procedimientos para la utilización de las curvas teóricas del método de Zeevaert	45
4.4.1 Curva con Cavidades	
4.4.2 Curva Tipo I	
4.4.3 Curva Tipo II	
CAPÍTULO 5: ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA CIMENTACIÓN COMPENSADA	55
5.1 Ejemplo de aplicación utilizando las curvas de ajuste de Zeevaert	55
5.2 Ejemplo de aplicación utilizando el programa de elementos finitos ELPLA	76
CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	81
6.1 Conclusiones	82
6.2 Recomendaciones	83
REFERENCIAS	84

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 2.1 Curvas de igual profundidad de los depósitos profundos	5
Figura 2.2 La cuenca, sus fracturas y los arcos volcánicos	6
Figura 2.3 Límites del Valle de México	7
Figura 2.4 Secuencia pleistocénica debajo de la Ciudad de México	8
Figura 2.5 Transiciones típicas	11
Figura 2.6 Zonificación geotécnica de la Ciudad de México	13
Figura 2.7 Curva de compresibilidad de una arcilla sensitiva	20
Figura 3.1 Barra cilíndrica de longitud L_0 , sometida a tracción. Ley de Hooke	21
Figura 3.2 Curva típica de la deformación con respecto al esfuerzo	22
Figura 3.3 Elemento bajo una tensión uniaxial	23
Figura 3.4 Elemento bajo una tensión triaxial	24
Figura 3.5 Corte esquemático de una cámara de compresión triaxial	26
Figura 4.1 a) Modelo de Terzaghi y b) modelo de Kelvin	34
Figura 4.2 (a) Odómetro de anillo fijo y (b) Odómetro de anillo flotante	38
Figura 4.3 Curva típica de consolidación	39
Figura 4.4 Curva de compresibilidad característica de una arcilla	39
Figura 4.5 Estructura de la arcilla	41
Figura 4.6 Modelo reológico	41
Figura 4.7 Curva de consolidación Tipo Con Cavidades bajo nivel de esfuerzo	46
Figura 4.8 Curva de consolidación Tipo I a bajo nivel de esfuerzo	49
Figura 4.9 Curva de consolidación Tipo II antes del nivel del esfuerzo crítico	52
Figura 5.1 Estratigrafía del subsuelo del Valle de México	56
Figura 5.2 Incremento de esfuerzos bajo la esquina de un rectángulo cargado	58
Figura 5.3 Curva de consolidación de una prueba del odómetro del suelo del Valle de México a la profundidad de 4.5 m	66
Figura 5.4 Curva de consolidación de una prueba del odómetro del suelo del Valle de México a la profundidad de 9.00 m	70
Figura 5.5 Curva de consolidación de una prueba del odómetro del suelo del Valle de México a la profundidad de 13.00 m	74
Figura 5.6 Estratigrafía del subsuelo ingresada al ELPLA, para el cálculo de asentamientos inmediatos	76

Figura 5.7 Configuración de asentamientos en planta del cajón de cimentación	77
Figura 5.8 Módulos de reacción del suelo de cimentación	78
Figura 5.9 Estratigrafía del subsuelo ingresada al ELPLA, para el cálculo de asentamientos a largo plazo	79
Figura 5.10 Configuración de asentamientos en planta del cajón de cimentación	80
Figura 5.11 Módulos de reacción del suelo de cimentación	81

ÍNDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 2.1 Valores de k según el tipo de suelo (k en cm/s)	17
Tabla 2.2 Valores medios de resistencia al corte	19
Tabla 2.3 Valores de la sensibilidad	20
Tabla 5.1 Resumen de propiedades del suelo arcilloso	57
Tabla 5.2 Resumen de asentamientos por consolidación para 50 años	75

RESUMEN

En el Valle de México y en especial la zona del lago de Texcoco, existe la posibilidad de construirse obras de gran importancia; por tal motivo, en este estudio se busca demostrar que el uso del método de Zeevaert, es confiable para hacer aproximaciones de los asentamientos que puedan suceder al desplantar cualquier estructura.

En esta investigación se utilizan tres tipos de curvas teóricas (Curva con Cavidades, Tipo I y Tipo II), obtenidas por Zeevaert mediante trabajos de campo realizados durante varios años con las arcillas del Valle de México; las cuales sirven como modelo, para escoger las curvas de consolidación realizadas con odómetro de las muestras de suelo de arcillas sensitivas y trabajar en ellas para obtener parámetros que permiten hacer los cálculos de los asentamientos debido al desplante de un edificio con cajón de cimentación, como se especifica en el ejemplo presentado de esta investigación.

Los resultados obtenidos mediante el método de curvas de consolidación de Zeevaert, son comparados con valores arrojados mediante el programa de elementos finitos ELPA, donde, se demuestra que ambos valores son similares para un ejemplo y una misma estratigrafía del subsuelo del Valle de México.

ABSTRACT

In the Valley of Mexico, particularly in the lake Texcoco area, there are many possibilities to construct civil projects of great importance to Mexico, for this reason, this thesis seeks to demonstrate the use of consolidation Zeevaert's theory as a reliable method to compute soil settlements due to the construction of any structure on the lacustrine clays of Mexico City.

This research uses three types of theoretical curves (type I, type II and soils with cavities), Zeevaert obtained them by using fieldworks performed for several years with clays of Valley of Mexico; this curves serves as models to choose the consolidation curves with odometer of sensitive clays, got from undisturbed soil samples in order to obtain parameters that allows to calculate the settlements of the construction of a raft compensated foundation building, as specified in the presented example from this research.

The results obtained by Zeevaert consolidation curves method are compared with the values produced by ELPA v9.2, software finite element method, which shows that both values are similar for the same sample and subsoil stratigraphy of Mexico Valley.

1. INTRODUCCIÓN

Existen suelos con propiedades especiales, pero la arcilla de la Ciudad de México es un material con propiedades excepcionales: alta compresibilidad y baja resistencia al esfuerzo cortante; haciendo que estas propiedades se distingan de otros suelos plásticos. Las investigaciones desarrolladas en las últimas cinco décadas, sobre el estudio de la arcilla bajo condiciones estáticas y dinámicas, han permitido obtener resultados de las propiedades del suelo, que sirvieron para explicar los fenómenos ocurridos en la Ciudad de México y que afectaron mucho a la construcción. Por ejemplo, se ha establecido la gran capacidad de los depósitos arcillosos para amplificar las ondas sísmicas que inciden en su base; debiéndose esto, a que se comportan como un material elástico, aun cuando sufran deformaciones relativamente grandes.

En la ciudad de México, el diseño de cimentaciones presenta dificultades muy superiores a las que se encuentran en otras grandes ciudades del mundo. Lo anterior es particularmente cierto en la zona lacustre donde, además de la alta compresibilidad del subsuelo arcilloso, es necesario tomar en cuenta el hundimiento regional y la ocurrencia de eventos sísmicos, cuya intensidad alcanza valores extremadamente altos por la amplificación resultante de la deformabilidad de las mismas arcillas blandas.

En estas condiciones, la tarea de los diseñadores resulta sumamente difícil ya que gran parte de la experiencia mundial en Ingeniería de Cimentaciones no es aplicable a condiciones tan especiales. Un geotecnista debe tener siempre en cuenta que un mal diseño o una construcción deficiente, pueden traer consecuencias catastróficas.

En esta investigación, en primer lugar se tiene por objeto familiarizarse con el uso de las curvas de consolidación unidimensional considerando el fenómeno de viscosidad intergranular, propuestas por el método de Zeevaert; además, hacer la comparación de los valores arrojados por el programa con los resultados obtenidos con el método analítico.

Por lo cual, se plantea en el presente estudio, un ejemplo de un cajón de cimentación desplantado en una arcilla sensitiva del Valle de México, para calcular los asentamientos inmediatos y a largo plazo que presentarán las edificaciones construidas en la zona lacustre del mismo valle.

El capítulo 1 comprende una parte introductoria del estudio, el mismo que presenta el objetivo general y los objetivos específicos que se plantean para esta investigación; asimismo, se proponen también las hipótesis que surgen a inicio de todo trabajo investigativo, las cuales se irán develando a lo largo del mismo.

En el capítulo 2 se hace una descripción de las características geotécnicas del subsuelo del Valle de México y se explican algunos parámetros del suelo pertinentes para una mejor comprensión del uso de los métodos empleados en esta investigación.

En el capítulo 3 se expone la ley que rige las deformaciones elásticas, la misma que es utilizada para el cálculo de asentamientos inmediatos de las arcillas; además, se mencionan algunas pruebas de laboratorio que permiten obtener parámetros del suelo.

El capítulo 4 explica las teorías de la consolidación primaria de Terzaghi y la teoría de consolidación secundaria de Zeevaert; además, se dan a conocer los procedimientos para la utilización de las curvas teóricas.

En el capítulo 5 se realiza un ejemplo de una cimentación compensada aplicando las leyes y teorías descritas en los capítulos 3 y 4; también, se usa un programa de elementos finitos (ELPLA) para comparar los resultados obtenidos tanto con el método analítico, así como con el software mencionado.

En el último capítulo se da a conocer las conclusiones a las que se llegó con el estudio realizado y las recomendaciones que surgen a partir de éste.

1.1 Objetivos

El objetivo general de esta investigación es estudiar mediante un ejemplo de una cimentación con cajón, el uso de las curvas de consolidación Tipo Con Cavidades, Tipo I y Tipo II, propuestas por el método de Zeevaert, para muestras de arcillas sensitivas del Valle de México.

El estudio tiene los siguientes objetivos específicos:

- Determinar la expansión de fondo por excavación para un cajón de cimentación, utilizando la ley de Hooke.

- Determinar el asentamiento inmediato para un cajón de cimentación, utilizando la ley de Hooke.
- Calcular el asentamiento diferido según el método de Zeevaert, aplicando en casos específicos el método mencionado para determinar los parámetros de los suelos.
- Comparar los resultados obtenidos del ejemplo, mediante el método de Zeevaert con los valores obtenidos del programa de elementos finitos (ELPLA).

1.2 Hipótesis

Las hipótesis planteadas en esta investigación son:

Al momento de utilizar las curvas de ajuste se espera obtener valores confiables, que permitan calcular los asentamientos originados por el edificio.

Una muestra inalterada ensayada, conlleva a obtener curvas de consolidación que proporcionan valiosa información acerca del comportamiento de suelo, mismas que pueden ser ajustadas con el uso del modelo de Zeevaert.

Los resultados del ejemplo propuesto, mediante el uso del método de Zeevaert, son similares a los resultados obtenidos con cualquier otro método, en este caso específico mediante el uso del programa de elementos finitos (ELPLA).

2 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DEL SUBSUELO DEL VALLE DE MÉXICO

2.1 Introducción

En todo estudio por realizar es importante evaluar los efectos que se generan en la masa de suelo y en las estructuras que son desplantadas en él, originados por cargas que alteran sus condiciones de reposo; para ello, es necesario entender, determinar y modelar sus propiedades mecánicas y dinámicas. Para este estudio, se tendrá en cuenta las cargas estáticas de las estructuras y la minuciosa interpretación de la respuesta de la masa de suelo que podrá estudiarse a través de las propiedades índices y mecánicas.

Desde los años sesenta, el subsuelo del Valle de México fue motivo de diversos estudios geotécnicos, entre los cuales destacan el del Proyecto Texcoco (SHCP) y el de la Comisión del Lago Texcoco (SARH). También, se realizó una amplia investigación geotécnica en el año 2001 por parte del Instituto de Ingeniería de la UNAM, con el fin de construir un nuevo aeropuerto para la ciudad de México.

Como es de saber, la estratigrafía del Valle de México viene siendo estudiada, destacándose los aportes de trabajos relacionados con el subsuelo; entre los investigadores se encuentran: Bryan, Arellano, Zeevaert, Marsal, Mazari y Mooser. El conocimiento alcanzado hasta la fecha puede decirse que tiene un avance considerable, pero también falta bastante por hacer y, principalmente, estar en la posibilidad de interpretar el comportamiento de cualquier cimentación en el marco de ese conocimiento de la estratigrafía del Valle de México, (cinco años del sismo).

Además, de los estudios de la estratigrafía del subsuelo del Valle de México, se observa que existe el hundimiento regional y los problemas de agrietamiento; con respecto a estos últimos se tienen estudios que dan a conocer profundidades de los depósitos profundos y zonas de agrietamiento; para apoyar lo mencionado se incluirá las figuras 2.1 y 2.2. El conocimiento de la estratigrafía, hundimiento regional y fallas, es de gran importancia para un estudio de proyecto, ya que ayudaría a realizar un óptimo análisis y diseño de cimentaciones en diferentes obras de ingeniería.

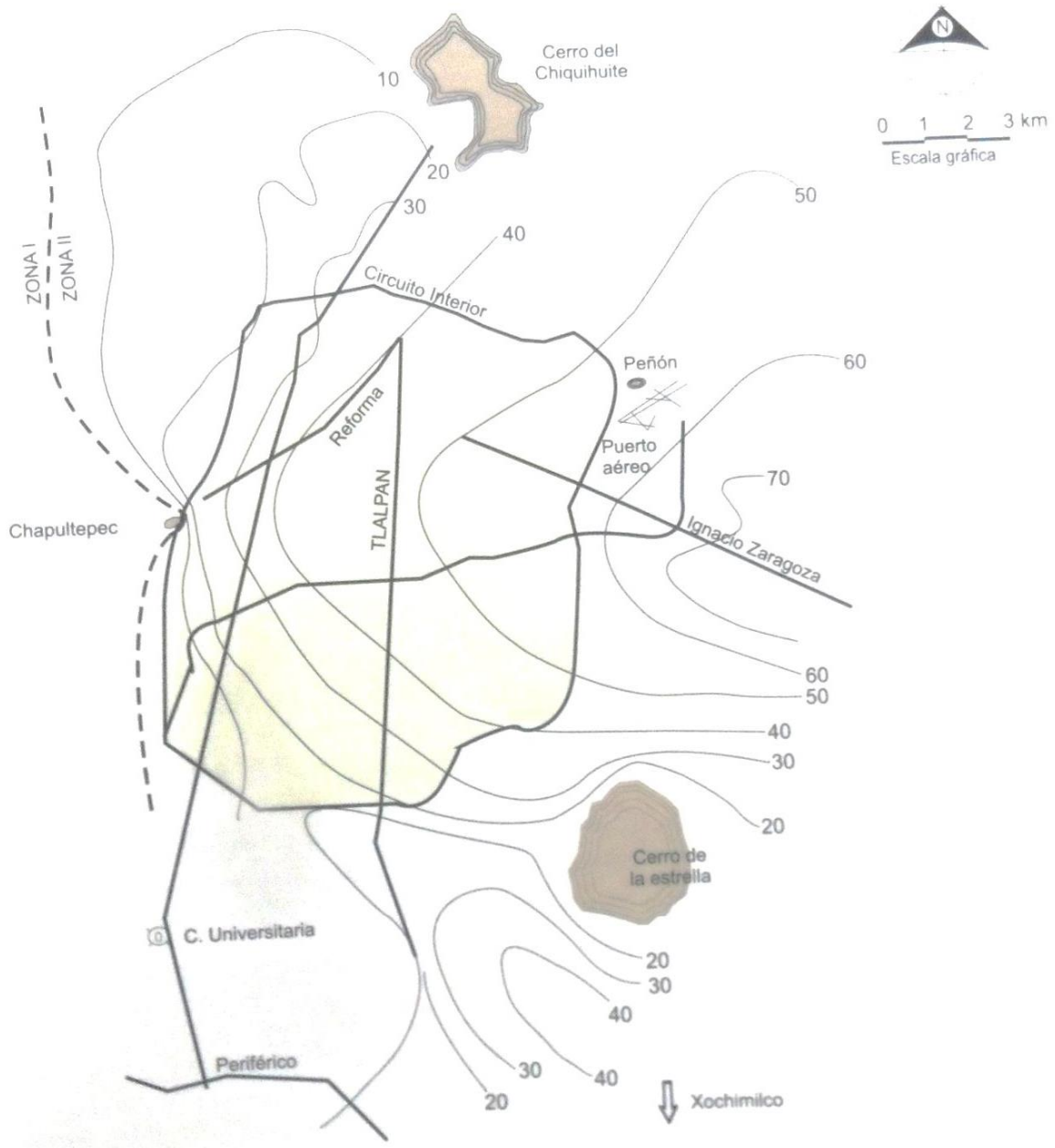


Figura 2.1 Curvas de igual profundidad de los depósitos profundos (Santoyo y otros, 2005)

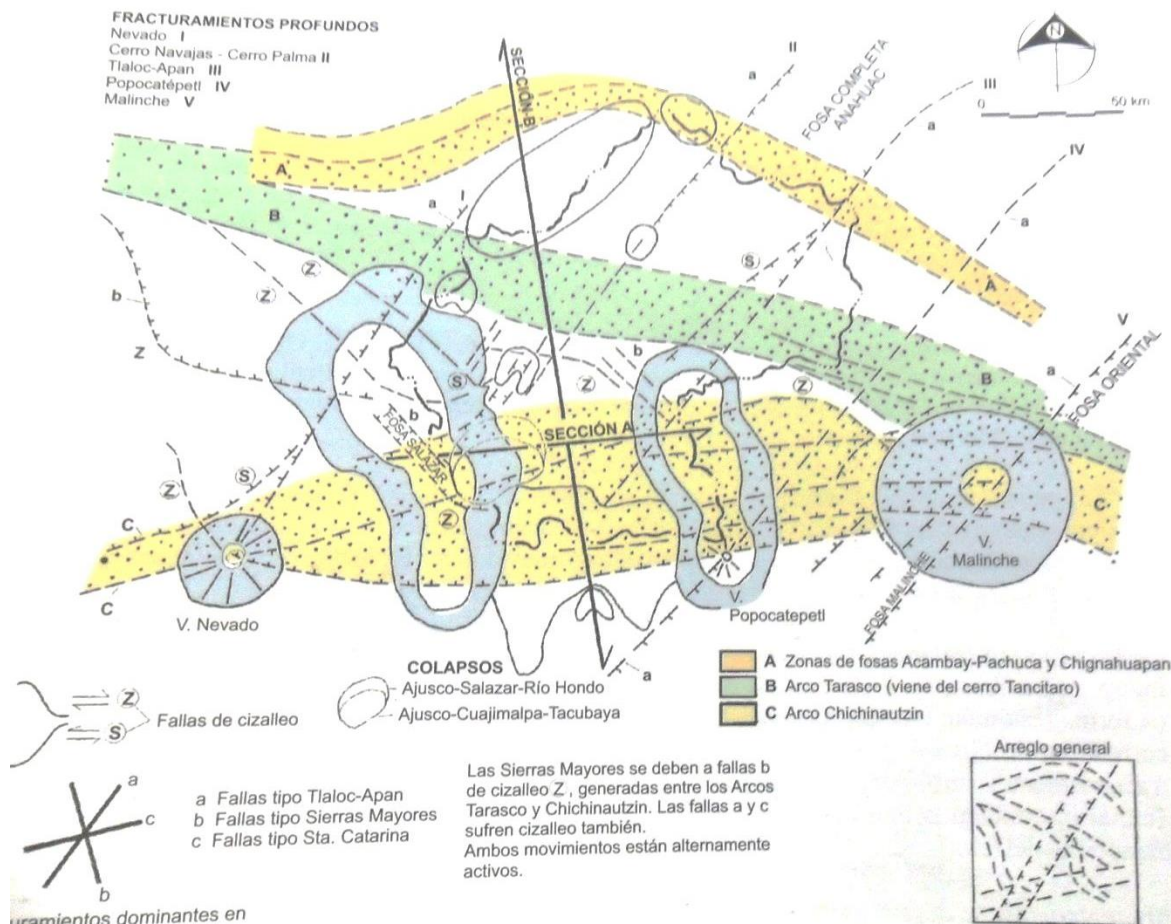


Figura 2.2 La cuenca, sus fracturas y los arcos volcánicos (Santoyo y otros, 2005)

2.2 Geología

La cuenca del Valle de México se localiza en la parte más alta y en el extremo sur del altiplano mexicano. Sus límites están marcados, al norte, por las sierras de Tepotzotlán, Tezontlalpan y Pachuca; al sur, por las sierras del Ajusco y Chichinautzin; al este, por la sierra Nevada (donde se encuentran los volcanes de Popocatepetl e Iztaccíhuatl); y al oeste, por las sierras de las Cruces (figura 2.3).



Figura 2.3 Límites del Valle de México (Auvinet et al, 1996)

La cuenca de México asemeja una enorme presa azolvada: la cortina, situada en el sur está representada por los basaltos de la sierra del Chichinautzin; mientras que, los rellenos del vaso están constituidos, en su parte superior, por arcillas lacustres y en su parte inferior, por clásticos derivados de la acción de ríos, arroyos, glaciares y volcanes. El conjunto de rellenos contiene además de capas de cenizas y estratos de pómez producto de las erupciones volcánicas menores y mayores durante el último medio millón de años o sea, en el Pleistoceno Superior, que es aproximadamente el lapso transcurrido a partir del inicio del cierre de la cuenca. También, se reconoce en el citado relleno numerosos suelos, producto de la meteorización de los depósitos volcánicos, fluviales, aluviales y glaciales; estos suelos, hoy transformados en paleosuelos o tobas, llevan el sello del clima en el que fueron formados, siendo a veces amarillos, productos de ambientes fríos, y otras veces cafés y hasta rojizos, producto de ambientes moderados a subtropicales. Así lo menciona la Secretaría General de Obras del Departamento del Distrito Federal (1988).

La figura 2.4 muestra una sección de la secuencia estratigráfica deducida en común por ingenieros geotécnicos y geólogos, para las arcillas y el relleno aluvial debajo de la Ciudad de México. Resumiendo, se trata de: A y B) Arcillas Superiores, C) Primera Capa Dura, entre C y D se encuentra las Arcillas

Inferiores Consolidadas y D) Depósitos Profundos; lo expresado anteriormente, es retomado de Santoyo y otros (2005).

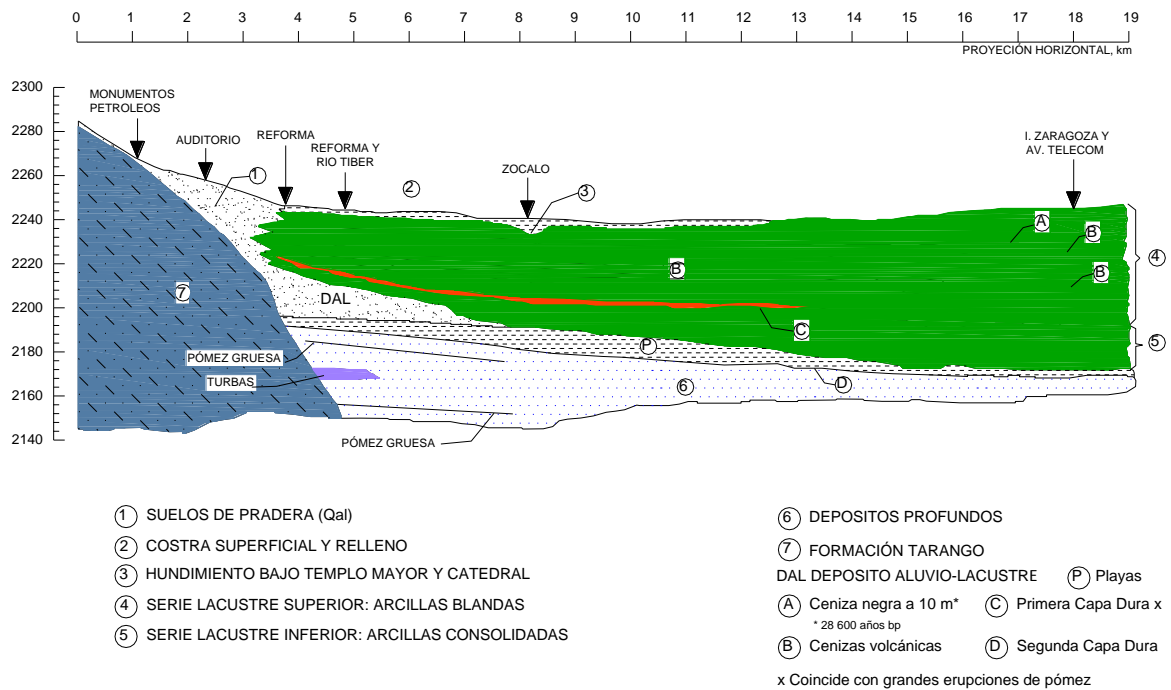


Figura 2.4 Secuencia pleistocénica debajo de la Ciudad de México

2.3 Estratigrafía

En general, se sabe que la cuenca del Valle de México contiene formaciones lacustres constituidas por ceniza volcánica, intercalada con pómez, arenas finas y limos; y se caracterizan por su alta compresibilidad y su baja resistencia al corte.

Como ya se mencionó anteriormente, los profesores Raúl J. Marsal y Marcos Mazari y, por separado, el Dr. Leonardo Zeevaert, investigaron durante años la estratigrafía del valle; sus trabajos se enfocaron a la solución de los problemas de cimentaciones de edificios que se iban a construir. Santoyo y otros (2005) afirman que de los casos prácticos que estudiaron los investigadores antes mencionados, laboriosamente éstos recopilaban la información que a través de los años les permitió interpretar la estratigrafía y las propiedades de los suelos.

2.3.1 Estratigrafía de la zona de lago

Esta zona se compone de grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad, que subyacen a una costra endurecida superficial de espesor variable en cada sitio, dependiendo de la localización e historia de cargas. De acuerdo con el modelo estratigráfico, inicialmente propuesto por Raúl J. Marsal y Marcos Mazari, la secuencia de los suelos de la antigua zona lacustre se compone por:

a) Costra superficial (CS)

Se compone de: *Rellenos artificiales (RA)* de espesores muy variables (restos de construcción y rellenos arqueológicos), su espesor varía de 1 y 7 m en el centro de la ciudad y de 15 m bajo la catedral; *suelos blandos (SB)* originado por depósitos aluviales de tan pequeños espesores que a veces pasan desapercibidos y *costra seca (CS)* formada por el descenso del nivel del agua.

b) Formación arcillosa superior (FAS)

Esta formación está constituida por arcillas plásticas de consistencia blanda a muy blanda, intercaladas con lentes duros de arena fina basáltica o vidrio pómez, también pueden existir lentes de costras de secado solar, estos lentes pueden tener espesores desde unos centímetros hasta 2 m; su espesor varía entre 25 y 50 m.

La FAS es considerada como uniforme, pero se puede considerar cuatro estratos principales, de acuerdo con su origen geológico y con los efectos de consolidación inducida por las sobrecargas superficiales y por el bombeo profundo: *Arcilla preconsolidada superficial (APS)* originada por efecto del secado solar, por ascenso capilar del agua y por las cargas externas; *arcilla normalmente consolidada (ANC)* se encuentra debajo de los suelos afectados por las cargas superficiales y por arriba de los suelos consolidados por el bombeo profundo; *arcilla consolidada profunda (ACP)* originada por la consolidación de las arcillas profundas debido a la extracción de aguas profundas y *lentes duros (LD)* conformado por secado solar, arena basáltica o vidrio pómez.

c) Capa dura (CD)

Esta formación está constituida por limos arenosos con algo de arcilla y ocasionalmente gravas, conformando así un depósito heterogéneo. Esta capa presenta lentes de arcilla; su espesor es muy variable, siendo muy delgada en la zona central del lago Texcoco y alcanza unos 5 m en lo que fueron sus orillas. La capa dura desempeña un papel importante en las cimentaciones profundas de la ciudad de México, ya que para muchas estructuras sirve como apoyo de pilotes de punta, de control y de punta penetrante.

d) Formación arcillosa inferior (FAI)

Conformada por estratos de arcillas separados por lentes duros, en un arreglo semejante al de la formación arcillosa superior. Su espesor es de unos 15 m al centro del lago y, prácticamente, desaparece en las orillas.

e) Depósitos profundos (DP)

Conformado por arenas limosas y gravas aluviales, cementadas con arcillas duras y carbonatos de calcio. La parte superior de estos depósitos, de 1 a 5 m, está más endurecida que la inferior, en donde se encuentran estratos menos cementados y hasta arcillas preconsolidadas. Se ubica aproximadamente a partir de los 50 m de profundidad.

2.3.2 Estratigrafía de la zona de transición

Los depósitos de transición forman una franja comprendida entre la zona del lago y la zona de las lomas que rodean al valle o los aparatos volcánicos que sobresalen en la zona del lago. Los depósitos en esta zona, se alternan de estratos arcillosos en un ambiente lacustre con suelos gruesos de origen aluvial, dependiendo sus espesores de las transgresiones y regresiones que experimentaba el antiguo lago que divide los suelos lacustres de las sierras que rodean al valle y de los aparatos volcánicos que sobresalen en la zona del lago. Estos materiales, de origen aluvial se clasifican de acuerdo al volumen de clásticos que fueron arrastrados por las corrientes hacia el lago y la frecuencia de los depósitos. Las transiciones pueden clasificarse como interestratificada y abrupta; ambas se ilustran en la figura 2.5 y se describen a continuación:

a) Transición interestratificada

Esta condición de transición se presenta en los suelos que se originaron en las barrancas, donde se acumularon los acarrees fluviales que posteriormente descendieron de las lomas a la planicie. Estos depósitos se asemejan a los deltaicos, aunque solamente se extendieron hasta la orilla del antiguo lago Texcoco donde se formaron intercalaciones de arcillas lacustres con arenas y gravas de río. Este depósito al pie de las lomas en sus partes más profundas presenta la llamada capa dura, depósitos glaciares, laháricos y fluvioglaciales, pero también puede encontrarse depósitos aluviales recientes.

b) Transición abrupta

Esta condición es el contacto de las arcillas lacustres con roca volcánica; se le encuentra en el peñón de los Baños, el peñón del Marqués, el cerro de la Estrella y el cerro del Tepeyac. La estratigrafía típica de estos depósitos, generalmente, está integrada por la serie arcillosa lacustre, interrumpida por numerosos lentes duros de los materiales erosionados de los cerros vecinos. En las cercanías del peñón de los Baños se encuentran intercalaciones de lentes delgados de trabertino silificado, originados por las emanaciones de manantiales de aguas termales.

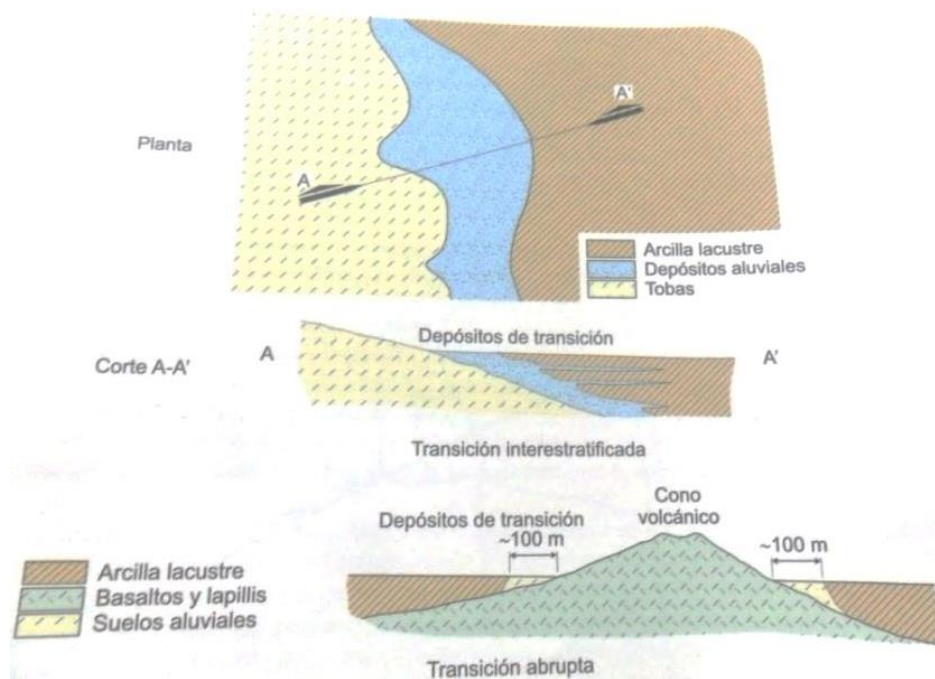


Figura 2.5 Transiciones típicas (Santoyo y otros, 2005)

2.3.3 Estratigrafía de la zona de lomas

Esta zona está formada por las serranías que limitan con la cuenca, al poniente y al norte; además, de los derrames del volcán Xitle; las rocas basálticas sobreyacen a las tobas y depósitos eólicos de arena fina y uniforme que se localizan en las laderas de la sierra de Guadalupe. Al sur, se tienen los derrames basálticos, heterogéneos y erráticos del Pedregal, formados por coladas lávicas que presentan discontinuidades como fracturas y cavernas, ocasionalmente rellenas de escoria. Al oriente, también se encuentran rocas basálticas alrededor de Chimalhuacán y la sierra de Santa Catarina. Al poniente, se encuentran depósitos compactados de materiales arenosos o limosos sementados.

2.4 Zonificación geotécnica

En 1959, Marsal y Masari presentaron la primera zonificación de los suelos del Valle de México. Esta información del subsuelo desde aquella época ha venido siendo actualizada con datos prácticos de diferentes proyectos ejecutados. El plano de Marsal y Masari se incorporó a las Normas Técnicas para el Diseño de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, teniendo actualizaciones abarcando áreas que incluían el crecimiento de la ciudad. El plano de zonas geotécnicas que se incorporó a las normas técnicas entró en vigor en octubre del 2004.

La Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR) con el fin de proporcionar una zonificación geotécnica más detallada, propuso un plano como se muestra en la figura 2.6, la cual representa una recopilación actualizada hasta el año 1987 con datos derivados de un buen número de sondeos de cono eléctrico que precisan mejor las ubicaciones de las zonas consolidadas de las arcillas del lago.

2.4.1 Zonificación de la zona del lago

Esta zona presenta arcillas blandas con grandes espesores, de acuerdo con la localización e historia de cargas, se ha dividido en tres subzonas, atendiendo a la importancia relativa de dos factores independientes: el espesor y propiedades de la costa superficial y la consolidación inducida en cada sitio.

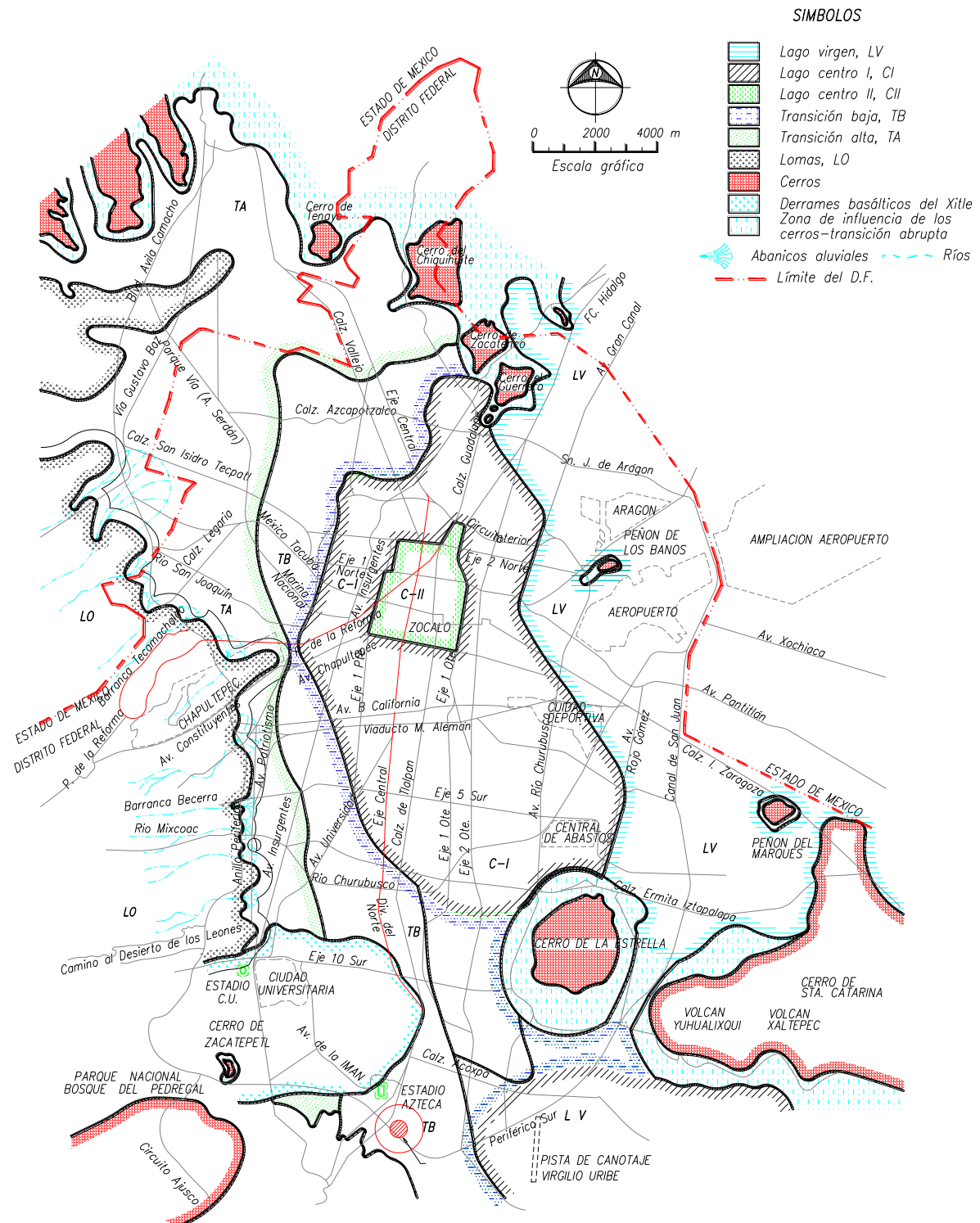


Figura 2.6 Zonificación geotécnica de la Ciudad de México (Santoyo y otros, 2005)

a) Lago Virgen (LV)

Comprende actualmente el vaso del exlago de Texcoco, donde se encuentran las arcillas más blandas y son prácticamente los suelos que han mantenido sus propiedades mecánicas desde su formación. Estos suelos debido al reciente desarrollo urbano, trae como consecuencia, sobrecargas en la superficie, siendo éstas incrementadas constantemente y, de igual manera, se intensifica el bombeo profundo. Todo esto conduce a un cambio en las propiedades mecánicas del subsuelo.

b) Lago Centro I (LCI)

Comprende el sector no colonial de la ciudad, el cual se desarrolló a principios del siglo XX y ha estado sujeto a las sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas. Las propiedades mecánicas del subsuelo de esta zona representan una condición intermedia entre las del LV y las del Lago Centro II.

c) Lago Centro II (LCII)

Esta subzona está limitada por la antigua traza de la ciudad, donde la historia de cargas aplicadas en la superficie ha sido muy variable; esta situación ha provocado que en esta subzona se encuentren las siguientes condiciones extremas: arcillas fuertemente consolidadas por rellenos y grandes construcciones aztecas y coloniales; arcillas blandas asociadas a lugares que han alojado plazas y jardines durante largos periodos y arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales. Asimismo, el intenso bombeo incrementa la resistencia de los estratos de arcilla por efecto de la consolidación inducida.

2.4.2 Zonificación de la zona de transición

Esta zona es definida donde desaparece la serie arcillosa inferior y la primera capa dura que está aproximadamente a 20 m de profundidad. Se localiza entre la zona de lago y la de lomas. La zona de transición se divide en dos subzonas: en función de su cercanía con la zona de lomas y del espesor de suelos relativamente blandos.

a) Transición Alta (TAL)

Es la subzona más próxima a la zona de lomas, presentando irregularidades estratigráficas producto de los depósitos aluviales cruzados. Bajo estos

materiales se encuentran estratos arcillosos que sobreyacen a los depósitos de las zonas de lomas.

b) Transición Baja (TBA)

Comprende a la subzona colindante con la zona del lago, aquí se encuentra la serie arcillosa superior que tiene intercalaciones de estrato limoarenosos de origen aluvial, que se depositaron durante las regresiones del antiguo lago. Esto trajo consigo a una estratigrafía compleja, donde los espesores y propiedades de los materiales pueden tener variaciones importantes en cortas distancias horizontales, dependiendo de la ubicación con respecto a las barrancas, a cauces de antiguos ríos y sus abanicos aluviales.

La estratigrafía de la parte superior de la transición baja es similar a la de la subzona del Lago Centro I o Lago Centro II, excepto porque: la costra superficial está formada por depósitos aluviales con capacidad de carga no uniforme, los materiales compresibles se extienden a profundidades máximas de unos 20 m, existe interestratificación de arcillas y suelos limoarenosos y se presentan, mantos colgados.

c) Transición abrupta (TAB)

Esta condición se presenta entre las zonas del lago y los cerros aislados como el del Peñón de los Baños, en la que las arcillas lacustres están intercaladas con numerosos lentes de materiales erosionados de los cerros y de lentes delgados de travertino silificado.

2.4.3 Zonificación de la zona de lomas

Los suelos de la zona de lomas presentan condiciones irregulares de compactación y cementación, las cuales inciden directamente en la estabilidad de las excavaciones. Generalmente, los suelos de esta zona son rocas basálticas.

2.5 Propiedades índice y mecánicas de las arcillas

2.5.1 Propiedades índice

Para entender el comportamiento de los depósitos de suelo es necesario analizar ciertas propiedades que funcionan como índice, es decir que

proporcionan una idea del comportamiento del material en estudio en comparación con otro; por ejemplo, cantidad de agua en su interior, peso volumétrico, densidad, relación de vacíos, consistencia, etcétera.

Las propiedades índice se determinan en forma simple, rápida y económica; no requiere de instalaciones costosas y se determinan en muestras inalteradas y alteradas.

Estas propiedades vienen siendo utilizadas en diversos estudios geotécnicos, además, interpretadas de tal manera que se tienen rangos para las arcillas blandas; en especial en estudios realizados en el antiguo lago de Texcoco, se han observado que el contenido de agua, en la FAS, presenta valores típicos entre 150 y 500%; para la FAI, los valores promedio se encuentran entre 220 y 255%. En el caso de los límites líquidos se tienen valores medios de 236%; y para el límite plástico se tienen valores medios de 76%. También, se puede decir que un suelo es comparativamente más húmedo que otro y podría presentar menor resistencia o mayor deformabilidad.

2.5.2 Propiedades mecánicas

Las propiedades mecánicas de un suelo permiten al ingeniero de cimentaciones llegar a un diseño de la obra civil en la etapa de estudio, considerando los tres grandes problemas a los que él comúnmente se enfrenta, como son: 1) los límites de falla (que trata sobre la estabilidad de las estructuras), 2) los estados límites de servicio (que se refiere a los hundimientos totales y diferenciales que sufrirá la cimentación y la superestructura) y 3) el flujo de agua a través de los suelos que influye en el comportamiento de los mismos. Los ingenieros para analizar los problemas mencionados emplean modelos que resultan de la obtención de los parámetros de los suelos, ya sea mediante pruebas de campo o ensayos de laboratorio. Las muestras utilizadas para la obtención de las propiedades mecánicas de los suelos deben ser lo menos alteradas posible, o al menos tratando de reproducir en el laboratorio su grado de compacidad en estado natural.

a) Permeabilidad (k)

La permeabilidad de un suelo viene siendo la capacidad para permitir el paso de una corriente de agua a través de su masa. La permeabilidad está relacionada directamente con el tamaño de los poros del suelo, el cual, a su vez, depende del tamaño de las partículas, de su graduación y de su

compacidad. Existen pruebas para la determinación del coeficiente de permeabilidad: *prueba directa* (el permeámetro de carga constante, de carga variable y la prueba *in situ*), siendo la más conveniente por dar resultados precisos en comparación con otras técnicas y, *prueba indirecta* (a partir de la granulometría del suelo, de los resultados de la prueba de consolidación y prueba horizontal de capilaridad).

Zea y Rivera (2004) afirman que la permeabilidad tiene valores dentro de rangos que corresponden de manera aproximada a los diferentes tipos de suelos y son de gran ayuda para los diseños geotécnicos, utilizados en los programas de elementos finitos; en la siguiente tabla se muestra el rango de valores de k de acuerdo con el tipo de suelo.

Tabla 2.1 Valores de k según el tipo de suelo (k en cm/s)

10^{+2}	GRAVAS LIMPIAS		MUY BUEN DRENAJE
10^{+1}			
10^0			
10^{-1}			
10^{-2}	ARENAS LIMPIAS MEZCLAS GRAVA-ARENA	ARCILLAS FISURADAS Y ALTERADAS	BUEN DRENAJE
10^{-3}			
10^{-4}			
10^{-5}	ARENAS MUY FINAS, LIMOS Y ARENAS LIMOSAS		MAL DRENAJE
10^{-6}			
10^{-7}	LIMOS ARCILLOSOS		
10^{-8}	ARCILLAS (NO FISURADAS)		PRÁCTICAMENTE IMPERMEABLES
10^{-9}			

b) Compresibilidad

Los suelos blandos del antiguo lago Texcoco se caracterizan por ser material altamente compresible. En el Instituto de Ingeniería de la UNAM se han determinado valores del coeficiente de variación volumétrica, m_v entre 0.1 y 0.9 cm²/kg, Romo *et al* (2002).

La deformación de los suelos bajo la acción de cargas aplicadas se produce, principalmente, por la *reducción del volumen de los poros*, pues la deformación propia de las partículas es despreciable ante los niveles de esfuerzos comúnmente aplicados por las obras de ingeniería. Es por ello, que se habla de compresibilidad volumétrica como sinónimo del cambio de volumen de los poros del suelo al someterlo a un incremento de presión. Esta propiedad de la porosidad de los suelos.

Los valores del módulo de compresibilidad que se utilicen en los análisis y diseños geotécnicos deben tomar en cuenta el fenómeno de consolidación primaria como el de secundaria. El procedimiento para obtención de las variables que intervienen en los fenómenos será explicado en el capítulo 4 de este informe.

c) Resistencia al corte

La resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas es de naturaleza más compleja que la de los limos y que las arenas, puesto que la interacción de las partículas coloidales del suelo es el resultado de fuerzas cohesivas y no de fricción. Las arcillas presentan valores más bajos en la escala de la resistencia de los suelos, por lo que estos suelos presentan la mayor dificultad en cuanto a la elección y el diseño del tipo de cimentación más adecuado, así como en cuanto a la definición racional de los procedimientos constructivos (Tamez, 2001).

La resistencia al corte de las arcillas está ligada con la historia de cargas en el sitio (peso propio, secado superficial, pozos de bombeo). Sin embargo, para conocer el perfil de esfuerzos efectivos con más precisión, es necesario contar con mediciones piezométricas; ya que la práctica ha demostrado que la presión del agua no se comporta hidrostáticamente.

Diversos investigadores en diferentes tiempos realizaron estudios para determinar la resistencia de las arcillas lacustres. Tales como Marsal y Graue (1969) encontraron valores de la resistencia al corte de arcilla que variaban entre 0.1 y 0.15 kg/cm², realizados en los estudios del proyecto Texcoco. En 1978, Murillo y García publicaron valores de resistencia calculados a partir de pruebas de compresión simple (q), pruebas no consolidadas no drenadas (c_{uu}) y pruebas de resistencia *in situ* (c_u) mediante la prueba de veleta diseñada especialmente para suelos blandos. En Vega (2003) los resultados obtenidos de las pruebas se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 2.2 Valores medios de resistencia al corte

<i>Formación</i>	q kg/cm ²	c_{uu} kg/cm ²	c_u veleta kg/cm ²
Arcillosa superior	0.213	0.128	0.218
Arcillosa inferior	0.393	0.248	0.526

Según Jaime (1987), las arcillas lacustres muestran fisuras naturales por lo que el ensaye de compresión simple reporta valores de resistencia erráticos y menores que en prueba triaxial UU. Debido a esto, se optó por determinar la resistencia no drenada de la arcilla a partir de ensayos UU; de los cuales se obtuvo que la FAS del antiguo lago de Texcoco virgen tuviera una resistencia entre 0.15 y 0.30 kg/cm²; y en zonas preconsolidadas, los valores eran de 0.30 a 0.65 kg/cm². La información obtenida con este tipo de pruebas debe aplicarse dependiendo de las condiciones de drenaje en la obra, o bien, para análisis de estabilidad a corto plazo.

Romo *et al* (2002), explican que las arcillas del antiguo lago se caracterizan por su deformabilidad alta y su resistencia cortante baja, con un comportamiento elastoplástico; alcanzan la falla asintóticamente con deformaciones que varían de 2 a 10%.

Vega (2003) afirma que las investigaciones realizadas determinaron que el fisuramiento de los especímenes de la FAS, es un aspecto que puede influir en la determinación de la resistencia, c_u , del suelo, de tal manera que el contenido de agua natural deja de ser un fiel indicador de dicho parámetro.

2.6 Características de las arcillas sensitivas

Las arcillas sensitivas se forman en cuerpos de agua salada, y poseen una estructura floclulenta, la que da lugar a que sus partículas queden unidas entre sí; y por lo tanto, su rigidez no dependa de la presión vertical efectiva en el campo; es decir, su deformabilidad está supeditada al pegamento entre partículas. Entonces, se puede decir que las arcillas de origen marino son de tipo sensitivo.

Existen relaciones que nos permiten caracterizar a las arcillas sensitivas: mediante la curva de compresibilidad (figura 2.7) donde podemos observar que la presión vertical efectiva inicial p_{v0}' es menor que la presión crítica p_{vb}' que viene siendo donde se rompe la unión entre partículas. Esta presión crítica define, en estos sedimentos, una perturbación del esqueleto estructural que cambia considerablemente las propiedades de compresibilidad del material.

Según Bjerrum (1967) las arcillas de Noruega presentan valores del cociente $p_{vb}' / p_{v0}' = 1.6$. Para la arcilla de la Ciudad de México, también se tienen los mismos valores de 1.6.

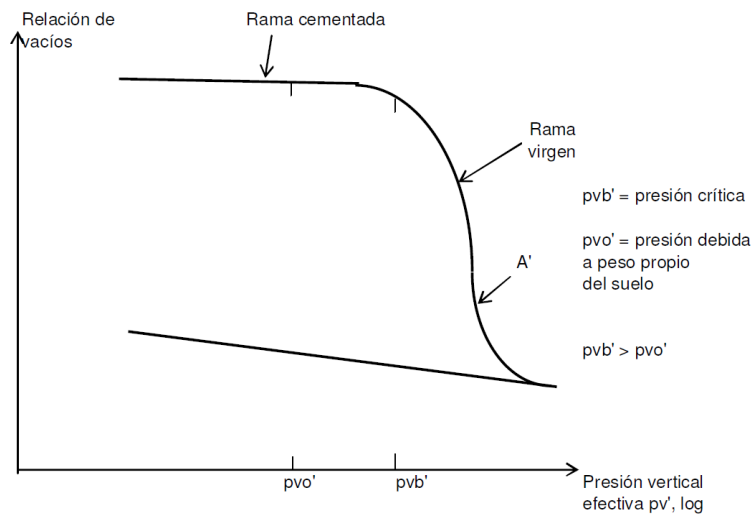


Figura 2.7 Curva de compresibilidad de una arcilla sensitiva

La otra relación que se presenta es llamada la sensibilidad S_t , que es la relación que existe entre la consistencia q_u de un material inalterado y la consistencia q_r del mismo material remoldeado o amasado conservando el contenido de agua de forma constante. Un material con estructura flocluenta tendrá una sensibilidad mayor que si el material es de estructura interna simple, a pesar de que los materiales sean correspondientes en granulometría y mineral de arcilla. También, los materiales que contengan minerales de montmorilonita serán más sensibles que las que las que contienen minerales de arcilla de caolinita o illita.

La sensibilidad indica en forma cualitativa, los daños probables que en su resistencia puede sufrir un material cohesivo. Las sensibilidades altas y muy altas se encuentran principalmente en las arcillas de origen lacustre salinas o marinas que contienen minerales activos (montmorilonita). La alteración de la estructura de estos materiales, pueden originar un cambio notable en la consistencia del material perjudicándose la estabilidad de las estructuras que soporta. La tabla 2.3, proporciona una idea de valores de la sensibilidad.

Tabla 2.3 Valores de la sensibilidad

Sensibilidad	Valores de $S_t = q_u / q_r$
Muy baja	1 a 2
Baja	2 a 4
Media	4 a 6
Alta	6 a 12
Muy alta	Mayor de 12

3 DEFORMACIONES INMEDIATAS

3.1 Introducción

En las últimas décadas, se han realizado grandes avances en el desarrollo de procedimientos analíticos para calcular la respuesta del terreno sujeto a la acción de cargas estáticas; sin embargo, el uso de tales procedimientos requiere el conocimiento de las propiedades mecánicas del suelo para llegar a soluciones satisfactorias.

El asentamiento inmediato tiene lugar durante la aplicación de la carga, como resultado de la deformación elástica del suelo, sin variación alguna en el contenido de agua. Este asentamiento de una arcilla blanda saturada es consecuencia de su deformación sin cambio de volumen, y que la relación entre el incremento de esfuerzo vertical (esfuerzo desviador) y la deformación axial unitaria es prácticamente lineal.

3.2 Ley de Hooke

Si una muestra cilíndrica de material, de sección transversal A , y longitud inicial L_0 es sometida a tracción, mediante una fuerza F que actúa a lo largo de su eje, la misma sufrirá un estiramiento de magnitud ΔL . Si $\Delta L/L_0 \ll 1$, se encuentra experimentalmente que para un rango limitado de las fuerzas aplicadas, ΔL es proporcional a la fuerza aplicada (F), a su longitud original (L_0) e inversamente proporcional al área de su sección transversal (A), es decir:

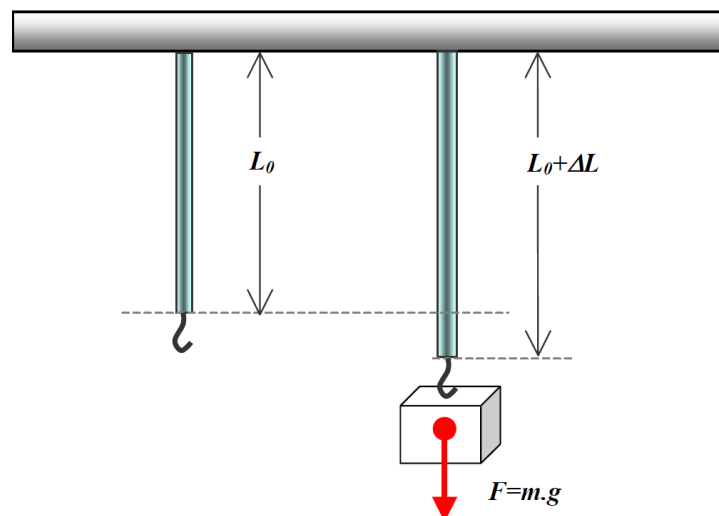


Figura 3.1 Barra cilíndrica de longitud L_0 , sometida a tracción. Ley de Hooke

$$\Delta L \propto \frac{F \cdot L_0}{A} \quad (3.1)$$

Esta expresión sólo es válida en la llamada zona de proporcionalidad (figura 3.2) y se puede escribir como:

$$E \cdot \frac{\Delta L}{L_0} = \frac{F}{A} \quad (3.2)$$

Donde:

E es una constante característica del material, denominada módulo de Young o módulo de elasticidad

$\frac{F}{A} = \sigma$ es el esfuerzo (stress), con unidades igual que las de presión

$\frac{\Delta L}{L_0} = \varepsilon$ es la deformación unitaria (strain), siendo su magnitud adimensional

Con esta notación la expresión (3.1) se puede escribir como:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (3.3)$$

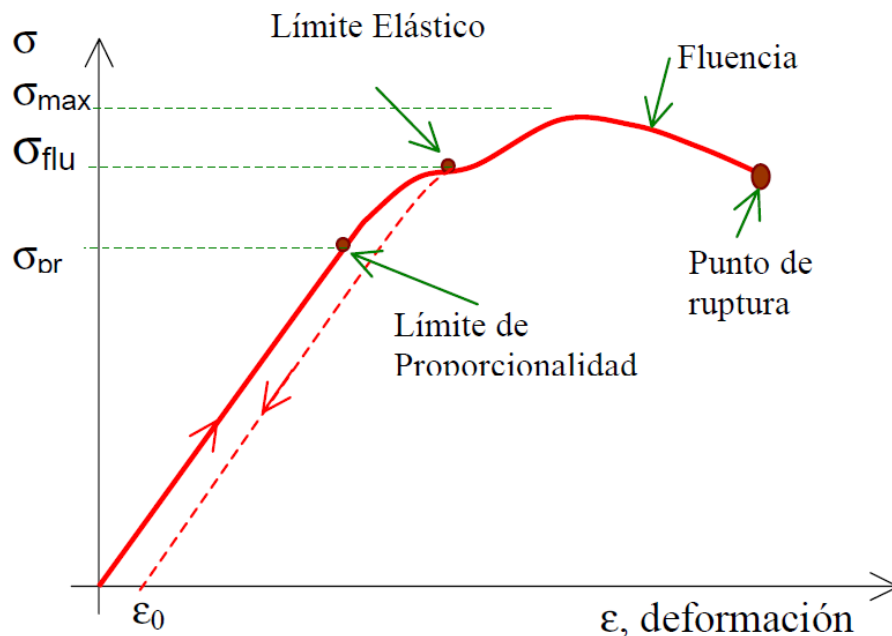


Figura 3.2 Curva típica de la deformación con respecto al esfuerzo

Al inicio del estiramiento, la deformación es proporcional al esfuerzo, en esta zona es válida la Ley de Hooke. Esto ocurre hasta que el esfuerzo aplicado alcanza un valor llamado "*Límite de proporcionalidad*" (σ_{pr}) y al ser suprimido éste, el material retoma su forma original sin sufrir deformación permanente.

Más allá del límite de proporcionalidad, la gráfica se desvía de la recta y no existe una relación sencilla entre σ y ϵ . Sin embargo; hasta el límite elástico, el objeto regresará a su longitud original si se remueve la fuerza aplicada, es decir los esfuerzos aplicados no producen deformaciones permanentes (caracterizada por el valor de deformación residual ϵ_0) en el material. Por lo general, se requiere que hasta el límite elástico se tenga este valor: $\epsilon_0 < 10^{-4}$; a esta se le denomina *zona elástica*. Si el objeto se somete a un esfuerzo más allá del límite elástico, entra a la *región plástica* y no regresará a su longitud original al retirar la fuerza aplicada, sino que quedará permanentemente deformado, por lo que el material presentará efectos de histéresis. Si el esfuerzo continúa incrementándose más allá del límite elástico, se alcanza su ruptura. Entre el límite elástico y el punto de ruptura, a menudo existe una zona de fluencia, donde el material se deforma fácilmente, sin necesidad de aumentar el esfuerzo (región plana de la curva).

La ecuación (3.3) conocida como Ley de Hooke, en relación con el paralelepípedo elemental de la figura 3.3 bajo una tensión σ_x , la componente de la deformación ϵ_x , toma el valor siguiente:

$$\epsilon_x = \sigma_x / E \quad (3.4)$$

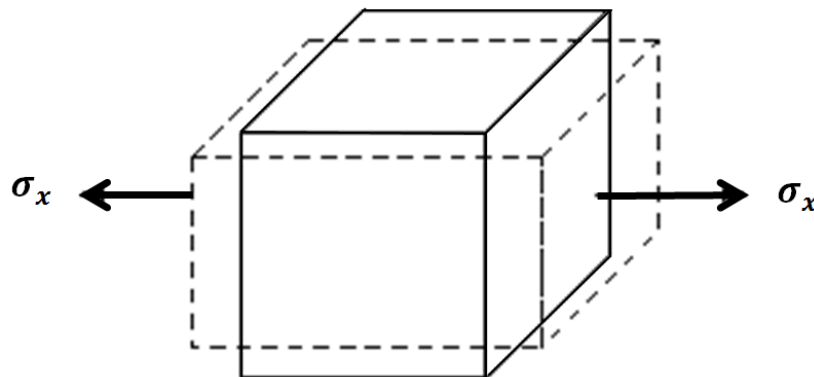


Figura 3.3 Elemento bajo una tensión uniaxial

Acompañando a la elongación en la dirección X, habrá contracciones en las direcciones Y y Z, que vienen dadas por la siguiente expresión:

$$\varepsilon_y = \varepsilon_z = -\nu \left(\frac{\sigma_x}{E} \right) \quad (3.5)$$

Donde ν es el coeficiente de Poisson, siendo para muchos materiales constante en el estado elástico.

Consideremos ahora el paralelepípedo anterior sometido a un estado de tensión triaxial, en la que la longitud inicial de AB es la unidad, como se muestra en la figura 3.4.

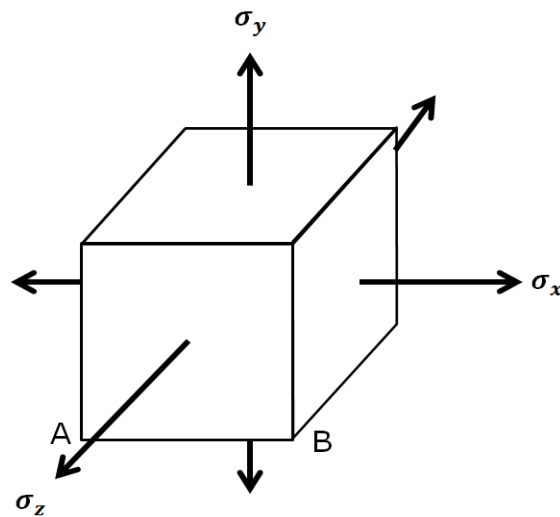


Figura 3.4 Elemento bajo una tensión triaxial

La componente de la deformación ε_x , la determinamos suponiendo que σ_x se aplica primero, cambiando la longitud AB una cantidad $(1/E)\sigma_x$. Luego, se aplica σ_y , que produce un cambio adicional en la longitud AB igual a $-(\nu/E)\sigma_y$ $(1 + \sigma_x/E)$. Pero, como $(1/E)\sigma_x$ es una deformación elástica que es despreciable con respecto a la unidad y la podemos eliminar. Cuando aplicamos σ_z e ignorando nuevamente el término de orden superior, el cambio de la longitud AB lo expresamos por $-(\nu/E)\sigma_z$. Por tanto, la deformación total en la dirección del eje X, viene dada por la siguiente expresión:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu (\sigma_y + \sigma_z)] \quad (3.6)$$

Y por un razonamiento análogo tendremos las otras dos deformaciones, como se muestra:

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu (\sigma_x + \sigma_z)] \quad (3.7)$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y)] \quad (3.8)$$

Para nuestro estudio utilizaremos la deformación axial que se origina en los estratos de suelo, por lo que la ecuación (3.7) queda de la siguiente manera:

$$\delta_z = \frac{\Delta Z}{E} [\sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y)] \quad (3.9)$$

Donde ΔZ es el espesor del estrato de suelo.

3.3 Pruebas de compresión triaxial

El avance de los métodos de análisis para evaluar la respuesta estática de los suelos ha excedido la capacidad que se tiene en la determinación de sus propiedades y su comportamiento ante cargas y descargas. Se han desarrollado varias técnicas de campo y laboratorio que intentan reproducir las características del asentamiento y las condiciones “*in situ*” que prevalecen durante las cargas aplicadas a la masa de suelo de manera estática. La prueba triaxial es uno de los dispositivos de laboratorio usado para estudiar los suelos.

Las pruebas de compresión triaxial se realizan en el laboratorio en una cámara triaxial, como la que se muestra en la figura 3.5 y consiste principalmente de un cilindro de acrílico o de acero inoxidable con una cubierta superior e inferior de metal (cabezales), donde en el interior de ésta es colocada la muestra de suelo de forma cilíndrica a la que se llamará probeta, cuyas dimensiones están en función al tipo de suelo. Una piedra porosa es colocada por encima y por debajo de la probeta luego de ser envuelta en una vaina de látex para protegerla del agua, también existen tubos de entrada y salida instalados en la cámara los cuales están controlados por válvulas que permiten o cortan la circulación de agua o glicerina cuando se desee. Este fluido que llena la cámara mantiene una presión hidrostática de confinamiento (σ_3) constante y simétrica a lo largo de toda la circunferencia de la probeta, asegura la hermeticidad de la cámara por medio de abrazaderas ajustadas a los cabezales.

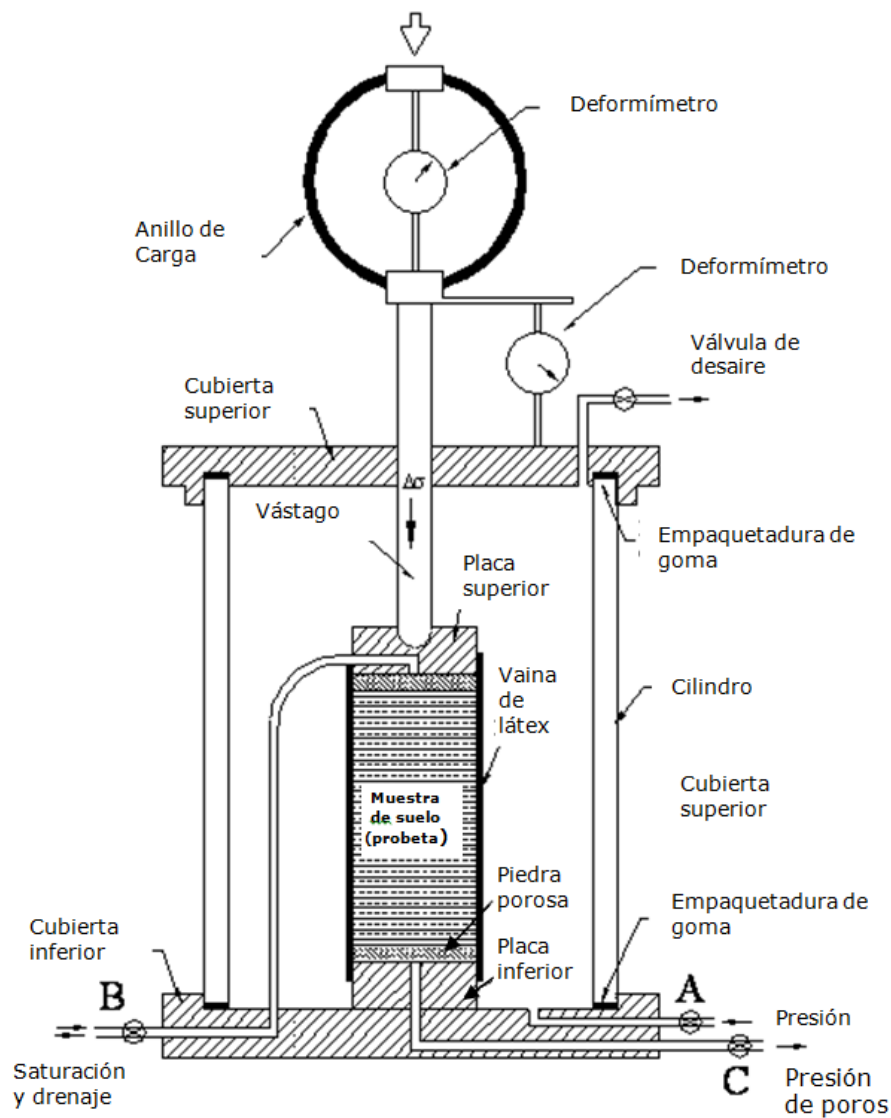


Figura 3.5 Corte esquemático de una cámara de compresión triaxial

El principio de las pruebas de compresión triaxial se basa en la aplicación de incrementos de carga axial, a un espécimen cilíndrico de suelo hasta llevarlo a la falla. El proceso de la prueba triaxial es el siguiente:

Etapas de compresión uniforme.- Mediante un tanque de aire comprimido se aplica al agua de la cámara una presión hidrostática controlada que se transmite a la probeta de suelo, a través de la membrana y las cabezas, produciendo en ella un esfuerzo confinante uniforme (σ_3), que actúa tanto en dirección radial como axial. En esta condición de presión uniforme no existen esfuerzos cortantes en el interior de la probeta de suelo.

Etapa de ruptura.- Luego, se aplica al vástago una carga axial creciente, que produce un incremento del esfuerzo vertical ($\Delta\sigma$), sobre la cabeza superior de la probeta, hasta producir la falla del suelo cuando este incremento de presión vertical alcanza el máximo valor ($\Delta\sigma_f$). A este proceso se le denomina etapa de ruptura y al incremento de presión vertical se le llama esfuerzo desviador ($\sigma_1 - \sigma_3$). Un micrómetro apoyado en el vástago permite medir la deformación axial producida en la probeta por el esfuerzo desviador.

La deformación axial (Δh), por unidad de longitud (h), de la probeta, llamada deformación unitaria axial se expresa por la siguiente expresión:

$$\varepsilon = \Delta h/h \quad (3.10)$$

3.3.1 Prueba no consolidada-no drenada (UU)

En este tipo de prueba triaxial se mantienen siempre cerradas las válvulas de drenaje de la cámara, de manera que el agua y/o gases contenidos en el suelo no pueden escapar durante todo el proceso de la prueba.

El proceso se inicia aplicando una presión al agua de la cámara, que se transmite hidrostáticamente a la probeta a través de la membrana y las cabezas. La probeta o muestra de suelo sufre una pequeña reducción de volumen a consecuencia del ajuste interno de la estructura del suelo, formada por las partículas sólidas, agua y gases (fluidos de los poros del suelo).

Transcurridos unos 3 a 10 minutos, cuando el micrómetro haya dejado de marcar un aumento en la deformación axial, se habrá concluido la primera etapa de la prueba conocida como etapa de recompresión no drenada. En este momento la probeta de suelo se encuentra en equilibrio bajo el nuevo estado de esfuerzos uniformes inducido por la presión confinante de la cámara (σ_3), estado en el cual no existen esfuerzos cortantes.

Enseguida, se inicia la etapa de ruptura de la probeta, aplicando el esfuerzo desviador, hasta alcanzar la falla, manteniendo también el drenaje cerrado; es decir, que se aplica un proceso de ruptura no drenada. Se lleva al registro continuo de la magnitud del esfuerzo desviador aplicado y de la deformación axial producida durante esta etapa de la prueba.

En la prueba no consolidada no drenada (UU), no se permite el drenaje de los fluidos de los poros del suelo en ningún momento del proceso de ensaye; por

lo tanto, se desarrollan presiones de poros u , durante la etapa de recompresión, así como durante la etapa de ruptura. El valor de la presión de poro dependerá de: el grado de saturación inicial del suelo; la compresibilidad y la presión confinante de la cámara. Si el suelo se encuentra saturado, la presión inicial, será igual a la presión confinante.

$$u_i = \sigma_3 \quad (3.11)$$

3.3.2 Prueba consolidada-no drenada (CU)

En una prueba triaxial de tipo CU el espécimen se somete a una presión confinante constante. Mediante incrementos de contrapresión se procede a saturar a la probeta, posteriormente se pasa a la etapa de consolidación hasta alcanzar un estado de esfuerzos efectivos. En este tipo de prueba no hay cambios en el contenido de agua dentro del espécimen mientras se incrementa la deformación axial a una velocidad constante; es decir, no se permiten cambios de volumen durante la aplicación del esfuerzo desviador.

3.3.3 Prueba consolidada-drenada (CD)

Como en el caso de la prueba triaxial tipo CU, el principio es el mismo es decir, se requiere que la probeta a ensayar esté saturada, y que adquiera un estado de esfuerzos efectivos mediante el proceso de consolidación; en la etapa de aplicación del esfuerzo desviador se hace una excepción, dado que se define en qué condiciones será aplicado. En esta prueba triaxial se permite el drenaje durante la aplicación del esfuerzo desviador a una velocidad constante de deformación axial. Como en este tipo de prueba se permite el drenaje del agua de la probeta, no se desarrolla sucedo en la presión de poro (positiva o negativa). La compresión debe ser aplicada de forma lenta para asegurarse que los cambios de presión de poro debido al esfuerzo cortante son despreciables, para ello se usa una velocidad de deformación axial de 0.0015 mm/min.

De las pruebas triaxiales mencionadas, se obtienen parámetros del suelo que permiten ser utilizados en la descripción del subsuelo y en los cálculos de asentamientos inmediatos y a largo plazo, que se describe en el ejemplo de esta investigación.

3.4 Prueba de consolidación unidimensional con odómetro

Las muestras de suelo que se utilizan en ingeniería, al aplicárseles fuerzas exteriores, sufren deformaciones, de acuerdo con una determinada relación esfuerzo-deformación. A un suelo saturado al que se aplican fuerzas exteriores se le provoca una deformación, pero ésta no es instantánea. En este caso, se produce un retraso de la deformación con respecto al esfuerzo, y por lo tanto se tiene una relación esfuerzo-deformación-tiempo.

La prueba de consolidación unidimensional consiste en comprimir verticalmente un espécimen de suelo que se estudia, confinado en un anillo rígido, siguiendo una secuela de cargas establecida de antemano. En todos los casos y para cada incremento de carga, el espécimen sufre una primera deformación correspondiente al retraso hidrodinámico que se llama consolidación primaria, y también sufre una deformación adicional, debida a un fenómeno secundario, que en las arcillas se llama retraso plástico y en las arenas retraso friccional. En general el suelo se deforma siempre una cantidad mayor que la correspondiente al retraso hidrodinámico exclusivamente. Sin embargo, el retraso hidrodinámico es el único que toma en cuenta la teoría de la consolidación. Según la teoría, sólo es posible un fenómeno de consolidación cuando existe escape de agua hacia el exterior de la masa de suelo. En la práctica se admite que también se genera un proceso similar en masas de suelo que no están 100% saturadas. En estos casos se aplica también la teoría de consolidación, teniendo presente que se trata sólo de una interpretación aproximada.

Simultáneamente con el proceso de consolidación se puede efectuar o no, según se juzgue conveniente una prueba de permeabilidad de carga variable; o bien, reproducir una condición hidrodinámica adicional, como la que originaría una presión artesiana.

De la prueba de consolidación unidimensional se obtienen los siguientes coeficientes:

- a. El coeficiente de compresibilidad a_v que representa la relación deformación-esfuerzo del suelo, sin tomar en cuenta el tiempo, y que geoméricamente, es igual a la pendiente de la curva relaciones de vacío-presiones. La expresión matemática es:

$$a_v = -\frac{\Delta e}{\Delta p} = \frac{e_2 - e_1}{p_2 - p_1}, \text{ cm}^2/\text{kg} \quad (3.12)$$

Donde: e_1, p_1 , son la relación de vacíos y la presión en una etapa 1 y e_2, p_2 en una etapa 2.

- b. El coeficiente de consolidación C_v que es una relación teórica establecida para simplificar la ecuación diferencial del proceso de consolidación y cuya expresión simplificada es:

$$C_v = \frac{0.197 H_m^2}{t_{50}}, \text{cm}^2/\text{seg} \quad (3.13)$$

Donde:

H_m es la longitud de la trayectoria de dren más corta en centímetros.

t_{50} es el tiempo en segundos correspondiente al 50% de consolidación primaria para el incremento de carga considerada.

- c. El coeficiente calculado de permeabilidad k_m que es igual a:

$$k_m = \frac{a_v C_v \gamma_w}{(1 + e_m) 1000}, \text{cm}/\text{seg} \quad (3.14)$$

Donde:

γ_w , es el peso volumétrico del agua.

e_m , es la relación de vacíos media.

4 Deformaciones a largo plazo

4.1 Introducción

En suelos finos impermeables como arcillas-limosas y limos arcillosos que se encuentran en estado saturado, al aplicar un incremento de esfuerzo sostenido, en primer lugar, el agua gravitacional que ocupa la oquedad deberá ser expulsada para que pueda existir cambio de volumen. El esfuerzo aplicado al principio, es tomado por el agua en los poros, originando exceso hidrostático y después se transmite gradualmente a la estructura esquelética. Este proceso hidrodinámico es la compresión primaria. En suelos que exhiben viscosidad intergranular, al mismo tiempo de recibir el esfuerzo efectivo, la estructura del suelo se comprime de acuerdo con la ley fenomenológica de viscosidad intergranular dando lugar a la compresión secundaria. Por lo tanto, las dos fases de la compresión empiezan en el mismo momento de aplicar el esfuerzo. Al principio, la primaria obscurece a la secundaria, debido a que el esfuerzo efectivo es pequeño y a que el desarrollo de la compresión secundaria necesita mayor tiempo; a medida que el esfuerzo efectivo tiende al esfuerzo total aplicado, la compresión secundaria se hace más notable.

La deformación que sufre un suelo bajo la acción de una carga no se presenta inmediatamente después de la aplicación del esfuerzo, tal como sucede en los materiales elásticos, ya que para el reacomodamiento de las partículas, que es la parte principal de la deformación, necesita expulsar parte de los fluidos que contiene el suelo, y si el agua constituye la mayor parte de los fluidos y el suelo es poco permeable, la expulsión de dicha agua requiere mucho tiempo.

En los constantes trabajos que se vienen realizando, los proyectistas de cimentaciones quieren evitar que la estructura sufra asentamientos excesivos, muchos de ellos creen que el asentamiento de la estructura dependerá exclusivamente de la naturaleza del suelo situado inmediatamente debajo de la misma; sin embargo, se pueden generar asentamientos excesivos y no uniformes debido a la consolidación gradual de la arcilla por el peso de la estructura.

Estos asentamientos excesivos no previstos se originan a causa del fenómeno de **la compresibilidad** que es una propiedad de los suelos a la cual se debe que disminuya su volumen cuando se le somete a un esfuerzo de compresión o a una presión, y a **la teoría de consolidación** que es un proceso de

disminución de volumen en función de la variable tiempo, t , provocado por un aumento de las cargas actuantes en la masa de suelo.

La teoría de Terzaghi trata del caso de flujo de agua unidimensional, la deformación lateral es nula, los cuales rara vez ocurren en la realidad. Así mismo, el gradiente hidráulico en las cercanías de las superficies de drenaje y en el inicio del proceso de consolidación es muy grande, produciendo flujo turbulento en los poros del suelo, esto hace inválida la Ley de Darcy, implicando que las hipótesis teóricas no se cumplen en las cercanías de las superficies de drenaje.

Además, la teoría solamente explica el retardamiento hidrodinámico de la deformación elasto-plástica de la estructura de suelo, el cual se debe exclusivamente a la expulsión de agua gravitacional de los poros a través del tiempo. La deformación llega a un valor final, cuando la masa del suelo recibe toda la carga y la expulsión del agua termina. Esto no es cierto cuando el suelo exhibe un comportamiento viscoso intergranular. Zeevaert durante varias décadas se ha dedicado a estudiar este fenómeno viscoso, las últimas consideraciones de la teoría de consolidación donde incluye la viscosidad intergranular (1984).

Finalmente, un estudio del proceso de consolidación debe analizar los dos fenómenos de la compresión. Por ello, en este capítulo se expondrá primero la teoría de consolidación de Terzaghi y, posteriormente, la teoría de consolidación secundaria aplicada por Zeevaert.

4.2 Teoría de consolidación de Terzaghi

La deformación de la mayoría de los suelos, aún bajo cargas muy pequeñas, es mucho mayor que de los materiales estructurales (materiales estructurales que experimentan deformaciones cuando se le sujeta a un cambio en sus condiciones de esfuerzo); además, esa deformación que se refleja en los suelos no se presenta en forma simultánea a la aplicación de la carga, sino que es desarrollada en el transcurso del tiempo. Un estrato de arcilla que soporta un edificio, puede llevar muchos años para que la deformación del suelo se complete.

La compresión o extensión de una masa de suelo, sufre cambios de volumen en su proceso, manteniendo su forma; todo este proceso sucede como si

estuviese cambiando la escala del espacio tridimensional. La distancia entre los puntos cambia, pero se mantiene su posición relativa.

Para evaluar el comportamiento esfuerzo-deformación de un suelo *in situ*, se han desarrollado diferentes pruebas de laboratorio, entre las cuales se encuentran las pruebas de compresión triaxial, de compresión simple y de compresión confinada. La prueba de compresión confinada es conocida como prueba de consolidación unidimensional, y consiste en confinar lateralmente con un anillo metálico la muestra de suelo, impidiendo que se deforme lateralmente, de manera que se evalúe la relación entre esfuerzo, volumen y tiempo. La primera explicación para este fenómeno, fue desarrollada por Terzaghi con las siguientes hipótesis fundamentales:

- a. La masa del suelo es homogénea e isotrópica en sentido vertical en toda su extensión.
- b. Los granos de suelo son incompresibles implicando que no sufren roturas por la alta resistencia que se supone tienen, el agua en los poros también es incompresible.
- c. El suelo está totalmente saturado, el agua intersticial es exclusivamente agua gravitacional, el flujo es unidimensional, y la ley de Darcy es válida.
- d. El estado de esfuerzos que se supone, implica deformación lateral nula.

Actualmente, se cuenta con otros importantes avances en el tema, los cuales proporcionan una gran variedad de posibilidades para interpretar el fenómeno de consolidación. Éste se define como la disminución gradual del volumen de una masa de suelo debido a la expulsión de agua, ocasionada por esfuerzos compresivos. La salida del agua sigue la Ley de Darcy (4.1) y, por ello, si el suelo tiene un bajo coeficiente de permeabilidad, se requerirá de un tiempo mayor para que dicha evacuación se complete. Estas deformaciones llevan consigo diferentes causas como son: asentamientos totales y diferenciales, agrietamientos en la estructura y en casos extremos el de su colapso.

$$Q = k.i.A(cm^3 / s) \quad (4.1)$$

El proceso de consolidación se puede dividir en varias fases, entre las cuales se encuentran la consolidación instantánea, primaria y secundaria. En la primera, ocurre la expulsión del aire de los poros de la muestra, lo que se presenta en suelos gruesos y finos granulares que no estén completamente saturados; luego, se expulsa el agua del suelo debido a la aplicación de cargas; y finalmente, se da el cambio volumétrico, debido a las propiedades viscosas que

presenta la muestra de suelo. Como ya se ha referido anteriormente, en el proceso de consolidación, la posición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal permanece esencialmente igual; así, el movimiento de las partículas de suelo solamente ocurre en la dirección vertical; esto se nombra como proceso de consolidación unidireccional o unidimensional. En otros términos, el proceso mecánico de la consolidación se debe a la reducción de la relación de vacíos que sufre un suelo sometido a cargas de larga duración.

La consideración básica que utilizó Terzaghi es un modelo reológico como se muestra en la Figura 4.1, el cual consiste en: a) Resorte: elemento resistente que representa la estructura resistente del suelo, b) la cavidad del cilindro: representa los poros en el suelo y c) la llave: la permeabilidad del suelo.

El cilindro está lleno de agua incompresible que representa un suelo totalmente saturado. Si se aplica un incremento de esfuerzo Δp y la llave se mantiene cerrada, el resorte no puede deformarse, el agua toma toda la carga Δp , la presión hidráulica o el exceso hidrostático es igual a Δp , $\Delta u = \Delta p$ y el esfuerzo efectivo $\Delta \sigma = 0$.

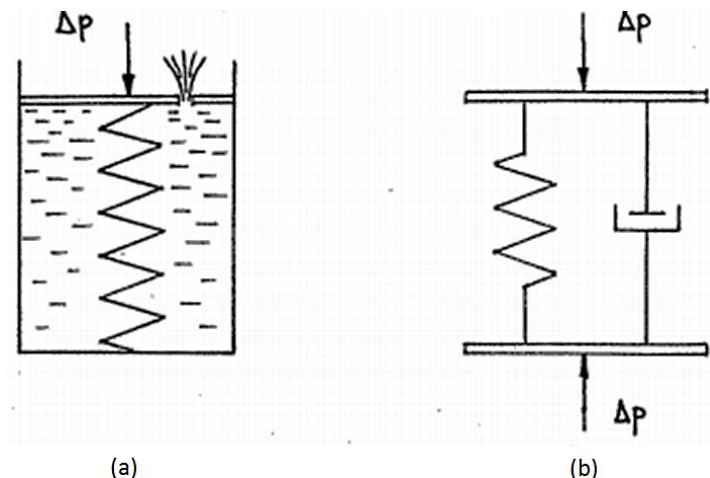


Figura 4.1 a) Modelo de Terzaghi y b) modelo de Kelvin

Si se abre la llave, el agua forzada por la presión hidráulica fluye hacia las superficies de drenaje y consecuentemente, habrá una disminución de la oquedad del cilindro y una deformación del resorte o de la estructura del suelo. La estructura empezará a tomar la carga a medida que el exceso hidrostático se disipa con el tiempo. En estos instantes la suma del exceso hidrostático Δu y el esfuerzo recibido por la estructura $\Delta \sigma$ debe ser la misma que el esfuerzo aplicado, esto es: $\Delta p = \Delta \sigma + \Delta u$.

De acuerdo a lo anterior, existe siempre, durante el proceso de consolidación, un equilibrio hidrodinámico-estructural del suelo, que se puede expresar por la siguiente ecuación fundamental de Mecánica de Suelos establecida por Terzaghi:

$$\Delta p = \Delta \sigma + \Delta u \quad (4.2)$$

Si Δp permanece constante durante el tiempo de consolidación, se puede obtener la siguiente relación:

$$\frac{\partial \Delta \sigma}{\partial t} = - \frac{\partial \Delta u}{\partial t} \quad (4.3)$$

La cual implica que la rapidez del aumento del esfuerzo efectivo intergranular es igual a la rapidez de la disminución del exceso hidrostático a través del tiempo.

Del análisis de la compresión primaria considerando las hipótesis ya citadas, se deduce la ecuación diferencial del proceso de consolidación unidimensional con flujo vertical, la cual relaciona la disipación del exceso de presión de poros en función del tiempo y de la profundidad, se define como:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k}{m_v \cdot \gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (4.4)$$

Si se tienen en cuenta que:

$$C_v = \frac{k}{m_v \cdot \gamma_w} \quad (4.5)$$

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2} \quad (4.6)$$

$$m_v = \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \sigma} = \frac{a_v}{1 + e_0} \quad (4.7)$$

Donde:

u : exceso hidrostático.

C_v : Coeficiente de consolidación que se considera para un incremento pequeño de esfuerzo.

k : Coeficiente de permeabilidad en dirección vertical

γ_w : Peso específico del agua a la temperatura de 20°C

m_v : Coeficiente de variación volumétrica unitaria

e_0 : Relación de vacíos al inicio de la prueba

- z : Ordenada en el eje vertical
 T : Factor tiempo de la ecuación de consolidación teórica
 t : Tiempo en la curva de consolidación del laboratorio, para el grado de consolidación $U(\%)$
 H : Espesor efectivo de drenaje de la muestra

Las condiciones de frontera e inicial se definen como:

$$\begin{aligned}
 U(0, t) &= 0 \text{ para } 0 \leq t < \infty \\
 U(2H, t) &= 0 \text{ para } 0 \leq t < \infty \text{ y} \\
 U(z, 0) &= p \text{ para } 0 \leq z \leq 2H
 \end{aligned}
 \tag{4.8}$$

Donde H es la trayectoria vertical del drenaje; la solución de la ecuación (4.4) está dada por:

$$u = p \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{m} \text{sen} \left[M \left(\frac{z}{H} \right) \right] e^{(-M^2 T_v)}
 \tag{4.9}$$

Donde:

$$M = \frac{\pi}{2}(2m+1), \quad m = 0, 1, 2, \dots, \infty$$

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2}, \text{ se conoce como el factor tiempo primario.}$$

El porcentaje de consolidación se puede expresar como:

$$U_v \% = 100\% \left[\frac{p-u}{p} \right] = 100\% \left[1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M} \text{Sen} \left[M \left(\frac{z}{H} \right) \right] e^{(-M^2 T_v)} \right]
 \tag{4.10}$$

Generalmente, interesa evaluar el porcentaje medio de consolidación de un estrato, a lo cual se le conoce por la función de Terzaghi que se expresa como sigue:

$$F(T_v) = U \% = 100\% \left[1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{M}{M^2} e^{(-M^2 T_v)} \right]
 \tag{4.11}$$

La expresión (4.10) tiene gran importancia ya que representa una familia de curvas, donde, para cada valor constante de T_v , se obtiene una variación de U con respecto a z/M , a estas curvas se les conoce como *isócronas*, las cuales muestran la distribución del exceso hidrostático a través del estrato y a medida que transcurre el tiempo.

Derivando la expresión 4.9 se obtiene el gradiente hidráulico que es:

$$i = \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} = \frac{p}{\gamma_w H} \left[\sum_{m=0}^{m=\infty} 2 \cos \left[M \left(\frac{z}{H} \right) \right] e^{(-M^2 T_v)} \right] \quad (4.12)$$

El gradiente en la salida del drenaje es:

$$i_{z=0} = \frac{p}{\gamma_w H} \left[\sum_{m=0}^{m=\infty} 2 e^{(-M^2 T_v)} \right] \quad (4.13)$$

Se puede calcular que para un valor pequeño de T_v y de H , el gradiente hidráulico de salida es muy grande.

Es importante notar, que la función de Terzaghi $F(T_v)$ liga los conceptos de deformación y esfuerzo de la siguiente manera:

$$\frac{\Delta \delta_t}{\Delta \delta_v} = \frac{\Delta \epsilon_{vt}}{\Delta \epsilon_v} = \frac{\Delta \sigma}{\Delta p} = 1 - \frac{\Delta u}{\Delta p} = F(T_v) \quad (4.14)$$

Donde:

$\Delta \epsilon_v, \Delta \epsilon_{vt}$: corresponden a los valores finales de desplazamiento y deformación respectivamente cuando termine la compresión primaria.

$\Delta \delta_t, \Delta \epsilon_{vt}$: corresponde a los valores en el instante t .

De la expresión (4.14) se deduce que cuando t tiende al infinito, la función $F(T_v)$ tiende a 1 se tiene $\Delta \sigma$ tiende a Δp , Δu tiende a cero. $\Delta \epsilon_t$ tiende a $\Delta \epsilon_v$ y $\Delta \epsilon_{vt}$ tiende a $\Delta \epsilon_v$. Esto implica, que el fenómeno teórico de la compresión primaria llega a un límite cuando el exceso hidrostático Δu tiende a cero.

La consolidación en un suelo, se estudia en el laboratorio con muestras inalteradas, las cuales son ensayadas en un consolidómetro u odómetro. Los odómetros pueden ser de anillo fijo (Fig. 4.2.a) anillo flotante (Fig. 4.2.b).

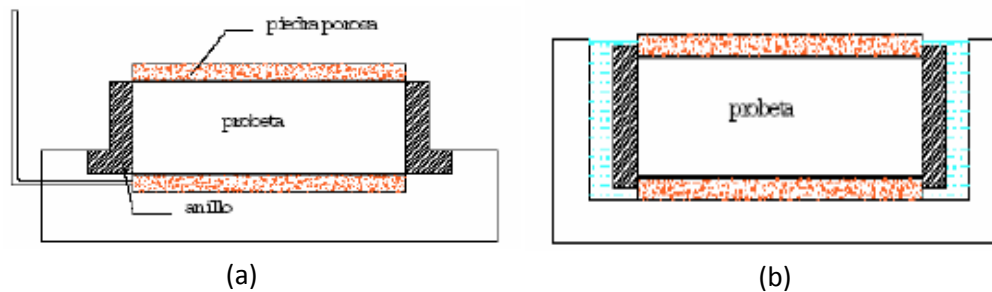


Figura 4.2 (a) Odómetro de anillo fijo y (b) Odómetro de anillo flotante

El más usado en la actualidad es el odómetro de anillo flotante, y su nombre se debe a que durante una prueba, se permite el desplazamiento de dicho anillo. En este equipo las cargas se aplican por medio de un marco de carga; éstas son transmitidas a la probeta de suelo, por medio de un dispositivo formado por una esfera metálica y una placa colocada sobre la piedra porosa superior.

De los datos registrados durante la prueba, se obtienen dos tipos de curvas: las de consolidación y la de compresibilidad. De cada una de éstas se adquieren parámetros que definen el proceso de consolidación. Por una parte, la curva de consolidación se realiza para cada incremento de carga; cada una de ellas se obtiene graficando el tiempo contra las deformaciones. La escala del tiempo puede graficarse en escala logarítmica obteniendo curvas. (Fig. 4.3)

De las curvas de consolidación se encuentran los coeficientes de consolidación C_v , y de éstos los de permeabilidad k , en cada incremento de esfuerzo.

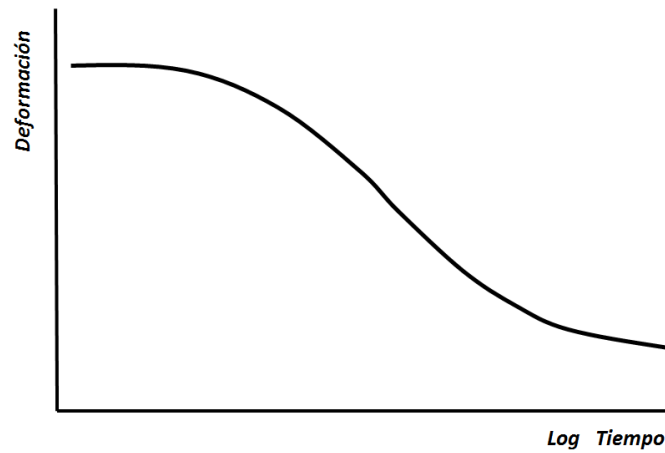


Figura 4.3. Curva típica de consolidación

Por otra parte, la curva de compresibilidad se realiza para un ensaye, y se logra graficando el esfuerzo en escala logarítmica vs la relación de vacíos, calculados para cada incremento de carga. (Fig. 4.4)

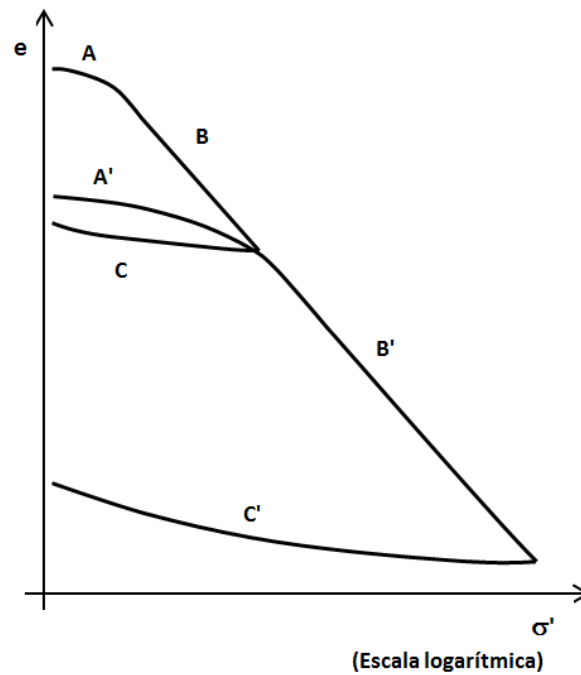


Figura 4.4. Curva de compresibilidad característica de una arcilla

En estas gráficas, la parte curvada corresponde a la zona de recomposición, lo cual se debe al proceso de preconsolidación. Por un lado, el punto de quiebre o

transición de la parte curva a la recta, corresponde a la presión de preconsolidación; la parte de la línea recta después de esta presión de preconsolidación es la que se conoce como tramo virgen de la curva. A partir de las curvas de compresibilidad se pueden determinar parámetros como la presión de preconsolidación σ_p y los coeficientes de compresibilidad a_v , de variación volumétrica m_v ; además, de los índices de compresión c_{cr} y de recompresión c_r cuando el suelo es considerado como preconsolidado.

4.3 Teoría de consolidación en Suelos que exhiben viscosidad intergranular

Zeevaert durante varias décadas se ha dedicado a encontrar mejores correlaciones, del punto de vista de la ingeniería práctica, entre la teoría y el comportamiento fenomenológico de los suelos altamente compresibles observados en las pruebas del odómetro y de campo.

La teoría está basada en un modelo reológico formado por una serie infinita de sólidos Kelvin, similar a la propuesta por Terzaghi, a la cual le adicionó un nuevo elemento o unidad "Z", formada por dos amortiguadores en paralelo, uno de fluidez lineal y otro no lineal.

Las hipótesis en las que está basada esta teoría son:

- El suelo está conformado por dos estructuras básicas; la primera está formada por granos microscópicos carentes de cohesión, y la segunda está formada por flóculos de granos submicroscópicos que forman aglomeraciones de minerales de arcilla, ver la figura 4.5.
- La estructura primaria está constituida por granos más gruesos saturados, formando un esqueleto continuo, capaz de soportar esfuerzos efectivos. La deformación volumétrica de esta estructura es de naturaleza elastoplástica y ocurre hasta que la disipación del exceso de la presión de poro se completa. La teoría de Terzaghi la describe.
- La estructura secundaria está constituida por suelo fino de tipo coloidal, saturado. Durante el proceso de consolidación el agua presente en los poros de esta estructura es expulsada. La deformación volumétrica es de naturaleza viscosa, debido a la película de agua adsorbida que rodea los minerales de arcilla, y que controla el movimiento entre los granos submicroscópicos.

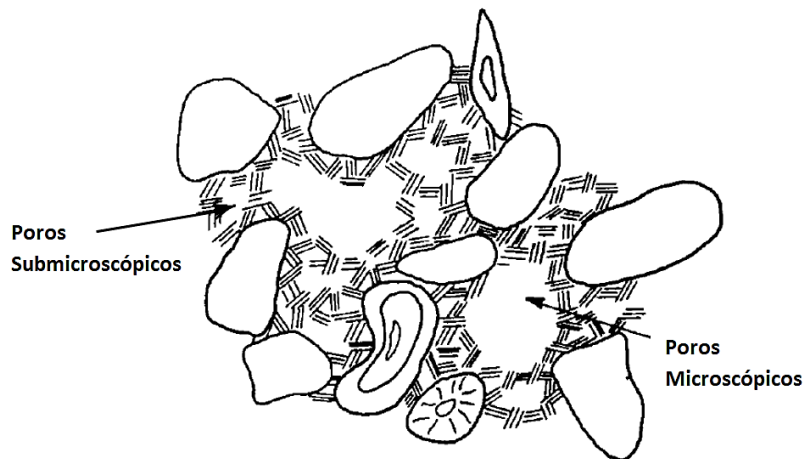


Figura 4.5 Estructura de la arcilla

- La deformación volumétrica de las dos estructuras ocurre simultáneamente, por lo tanto la deformación total de suelo producido por un incremento de esfuerzo Δp , está compuesto por el de la estructura primaria y el de la secundaria. Para la determinación de dicha deformación, se tiene la siguiente expresión:

$$\Delta \varepsilon_v = \Delta \varepsilon_{v1} + \Delta \varepsilon_{v2} \tag{4.15}$$

El análisis de esta teoría se basa en dos modelos reológicos (Fig. 4.6):

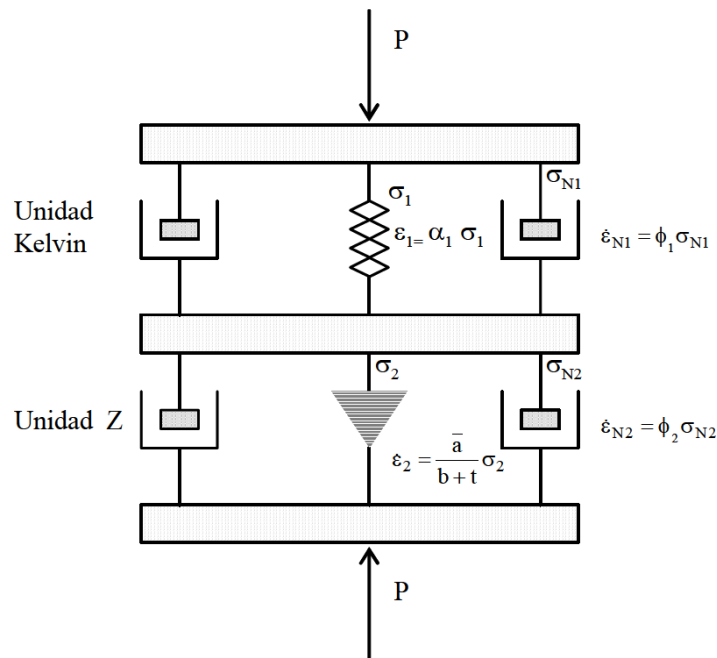


Figura 4.6 Modelo reológico

4.3.1 La unidad Kelvin

La consolidación primaria se analiza mediante el modelo reológico de Kelvin, las deformaciones ocurridas debidas a este fenómeno son finitas. El modelo consiste en dos elementos en paralelo, el primero es resistente y capaz de tomar carga permanente al final del proceso primario, el otro representa el amortiguamiento con fluidez lineal, ϕ_1 . En esta unidad se establecen las siguientes relaciones, bajo un incremento de carga unitaria Δp a un cierto nivel de esfuerzo (ver Figura 4.6).

Para equilibrio estático, se tiene:

$$\Delta p = \Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_{N1} \quad (4.16)$$

Para deformaciones volumétricas, se tiene:

$$\Delta \varepsilon_{v1} = \Delta \varepsilon_1 + \Delta \varepsilon_{N1} \quad (4.17)$$

Las relaciones que rigen el esfuerzo y la deformación volumétrica son:

$$\Delta \varepsilon_1 = \alpha_1 + \Delta \sigma_1 \quad (4.18)$$

$$\Delta \dot{\varepsilon}_N = \phi_1 + \Delta \sigma_{N1} \quad (4.19)$$

Sustituyendo las expresiones 4.18 y 4.19 en 4.16, despejando se tiene la siguiente ecuación diferencial:

$$\Delta \dot{\varepsilon}_{v1} + \frac{\phi_1}{\alpha_1} * \Delta \varepsilon_{v1} = \phi_1 * \Delta p \quad (4.20)$$

Resolviendo se tiene:

$$\Delta \varepsilon_{v1} = \alpha_1 * \Delta p (1 - e^{-\frac{\phi_1}{\alpha_1} * t}) \quad (4.21)$$

Para una infinidad de elementos de Kelvin-Terzaghi se puede escribir de la siguiente manera:

$$\Delta \varepsilon_{v1} = \Delta p (\sum \alpha_1 - \sum \alpha_1 * e^{-\frac{\phi_1}{\alpha_1} * t}) \quad (4.22)$$

De la ecuación anterior, llamamos $\sum \alpha_1 = \alpha$; se tiene:

$$\Delta\varepsilon_{v1} = \Delta p * \alpha * \sum (1 - \sum \alpha_1/\alpha * e^{-\frac{\phi_1}{\alpha_1} * t}) \quad (4.23)$$

Por otro lado, el porcentaje medio de consolidación de la teoría de Terzaghi, se tiene:

$$\frac{\Delta\varepsilon_v}{m_v * \Delta p} = F(T_v) = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{M}{M^2} e^{(-M^2 T_v)} \quad (4.24)$$

Donde:

$T_v = C_v * t / H^2$; es el factor tiempo.

De las expresiones anteriores, se puede correlacionar los parámetros de la teoría de Terzaghi y las constantes del modelo de Kelvin de la siguiente manera:

$$\alpha = m_v ; \frac{\alpha_1}{\alpha} = 2M ; M = \frac{1}{2}\pi(2m + 1) \text{ y } \frac{\phi_1}{\alpha_1} = M \frac{C_v}{H^2} \quad (4.25)$$

Finalmente, se obtiene la deformación volumétrica de la estructura primaria, del modelo Kelvin-Terzaghi:

$$\Delta\varepsilon_{v1} = m_v \cdot \Delta p \cdot F(T) \quad (4.26)$$

4.3.2 La unidad Z

La consolidación secundaria se analiza mediante un modelo reológico denominado Z, el cual representa el comportamiento viscoso intergranular del suelo. Este modelo está constituido por dos elementos ambos newtonianos, uno de fluidez no lineal que representa la fluidez intergranular que disminuye con el tiempo, y el otro que representa un amortiguador de fluidez lineal ϕ_2 , el cual retarda la deformación volumétrica unitaria de la estructura secundaria.

De la figura 4.6 se establecen las siguientes condiciones:

$$\text{Para equilibrio de los elementos, se tiene: } \Delta p = \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_{N2} \quad (4.27)$$

$$\text{Para deformaciones volumétricas, se tiene: } \Delta\varepsilon_{v2} = \Delta\varepsilon_2 + \Delta\varepsilon_{N2} \quad (4.28)$$

Las relaciones que rigen el esfuerzo y la deformación volumétrica son:

$$\Delta \dot{\varepsilon}_2 = \frac{a}{b+t} * \Delta \sigma_{N2} \quad (4.29)$$

$$\Delta \dot{\varepsilon}_{N2} = \phi_2 * \Delta \sigma_{N2} \quad (4.30)$$

Donde:

a, b y ϕ_2 son parámetros constantes,
t, es el elemento tiempo

De las ecuaciones 4.29 y 4.30, se obtiene la ecuación diferencial para la Unidad Z:

$$\Delta \dot{\varepsilon}_{v2} = \frac{a}{b+a/\phi_2+t} * \Delta p \quad (4.31)$$

Bajo un incremento sostenido de una carga unitaria Δp y al integrar la ecuación anterior, se obtiene:

$$\Delta \varepsilon_{v2} = a * \Delta p * \ln \frac{b+a/\phi_2+t}{b+a/\phi_2} \quad (4.32)$$

La presión del fluido tomada por el amortiguador es: $\Delta \sigma_{N2} = \frac{1}{\phi_2} * \Delta \varepsilon_{v2}$

Entonces, se tiene:

$$\Delta \sigma_{N2} = \frac{a/\phi_2}{b+a/\phi_2+t} * \Delta p \quad (4.33)$$

Y para $t=0$, $\Delta \sigma_{N2}=\Delta p$; se obtiene $b=0$ y

$$\Delta \varepsilon_{v2} = 2.31a * \Delta p * \log(1 + \frac{\phi_2}{a} \frac{\alpha}{\phi_1} * \frac{\phi_1}{\alpha} t) \quad (4.34)$$

De las correlaciones de Kelvin-Terzaghi, se tiene: $\alpha = m_v$ y $\frac{\phi_1}{\alpha} = 2c_v/H^2$

Llamamos $2.31a = m_t$ y sustituimos en la ecuación 4.34, y se obtiene:

$$\Delta \varepsilon_{v2} = m_t * \Delta p * \log(1 + 4.61 \frac{m_v}{m_t} \frac{\phi_2}{\phi_1} * \frac{c_v}{H^2} t) \quad (4.35)$$

Donde, $\frac{c_v}{H^2} t = T_v$ es el factor tiempo de Terzaghi. Además, llamamos $\frac{m_v}{m_t} = \beta$, entonces obtenemos la siguiente expresión que representa la deformación volumétrica debido al fenómeno de viscosidad intergranular.

$$\Delta\varepsilon_{v2} = m_t * \Delta p * \log\left(1 + \frac{4.61 \phi_2}{\beta \phi_1} * T_v\right) \quad (4.36)$$

Las variables β , ϕ_2 y ϕ_1 son valores medios constantes para un nivel de esfuerzo específico $(p + \Delta p/2)$, llamando a la siguiente expresión como se muestra.

$$\frac{4.61 \phi_2}{\beta \phi_1} = \xi \quad (4.37)$$

El valor de ξ es un parámetro adimensional, y puede ser determinado de las curvas de consolidación obtenidas de pruebas con odómetro.

Finalmente, de la expresión $\Delta\varepsilon_v = \Delta\varepsilon_{v1} + \Delta\varepsilon_{v2}$, se tiene la deformación volumétrica total del suelo, y se expresa como sigue:

$$\Delta\varepsilon_v = \{m_v F(T_v) + m_t \log(1 + \xi T_v)\} \Delta p \quad (4.38)$$

$$\frac{\Delta\varepsilon_v}{m_v \Delta p} = \Omega \text{ y } \Omega = F(T_v) + \beta \log(1 + \xi T_v) \quad (4.39)$$

La ecuación 4.39 representa el comportamiento deformación volumétrica-tiempo en el caso de la prueba del odómetro y condiciones similares de restricción lateral en el campo.

El propósito de este estudio es presentar procedimientos claros de la obtención de parámetros mediante la utilización de las curvas y fórmulas que el autor (Zeevaert) da en sus textos de libros y artículos, que permiten calcular los asentamientos que puedan presentar las arcillas sensitivas del valle de México.

Zeevaert explica y presenta mediante gráficas el valor teórico de $\xi=5$, donde se muestra el comportamiento logarítmico recto de las curvas, de esta manera decide llamar curvas Tipo I, y presenta la siguiente expresión:

$$\Omega = F(T_v) + \beta \log(1 + 5 T_v) \quad (4.40)$$

4.4 Procedimientos para la utilización de las curvas teóricas del Método de Zeevaert

Es de gran importancia aclarar que en este estudio se toma en cuenta las curvas ya presentadas por el autor; es decir, se explica la utilización de las

curvas para encontrar parámetros que permiten calcular los asentamientos que presentan las arcillas sensitivas del valle de México debido a cargas. Mas no se cree pertinente, especificar en esta investigación lo que lo llevó al autor a la elección de las formas de las curvas, ni a los valores de algunas variables que intervienen en ellas.

4.4.1 Curva con Cavidades

Las curvas con Cavidades presentan una caída inicial muy rápida en corto tiempo. A continuación, se explica el procedimiento para la utilización de las curvas de consolidación unidimensional considerando el fenómeno de viscosidad intergranular, cuya forma se presenta en la figura 4.7.

Paso 1. La expresión general para las curvas de consolidación Tipo con cavidades, donde la consolidación primaria ocurre rápidamente, en términos de δ_B , C_t y τ_s , es la siguiente:

$$\delta = \delta_B + c_t \log\left(\frac{\tau_s + t}{\tau_s}\right) \tag{I.a}$$

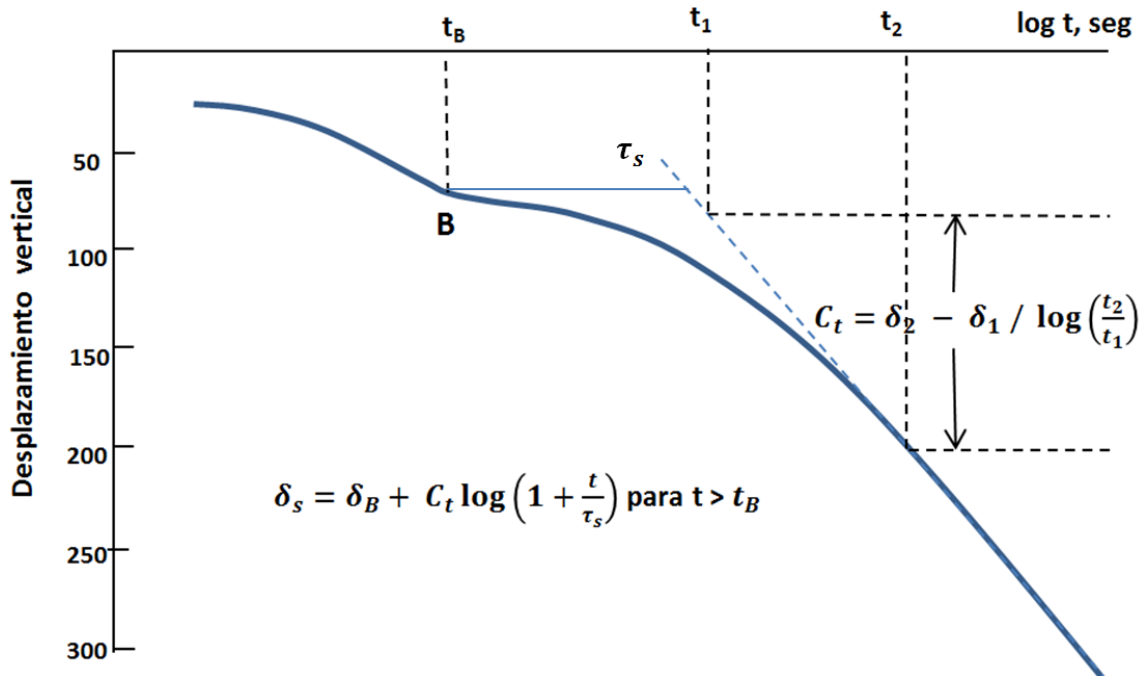


Figura 4.7 Curva de consolidación Tipo Con Cavidades bajo nivel de esfuerzo (Zeevaert, 1973)

Paso 2. Del tramo recto de la curva, se recomienda elegir un ciclo logarítmico. En la figura 4.7 se observa y se considera el punto inicial (t_1, δ_1) y el punto final (t_2, δ_2) , se obtiene c_t , con la expresión siguiente:

$$c_t = \frac{\delta_2 - \delta_1}{\log(t_2/t_1)} \quad (\text{I.b})$$

Paso 3. Se propone un punto $B(t_B, \delta_B)$ de la curva de consolidación en el quiebre de la curva como el límite de la consolidación primaria de Terzaghi (Figura 4.7). Para este punto se considera que $F(T_v)=1$ y $T_v=2$, donde $F(T_v)$ es la función teórica de consolidación de Terzaghi y T_v es el factor tiempo. Para este punto se toman los valores de la curva de consolidación.

Paso 4. Para este tipo de depósito de suelo, se requiere relacionar el tiempo de consolidación en el laboratorio con el tiempo de consolidación en el campo. Para lo cual, se tiene que en la teoría de la consolidación de Zeevaert (1973) se demuestra que la fluidez del agua libre del suelo $\bar{\phi}_N$ vale:

$$\bar{\phi}_N = 2 m_v \frac{C_v}{(\Delta Z_e)^2} \quad (\text{I.c})$$

$$\bar{a} = \frac{m_t}{2.3} \quad (\text{I.d})$$

Se tiene la siguiente relación:

$$\tau = \frac{\bar{\phi}_N}{\bar{a}} \quad (\text{I.e})$$

Reemplazando (I.c) y (I.d) en (I.e) se tiene la siguiente expresión:

$$\tau = \frac{m_t (\Delta Z_e)^2}{4.6 m_v C_v} = \frac{E_p (\Delta Z_e)^2}{4.6 E_{sc} C_v} \quad (\text{I.f})$$

Paso 5. Considerando en un mismo material, constantes las propiedades de los suelos siendo E_p , E_{sc} y C_v , entonces el tiempo, t , depende del espesor de la muestra en el laboratorio o del espesor del estrato en el campo.

$$\tau_{lab} = \frac{E_p (\Delta Z_{elab})^2}{4.6 E_{sc} C_v} \quad \text{y} \quad \tau_{cpo} = \frac{E_p (\Delta Z_{ecpo})^2}{4.6 E_{sc} C_v} \quad (\text{I.g})$$

Donde:

ΔZ_{elab} = Espesor de la muestra en laboratorio

ΔZ_{ecpo} = Espesor del estrato en campo

Dividiendo miembro a miembro las expresiones anteriores, se tiene:

$$\tau_{cpo} = \frac{(\Delta z_{ecpo})^2}{(\Delta z_{elab})^2} \tau_{lab} \quad (I.h)$$

Paso 6. Obtener el τ_{lab} a partir de la ecuación general, donde se utilizan valores de la curva de consolidación. Despejando la ecuación (I.a) se tiene:

$$\tau_{lab} = \frac{t}{10^{\frac{\Delta \delta_t - \Delta \delta_B}{C_t}} - 1} \quad (I.i)$$

Paso 7. Con los parámetros obtenidos y los valores de los espesores de la muestra de laboratorio y estrato del suelo de campo, encontramos la deformación de los estratos para el tiempo que se requiera.

$$\delta_v = \delta_p + c_t \log\left(1 + \frac{t}{\tau_{cpo}}\right) \quad (I.j)$$

Paso 8. Una vez localizado el punto B, se procede a calcular los parámetros m_v , m_t , β según las siguientes expresiones:

$$m_v = \frac{\delta_v}{2H \Delta \sigma} \quad (I.k)$$

$$m_t = \frac{C_t}{2H \Delta \sigma} \quad (I.l)$$

$$\beta = \frac{m_t}{m_v} \quad (I.m)$$

Donde:

m_v = Coeficiente de compresibilidad volumétrica unitario para la compresión primaria

m_t = Coeficiente de compresibilidad volumétrica unitario para la compresión secundaria

C_t = Pendiente de la curva en la zona recta de la ley logarítmica

β = Factor que mide la magnitud relativa de la viscosidad intergranular

δ_v = Desplazamiento total en el punto propuesto correcto

H = mitad del espesor inicial del suelo

4.4.2 Curva Tipo I

La identificación de las curvas Tipo I, es que al término de la consolidación primaria no presenta curva. A continuación, se explica el procedimiento para la utilización de las curvas de consolidación unidimensional considerando el fenómeno de viscosidad intergranular, cuya forma se presenta en la figura 4.8.

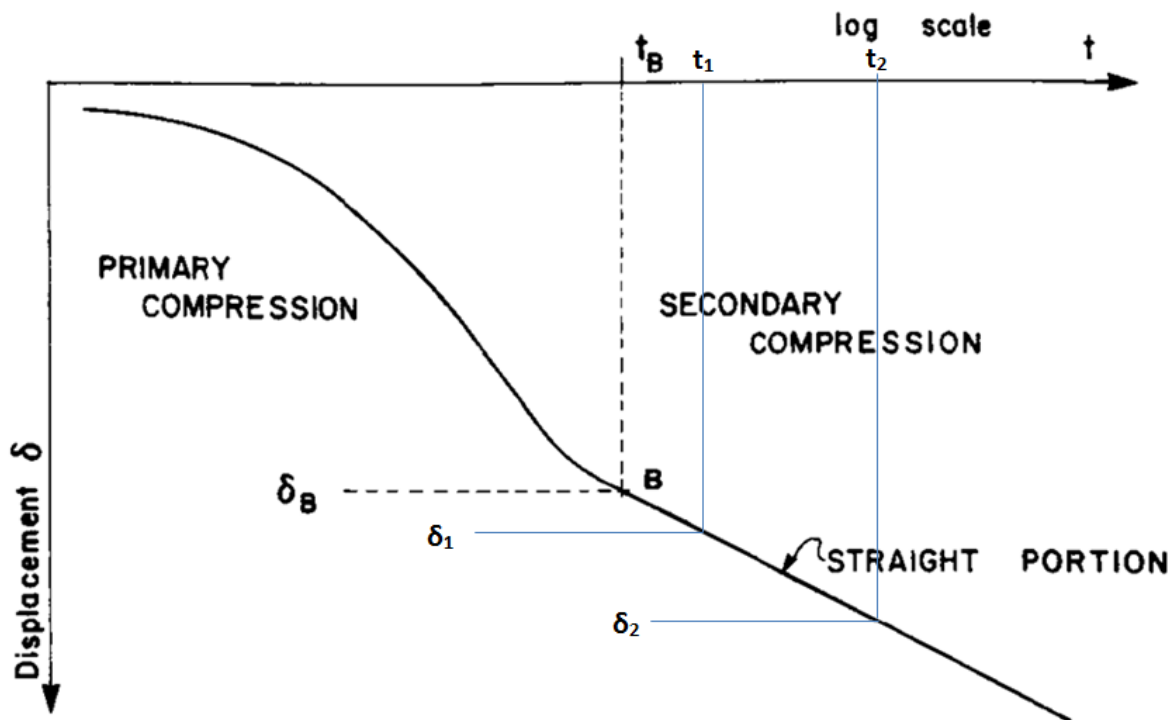


Figura 4.8 Curva de consolidación Tipo I a bajo nivel de esfuerzo (Zeevaert, 1986)

Paso 1. La expresión general para las curvas de consolidación Tipo I, en términos de δ y T_v , donde $T_v = f(t)$, es la siguiente:

$$\delta = \delta_v F(T_v) + c_t \log(1 + 5 T_v) \quad (\text{II.a})$$

Paso 2. Del tramo recto de la curva, se recomienda elegir un ciclo logarítmico. En la figura 4.8 se observa y se considera el punto inicial (t_1, δ_1) y el punto final (t_2, δ_2), se obtiene c_t , con la expresión siguiente:

$$c_t = \frac{\delta_2 - \delta_1}{\log(t_2/t_1)} \quad (\text{II.b})$$

Paso 3. Se propone un punto B(t_B, δ_B) de la curva de consolidación como el límite de la consolidación primaria de Terzaghi; para ello, el autor sugiere ubicarlo inmediatamente después del quiebre de la curva. Para este punto se considera que $F(T_v)=1$ y $T_v=2$, donde $F(T_v)$ es la función teórica de consolidación de Terzaghi y T_v es el factor tiempo. También, se observa que para el 50% de la consolidación primaria se tiene que $F(T_v)=0.5$ y $T_v=0.2$, siendo utilizado estos valores para el ajuste deseado.

Paso 4. Sustituyendo los valores de las coordenadas del punto B en la ecuación (II.a), considerando que es el 100% de la consolidación primaria, se tiene:

$$\delta_B = \delta_v(1) + c_t \log(1 + 5(2))$$

ó

$$\delta_v = \delta_B - 1.04 c_t \quad (\text{II.c})$$

Paso 5. De igual manera se hace la evaluación para el 50% de la consolidación secundaria, y la ecuación (II.a) se reduce a la siguiente expresión:

$$\delta = \delta_v(0.5) + c_t \log(1 + 5(0.2))$$

ó

$$\delta_{50} = \frac{\delta_v}{2} + 0.3 c_t \quad (\text{II.d})$$

Paso 6. Obtener el δ_{inicial} de la curva de consolidación basándose en ese δ_{50} . Además, se lee directamente el t_{50} en la curva de consolidación.

Paso 7. La expresión teórica del coeficiente de consolidación c_v , es: $C_v = \frac{T_v H^2}{t}$, el método indica sustituir en ella el valor de t_{50} , con lo cual se obtiene un valor para C_v :

$$C_v = \frac{T_v H^2}{t_{50}} \quad (\text{II.e})$$

Paso 8. De la ecuación del coeficiente de consolidación, se tiene la equivalencia teórica de $T_v = \frac{c_v}{H^2} t$, y al igual que en el paso anterior, el método

indica sustituir el valor encontrado de C_v para el 50% de la consolidación primaria, quedando de la siguiente forma la expresión:

$$T_v = \frac{C_v}{H^2} t_{50} \quad (\text{II.f})$$

Paso 11. Con los valores de δ_v , C_t encontrados mediante las formulas anteriores para un punto B, se procede a calcular los parámetros m_v , m_t , β según las siguientes expresiones:

$$m_v = \frac{\delta_v}{2H \Delta\sigma} \quad (\text{II.g})$$

$$m_t = \frac{C_t}{2H \Delta\sigma} \quad (\text{II.h})$$

$$\beta = \frac{m_t}{m_v} \quad (\text{II.i})$$

Donde:

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

m_t = Coeficiente de compresibilidad volumétrica unitario para la compresión secundaria.

C_t = Pendiente de la curva en la zona recta de la ley logarítmica.

β = Factor que mide la magnitud relativa de la viscosidad intergranular.

δ_v = Desplazamiento total en el punto propuesto correcto.

H = mitad del espesor inicial del suelo.

4.4.3 Curva Tipo II

La identificación de las curvas Tipo II, además, de presentar un tramo amplio en la consolidación primaria, presenta curva al término de la misma. A continuación, se explica el procedimiento para la utilización de las curvas de consolidación unidimensional considerando el fenómeno de viscosidad intergranular, cuya forma se presenta en la figura 4.9.

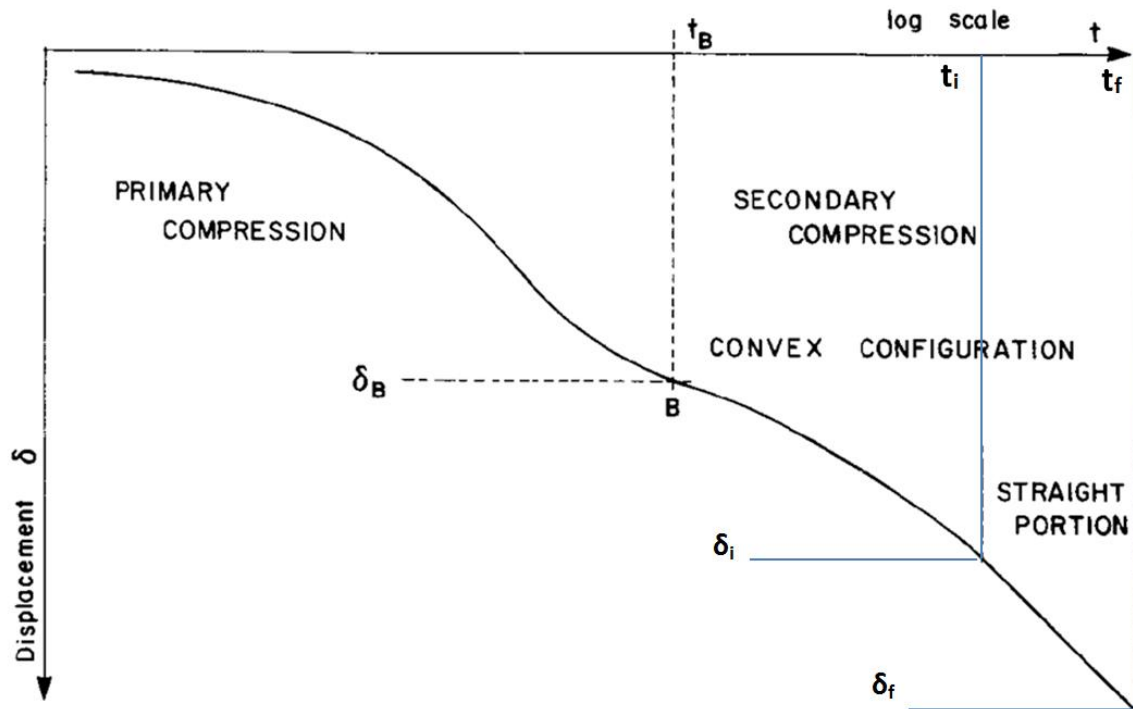


Figura 4.9 Curva de consolidación Tipo II antes del nivel del esfuerzo crítico (Zeevaert, 1986)

Paso 1. La expresión teórica general para las curvas de consolidación Tipo II, en términos de δ y T_v , donde $T_v = f(t)$, es la siguiente:

$$\delta = \delta_v F(T_v) + c_t \log(1 + \xi T_v) \tag{III.a}$$

Paso 2. Del tramo recto de la curva, se recomienda elegir un ciclo logarítmico. En la figura 4.8 se observa y se considera el punto inicial (t_1, δ_1) y el punto final (t_2, δ_2) , se obtiene c_t , con la expresión siguiente:

$$c_t = \frac{\delta_f - \delta_i}{\log(t_f/t_i)} \tag{III.b}$$

Paso 3. Para la primera iteración se propone un punto $B(t_B, \delta_B)$ de la curva de consolidación como el límite de la consolidación primaria de Terzaghi; para ello, el autor sugiere ubicarlo inmediatamente después del quiebre de la curva. Para este punto se considera que $F(T_v)=1$ y $T_v=2$, donde $F(T_v)$ es la función teórica de consolidación de Terzaghi y T_v es el factor tiempo. También, se

observa que para el 50% de la consolidación primaria se tiene que $F(T_v)=0.5$ y $T_v=0.2$, siendo utilizado estos valores para el ajuste deseado.

Paso 4. Nótese que el valor $\xi \cdot C_v / H^2$, representa el inverso de un tiempo τ , que se encuentra al término de la joroba y al inicio del tramo recto, entonces se tiene:

$$\frac{1}{\tau} = \xi \frac{C_v}{H^2} \quad \text{y} \quad \xi = \frac{H^2}{\tau C_v} \quad (\text{III.c})$$

Para encontrar el valor de τ , consideramos los puntos B y F mediante la expresión siguiente: $\delta_B - \delta_F = c_t \log \frac{\tau + t_B}{\tau + t_F}$, resolviendo se obtiene:

$$\tau = \frac{e^a t_F - t_B}{1 - e^a} \quad (\text{III.d})$$

Donde el valor de a es: $a = 2.303 \frac{t_B - t_F}{c_t}$

Paso 5. Después de haber encontrado el valor de τ , se calcula el primer valor propuesto para el 100% de la consolidación primaria, mediante la siguiente expresión:

$$\delta_{v \text{ prop}} = \delta_B + c_t \log\left(1 + \frac{t_B}{\tau}\right) \quad (\text{III.e})$$

Paso 5. Con el valor anterior se procede a calcular el δ_{50} propuesto, mediante la siguiente expresión: $\delta_{50 \text{ prop}} = \frac{\delta_{v \text{ prop}}}{2}$, con este valor se determina o lee de la curva de consolidación el tiempo asociado al 50% de la consolidación primaria, $t_{50 \text{ prop}}$. También, se obtiene el $\delta_{0\%}$ de la curva de consolidación basándose en ese $\delta_{50 \text{ prop}}$.

Paso 6. La expresión teórica del coeficiente de consolidación c_v , es: $C_v = \frac{T_v H^2}{t}$, el método indica sustituir en ella el valor de $t_{50 \text{ prop}}$, con lo cual se obtiene un C_v propuesto:

$$C_{v \text{ prop}} = \frac{T_v H^2}{t_{50 \text{ prop}}} \quad (\text{III.f})$$

Paso 7. Obtenemos el valor de $\xi_{\text{prop}} = \frac{H^2}{\tau C_{v \text{ prop}}}$, y al igual que en el paso anterior, el método indica sustituir al C_v propuesto para el 50% de la consolidación secundaria. Luego, calculamos el δ_v propuesto mejorado a partir de la siguiente expresión:

$$\delta_{v\text{mej}} = \frac{\delta_{v\text{prop}}}{2} + c_t \log(1 + T_v \xi_{\text{prop}}) \quad (\text{III.g})$$

Paso 8. Del valor obtenido de $\delta_{v\text{mej}}$ se lee su $t_{50\text{mej}}$ correspondiente de la curva experimental de consolidación.

Paso 9. Utilizando el valor de $t_{50\text{mej}}$, se procede a calcular los valores de C_v y ξ mejorados, respectivamente; asociado al 50% de la consolidación.

$$C_{v\text{mej}} = \frac{T_v H^2}{t_{50\text{mej}}} \quad (\text{III.h})$$

$$\xi_{\text{mej}} = \frac{H^2}{\tau C_{v\text{mej}}} \quad (\text{III.i})$$

Paso 10. Con los valores C_v y ξ , propuestos y mejorados (llamados así para diferenciarlos de cada iteración), se comparan para comprobar que no tengan diferencias mayores a 0.05 entre ellos. Considerando así el valor ξ el que se utiliza en la ecuación (III.a), para encontrar el valor de δ .

Paso 11. Una vez calculado el valor ξ correcto, se procede a calcular los parámetros m_v , m_t , β según las siguientes expresiones:

$$m_v = \frac{\delta_{v\text{prop}}}{2H \Delta\sigma} \quad (\text{III.j})$$

$$m_t = \frac{c_t}{2H \Delta\sigma} \quad (\text{III.k})$$

$$\beta = \frac{m_t}{m_v} \quad (\text{III.l})$$

Donde:

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

m_t = Coeficiente de compresibilidad volumétrica unitario para la compresión secundaria.

c_t = Pendiente de la curva en la zona recta de la ley logarítmica.

β = Factor que mide la magnitud relativa de la viscosidad intergranular.

δ_v = Desplazamiento total en el punto propuesto correcto.

H = mitad del espesor inicial del suelo.

5 Análisis y diseño de una cimentación compensada

5.1 Ejemplo de aplicación utilizando las curvas de ajuste de Zeevaert

Realizar el diseño geotécnico del cajón de cimentación de un edificio de dimensiones de 20 m por 30 m en planta. El inmueble (de ocho pisos) tiene un peso unitario máximo de 94 kPa y un peso unitario medio de 80 kPa (ya considerando el peso del cajón de cimentación). La estratigrafía del subsuelo se indica en la figura 5.1. Mediante este ejemplo se calcula lo siguiente: a) La expansión inmediata del fondo del corte, debida a la excavación; b) El asentamiento inmediato por compresión (debido al incremento neto de carga por el peso máximo del edificio); y c) El asentamiento diferido por compresión (debido al incremento neto de carga por el peso medio del inmueble).

Solución

Con el peso volumétrico del suelo y las cargas a nivel de cimentación del edificio, se procede a calcular la profundidad de desplante de la cimentación.

$b := 20$ $L := 30$ Dimensiones de la cimentación del edificio, en m

$N_p := 8$ Nro de pisos

$PUMAX := 94$ Peso unitario maximo, en kPa

$p_{vb}' = 1.5 * p_{vo}'$ Presión critica

$V_{util} := 50$ Vida util del inmueble, en años

$PUM := 80$ Peso unitario medio, en kPa

$PUM - p_{vod} \leq p_{vb}' - p_{vo}'$ Incremento neto de presión

p_{vod} Presión total en el suelo, a la prof de desplante

$NAF := 1.8$ Nivel de aguas freaticas, en m

$\gamma_1 := 13.2$ Peso específico del estrato 1, kPa

$\gamma_{agua} := 9.81$ Peso específico del agua, kPa

$PUM - \gamma_1 * D_{f1} = 0.5 p_{vo}'$

$PUM - \gamma_1 * D_{f1} = 0.5 ((\gamma_1 * NAF) + (D_{f1} - NAF) (\gamma_1 - \gamma_{agua}))$

$14.895 \cdot D_{f1} - 71.171$ resolver, $D_{f1} \rightarrow 4.778180597515944948$

$D_f := 4.8$ Profundidad de desplante, m

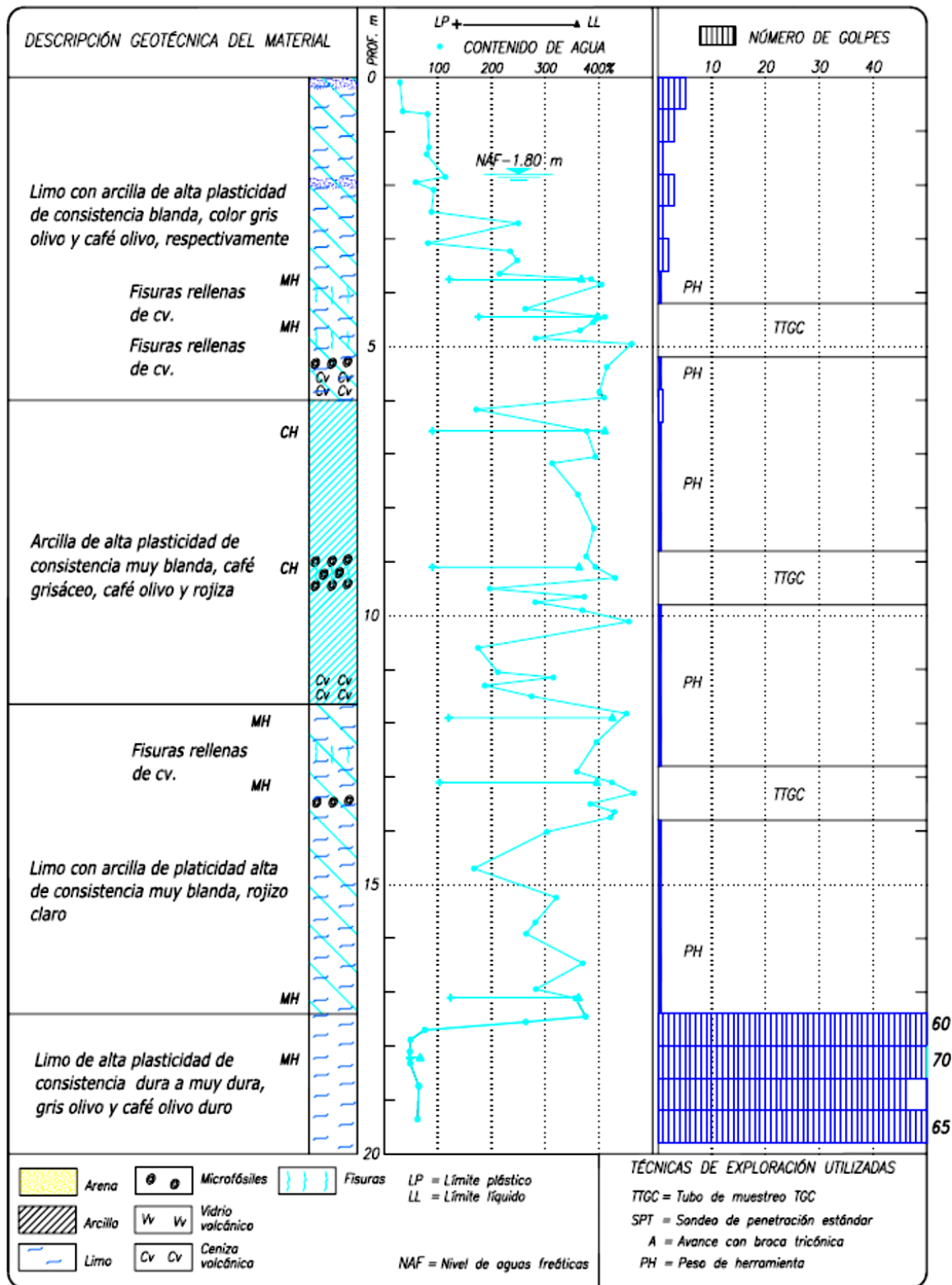


Figura 5.1 Estratigrafía del subsuelo del valle de México

Datos de Laboratorio de los 3 estratos, que conforman la estratigrafía del subsuelo y son utilizados para este estudio de investigación.

Tabla 5.1 Resumen de propiedades del suelo arcilloso

	E_e (kPa)	E_u (kPa)	γ (kN/m ³)	c (kPa)	Φ (grados)
Estrato 1	2800	2333	13.2	15	0
Estrato 2	2676	2230	12.0	24	0
Estrato 3	3040	2533	12.2	24	0

a) Cálculo de la expansión inmediata del fondo de la excavación.

Expansión inmediata debido a la excavación de 4.80 m de profundidad. Las deformaciones inmediatas se calculan utilizando la ley de Hooke

ESTRATO1

Profundidad de excavación: 4.5m

$h_1 := 6$ m Espesor del estrato 1

$D_f = 4.8$ m Profundidad de desplante

$z_1 := \frac{1}{2} \cdot (h_1 - D_f)$ $z_1 = 0.6$ Profundidad a la mitad del estrato 1 debajo de D_f

$\gamma_1 = 13.2$ kN / m³ Peso volumétrico del estrato 1

$q_{exc} := \gamma_1 \cdot D_f$ $q_{exc} = 63.3$ kPa Descarga por excavación

$b = 20$ m ancho de la cimentación

$L = 30$ m Largo de la cimentación

$x_1 := \frac{b}{2}$ m $y_1 := \frac{L}{2}$ m $B_{xp1} := \sqrt{x_1^2 + y_1^2 + z_1^2}$ $B_{xp1} = 18.038$

Los esfuerzos normales a cualquier profundidad bajo la esquina del rectángulo (figura 5.2) cargado valen:

Damy (1985) manifiesta que el esfuerzo normal vertical σ_z es:

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{x y z}{B} + \tan^{-1} \frac{x y}{z B} \right]$$

Dashkó y Kagán (1980) encontraron los esfuerzos normales horizontales σ_x y σ_y y estos son:

$$\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \left[\left(\frac{\pi}{2} - \frac{x y z}{(y^2 + z^2) B} \right) - \tan^{-1} \frac{z B}{x y} + (1 - 2\nu) \left(\tan^{-1} \frac{x}{y} - \tan^{-1} \frac{x B}{y z} \right) \right]$$

$$\sigma_y = \frac{q}{2\pi} \left[\left(\frac{\pi}{2} - \frac{x y z}{(x^2 + z^2) B} \right) - \tan^{-1} \frac{z B}{x y} + (1 - 2\nu) \left(\tan^{-1} \frac{y}{x} - \tan^{-1} \frac{y B}{x z} \right) \right]$$

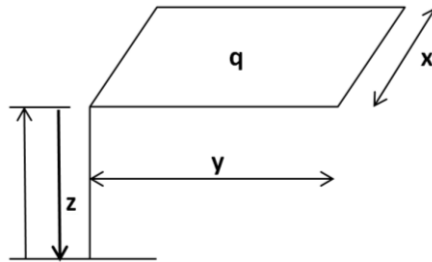


Figura 5.2 Incremento de esfuerzos bajo la esquina de un rectángulo cargado

Procedemos con el cálculo de los esfuerzos, para el estrato 1.

$\nu_1 := 0.5$ Módulo de Poisson

$E_{e1} := 2800 \text{ kPa}$ Módulo elástico

$$\sigma_z := \frac{q_{exc}}{2 \cdot \pi} \left[\left(\frac{1}{x_1^2 + z_1^2} + \frac{1}{y_1^2 + z_1^2} \right) \cdot \frac{x_1 \cdot y_1 \cdot z_1}{B_{xp1}} + \operatorname{atan} \left(\frac{x_1 \cdot y_1}{z_1 \cdot B_{xp1}} \right) \right]$$

$\sigma_z = 15.838$ $\sigma_{expz1} := \sigma_z \cdot 4$ $\sigma_{expz1} = 63.353 \text{ kPa}$

$$\sigma_x := \frac{q_{exc}}{2 \cdot \pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{x_1 \cdot y_1 \cdot z_1}{y_1^2 + z_1^2 B_{xp1}} - \operatorname{atan} \left(\frac{z_1 \cdot B_{xp1}}{x_1 \cdot y_1} \right) + (1 - 2 \cdot \nu_1) \left(\operatorname{atan} \left(\frac{x_1}{y_1} \right) - \operatorname{atan} \left(\frac{x_1 \cdot B_{xp1}}{y_1 \cdot z_1} \right) \right) \right]$$

$\sigma_x = 14.89$ $\sigma_{expx1} := \sigma_x \cdot 4$ $\sigma_{expx1} = 59.562 \text{ kPa}$

$$\sigma_y := \frac{q_{exc}}{2 \cdot \pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{x_1 \cdot y_1 \cdot z_1}{x_1^2 + z_1^2 B_{xp1}} - \operatorname{atan} \left(\frac{z_1 \cdot B_{xp1}}{x_1 \cdot y_1} \right) + (1 - 2 \cdot \nu_1) \left(\operatorname{atan} \left(\frac{y_1}{x_1} \right) - \operatorname{atan} \left(\frac{y_1 \cdot B_{xp1}}{x_1 \cdot z_1} \right) \right) \right]$$

$\sigma_y = 14.612$ $\sigma_{expy1} := \sigma_y \cdot 4$ $\sigma_{expy1} = 58.449 \text{ kPa}$

$\Delta z_1 := h_1 - D_f$ $\Delta z_1 = 1.2$ m Espesor del estrato 1, después de la excavación

$$\delta_{\text{expz1}} := \frac{\Delta z_1}{E_{e1}} \sigma_{\text{expz1}} - \nu_1 \cdot (\sigma_{\text{expx1}} + \sigma_{\text{expy1}})$$

$\delta_{\text{expz1}} = 0.00186$ m Expansión del estrato 1

De igual manera, encontramos la deformación para el estrato 2 y 3, respectivamente.

ESTRATO 2

$h_2 := 5.6$ m Espesor del estrato 2

$z_2 := (h_1 - D_f) + \frac{h_2}{2}$ $z_2 = 4$ m Profundidad a la mitad del estrato 2

$\gamma_2 := 11.6$ kN / m³ Peso volumétrico del estrato 2

$\nu_2 := 0.5$ Módulo de Poisson

$E_{e2} := 2676$ kPa Módulo elástico

$\delta_{\text{expz2}} = 0.05254$ m Expansión del estrato 2

ESTRATO 3

$h_3 := 5.8$ m Espesor del estrato 3

$z_3 := (h_1 - D_f) + h_2 + \frac{h_3}{2}$ $z_3 = 9.7$ m Profundidad a la mitad del estrato 3

$\gamma_3 := 12$ kN / m³ Peso volumétrico del estrato 3

$\nu_3 := 0.5$ Módulo de Poisson

$E_{e3} := 3040$ kPa Módulo elástico

$\delta_{\text{expz3}} = 0.06798$ m Expansión del estrato 3

La expansión total del suelo debido a la excavación es: δ_{exptotal}

$$\delta_{\text{exptotal}} := \delta_{\text{expz1}} + \delta_{\text{expz2}} + \delta_{\text{expz3}}$$

$$\delta_{\text{exptotal}} = 0.12238 \text{ m}$$

Es decir, debido a la excavación de 4.80 m de profundidad, ocurre una expansión inmediata del fondo de 12.24 cm.

b) Cálculo del asentamiento inmediato por compresión (debido al incremento neto de carga por el peso máximo del edificio)

Estrato 1

Trabajamos a la mitad de lo que resta del estrato 1

$D_f = 4.8 \text{ m}$		Profundidad de desplante	
$L = 30 \text{ m}$	$b = 20 \text{ m}$	Dimensiones de la cimentación	
$h_1 = 6 \text{ m}$		Espesor del estrato 1 antes de la excavación	
$\gamma_1 = 13.2 \text{ kPa}$		Peso volumétrico del estrato 1	
$z_{i1} := \frac{1}{2} \cdot (h_1 - D_f)$	$z_{i1} = 0.6 \text{ m}$	Profundidad a la mitad estrato 1 debajo de D_f	
$\Delta_{z_{i1}} := (h_1 - D_f)$	$\Delta_{z_{i1}} = 1.2 \text{ m}$	Espesor del estrato 1 debajo de D_f	
$P_{\text{UMAX}} = 94 \text{ kPa}$		Peso unitario máximo	
$P_{\text{exc}} := \gamma_1 \cdot D_f$	$P_{\text{exc}} = 63.36 \text{ kPa}$	Peso del terreno excavado	
$\text{INP} := P_{\text{UMAX}} - P_{\text{exc}}$	$\text{INP} = 30.64 \text{ kPa}$	Incremento Neto de Presión	
$x_{i1} := \frac{b}{2} \text{ m}$	$y_{i1} := \frac{L}{2} \text{ m}$	$B_{i1} := \sqrt{x_{i1}^2 + y_{i1}^2 + z_{i1}^2}$	$B_{i1} = 18.038$

Los esfuerzos normales verticales σ_z a cualquier profundidad bajo la esquina del rectángulo cargado tal como lo afirma Damy (1985) es:

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{x y z}{B} + \tan^{-1} \frac{x y}{z B} \right]$$

Dashkó y Kagán (1980) manifiestan que los esfuerzos normales horizontales σ_x y σ_y son:

$$\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \left[\left(\frac{\pi}{2} - \frac{x y z}{(y^2 + z^2) B} \right) - \tan^{-1} \frac{z B}{x y} + (1 - 2\nu) \left(\tan^{-1} \frac{x}{y} - \tan^{-1} \frac{x B}{y z} \right) \right]$$

$$\sigma_y = \frac{q}{2\pi} \left[\left(\frac{\pi}{2} - \frac{x y z}{(x^2 + z^2) B} \right) - \tan^{-1} \frac{z B}{x y} + (1 - 2\nu) \left(\tan^{-1} \frac{y}{x} - \tan^{-1} \frac{y B}{x z} \right) \right]$$

Procedemos con el cálculo de los esfuerzos, para el estrato 1.

$$\nu_{i1} := 0.5 \quad \text{Módulo de Poisson}$$

$$E_{u1} := 2333 \text{ kPa} \quad \text{Módulo elástico}$$

$$\sigma_{1zi} := \frac{INP}{2 \cdot \pi} \left[\left(\frac{1}{x_{i1}^2 + z_{i1}^2} + \frac{1}{y_{i1}^2 + z_{i1}^2} \right) \cdot \frac{x_{i1} \cdot y_{i1} \cdot z_{i1}}{B_{i1}} + \operatorname{atan} \left(\frac{x_{i1} \cdot y_{i1}}{z_{i1} \cdot B_{i1}} \right) \right]$$

$$\sigma_{1zi} = 7.659 \quad \sigma_{iz1} := \sigma_{1zi} \cdot 4 \quad \sigma_{iz1} = 30.637$$

$$\sigma_{1xi} := \frac{INP}{2 \cdot \pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{x_{i1} \cdot y_{i1} \cdot z_{i1}}{y_{i1}^2 + z_{i1}^2 B_{i1}} - \operatorname{atan} \left(\frac{z_{i1} \cdot B_{i1}}{x_{i1} \cdot y_{i1}} \right) + (1 - 2 \cdot \nu_{i1}) \left(\operatorname{atan} \left(\frac{x_{i1}}{y_{i1}} \right) - \operatorname{atan} \left(\frac{x_{i1} \cdot B_{i1}}{y_{i1} \cdot z_{i1}} \right) \right) \right]$$

$$\sigma_{1xi} = 7.201 \quad \sigma_{ix1} := \sigma_{1xi} \cdot 4 \quad \sigma_{ix1} = 28.803$$

$$\Delta_{zi1} = 1.2 \text{ m} \quad \text{Espesor del estrato 1, despues de la excavación}$$

$$\delta_{iu1} := \frac{\Delta_{zi1}}{E_{u1}} \sigma_{iz1} - \nu_{i1} \cdot (\sigma_{ix1} + \sigma_{iy1})$$

$$\delta_{iu1} = 1.081 \times 10^{-3} \text{ m} \quad \text{Deformación inmediata del estrato 1}$$

De igual manera, encontramos la deformación inmediata para el estrato 2 y 3, respectivamente.

ESTRATO 2

$h_2 = 5.6$ m		Espesor del estrato 2
$\gamma_2 = 11.6$ kPa		Peso volumétrico del estrato 3
$z_{i2} := (h_1 - D_f) + \frac{h_2}{2}$	$z_{i2} = 4$ m	Profundidad a la mitad del estrato 2
$\nu_2 := 0.5$		Módulo de Poisson
$\delta_{iu2} = 0.0305$ m		Deformación inmediata del estrato 2

ESTRATO 3

$h_3 = 5.8$ m		Espesor del estrato 3
$\gamma_3 = 12$ kPa		Peso volumétrico del estrato 3
$z_{i3} := (h_1 - D_f) + \frac{h_3}{2}$	$z_{i3} = 4.1$ m	Profundidad a la mitad del estrato 3
$\nu_3 := 0.5$		Módulo de Poisson
$E_{u3} := 2533$ kPa		Módulo elástico
$\delta_{iu3} = 0.0395$ m		Deformación inmediata del estrato 3

El asentamiento inmediato total del suelo es: $\delta_{iutotal}$

$$\delta_{iutotal} := \delta_{iu1} + \delta_{iu2} + \delta_{iu3}$$

$$\delta_{iutotal} = 0.0710 \quad \text{m}$$

Es decir, debido al incremento de carga por el edificio (INP=30.6 kPa), se produce una deformación inmediata de 7.10 cm.

c) **Cálculo del asentamiento diferido por compresión** (debido al incremento neto de carga por el peso medio del inmueble). En el ejemplo, consideramos al estrato 1 para el método de ajuste del Tipo con Cavidades, utilizándose la curva de consolidación de laboratorio y encontrar los parámetros que permiten calcular los asentamientos.

CURVAS CON CAVIDADES

En suelos con cavidades, la consolidación primaria ocurre rápidamente, para lo cual el autor utiliza la siguiente ecuación:

$$\Delta\delta_t = \Delta\delta_p + C_t \log(1 + t/t)$$

$P_{V0} := 0.1$ Presión efectiva inicial, kg/cm²

$\Delta\sigma_z := 0.1$ Incremento de esfuerzo unitario, kg/cm²

$\Delta Z_0 := 2$ Espesor de la muestra, cm

$H := \frac{1.996}{2}$ Mitad del espesor de la pastilla de suelo, cm $H = 0.9980$

De la curva de consolidación (Figura 5.3), se tiene:

$\delta_{t1} := 0.031$ cm $t_1 := 4200$ seg $\delta_{t2} := 0.034$ cm $t_2 := 42000$ seg

Ubicamos un punto B en el quiebre de la curva, y leemos: $\delta_p := 0.023$ cm

Del tramo recto último se obtiene C_t :

$$C_t := \frac{\delta_{t2} - \delta_{t1}}{\log\left(\frac{t_2}{t_1}\right)} \quad C_t = 0.003 \text{ cm}$$

Para el 100 % de la consolidación primaria, para el punto B se tiene que:

$$m_v := \frac{\delta_p}{\Delta\sigma_z \cdot \Delta Z_0} \quad m_v = 0.1150 \quad \text{cm}^2/\text{kg}$$

$$E_p := \frac{1}{m_v} \quad E_p = 8.6957 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$m_t := \frac{C_t}{\Delta\sigma_z \cdot \Delta Z_0} \quad m_t = 0.0150 \quad \text{cm}^2/\text{kg}$$

$$E_{CS} := \frac{1}{m_t} \quad E_{CS} = 66.67 \quad \text{kg/cm}^2$$

Para el 50 % de la consolidación primaria: $F_{TV50} := 0.5$ y $T_{V50} := 0.2$

$\delta_{50} := 0.014$ cm Nos vamos a la gráfica y ubicamos el $t_{50} := 13.8$ seg

$$C_{v2} := \frac{T_{V50} \cdot H^2}{t_{50}} \quad C_{v2} = 0.0144 \quad \text{cm}^2/\text{kg}$$

También, se calcula el esfuerzo vertical en la mitad del estrato 1, por debajo de la profundidad de desplante.

Profundidad de excavación: 4.5m

$h_1 := 6$	Espesor del estrato 1, m
$D_f = 4.8$	Profundidad de desplante, m
$z_1 := \frac{1}{2} \cdot (h_1 - D_f) \quad z_1 = 0.6$	Prof. a la mitad del estrato 1 debajo de D_f , m
$\gamma_1 = 13.2$	Peso volumétrico del estrato 1, kN/m ³
$q_{exc} := \gamma_1 \cdot D_f \quad q_{exc} = 63.36$	Descarga por excavación, kPa
$b = 20$	ancho de la cimentación, m
$L = 30$	Largo de la cimentación, m
$x_1 := \frac{b}{2} \text{ m} \quad y_1 := \frac{L}{2} \text{ m}$	$B := \sqrt{x_1^2 + y_1^2 + z_1^2} \quad B = 18.038$
$PUM := 80$	Peso unitario medio, en kPa
$INP_d := PUM - q_{exc}$	
$INP_d = 16.64$	Incremento Neto de Presión, en kPa

ESTRATO 1

$\Delta Z_{01} := h_1 - D_f \quad \Delta Z_{01} = 1.2 \text{ m}$ Espesor del estrato 1, debajo de D_f

$$\sigma_z := \frac{INP_d}{2 \cdot \pi} \left[\left(\frac{1}{x_1^2 + z_1^2} + \frac{1}{y_1^2 + z_1^2} \right) \cdot \frac{x_1 \cdot y_1 \cdot z_1}{B} + \operatorname{atan} \left(\frac{x_1 \cdot y_1}{z_1 \cdot B} \right) \right]$$

$$\sigma_z = 4.16 \quad \sigma_{z1} := \sigma_z \cdot 4 \quad \sigma_{z1} = 16.638 \text{ kPa}$$

El esfuerzo vertical a la mitad del estrato 1, por debajo de la profundidad de desplante del edificio es de 16.638 kPa

Procedemos con el cálculo del asentamiento para la consolidación primaria.

$\Delta Z_1 := 120$	Espesor del estrato 1, cm
$\sigma_z := 0.166$	Esfuerzo vertical en campo, kg/cm ²
$\Delta \delta_p := \frac{\sigma_z \cdot \Delta Z_1}{E_p}$	$\Delta \delta_p = 2.2908 \text{ cm}$

Luego, calculamos el asentamiento para la consolidación secundaria, siguiendo los pasos que se indican en el método de Zeevaert para curvas tipo con Cavidades.

Para t_1 y t_2 , se utiliza la la siguiente expresión, con los datos de la curva:

$$\tau = \frac{t}{10^{\frac{\Delta\delta_t - \Delta\delta_p}{c_v}} - 1}$$

$$\tau_{t1} := \frac{t_1}{10^{\frac{\delta_{t1} - \delta_p}{0.003}} - 1} \quad \tau_{t1} = 9.07$$

$$\tau_{t2} := \frac{t_2}{10^{\frac{(\delta_{t2} - \delta_p)}{0.003}} - 1} \quad \tau_{t2} = 9.05$$

Promediamos los dos valores τ_{t1} y τ_{t2} , anteriores:

$$\tau_{lab} := \frac{\tau_{t1} + \tau_{t2}}{2} \quad \tau_{lab} = 9.1 \text{ s}$$

Es decir:

$$\tau_{cpo} = \frac{(\Delta Z_{ecpo})^2}{(\Delta Z_{elab})^2} \tau_{lab} \quad \tau_{cs} = \frac{\tau_{lab}}{(\Delta Z_{elab})^2} \quad \tau_{cpo} = \tau_{cs} (\Delta Z_{ecpo})^2$$

$$\Delta Z_{elab} := 1 \quad \Delta Z_{ecpo} := 150$$

$$\tau_{csprima} := \frac{\tau_{lab}}{\Delta Z_{elab}^2} \quad \tau_{csprima} = 9.0594$$

$$\tau_{cpo} := \tau_{csprima} \cdot \Delta Z_{ecpo}^2 \quad \tau_{cpo} = 203835.8030$$

Para $t=50$ años, $t := 50 \cdot 365.25 \cdot 86400 \quad t = 1577880000.0000 \text{ seg}$

$$\Delta\delta_{st} := C_t \cdot \log\left(1 + \frac{t}{\tau_{cpo}}\right) \cdot 100 \quad \Delta\delta_{st} = 1.1667 \text{ cm}$$

El asentamiento por consolidación secundaria, para un tiempo de 50 años es de 1.2 cm. Teniendo los valores de los asentamientos por consolidación primaria y secundaria, procedemos al cálculo del asentamiento total del estrato 1, de un material arcilloso del subsuelo del Valle de México.

$$\Delta\delta_t = \Delta\delta_p + C_i \log\left(1 + \frac{t}{\tau}\right)$$

$$\Delta\delta_t := \Delta\delta_p + \Delta\delta_{st} \qquad \Delta\delta_t = 3.4575 \text{ cm}$$

El asentamiento total del estrato 1 es de 3.46 cm.

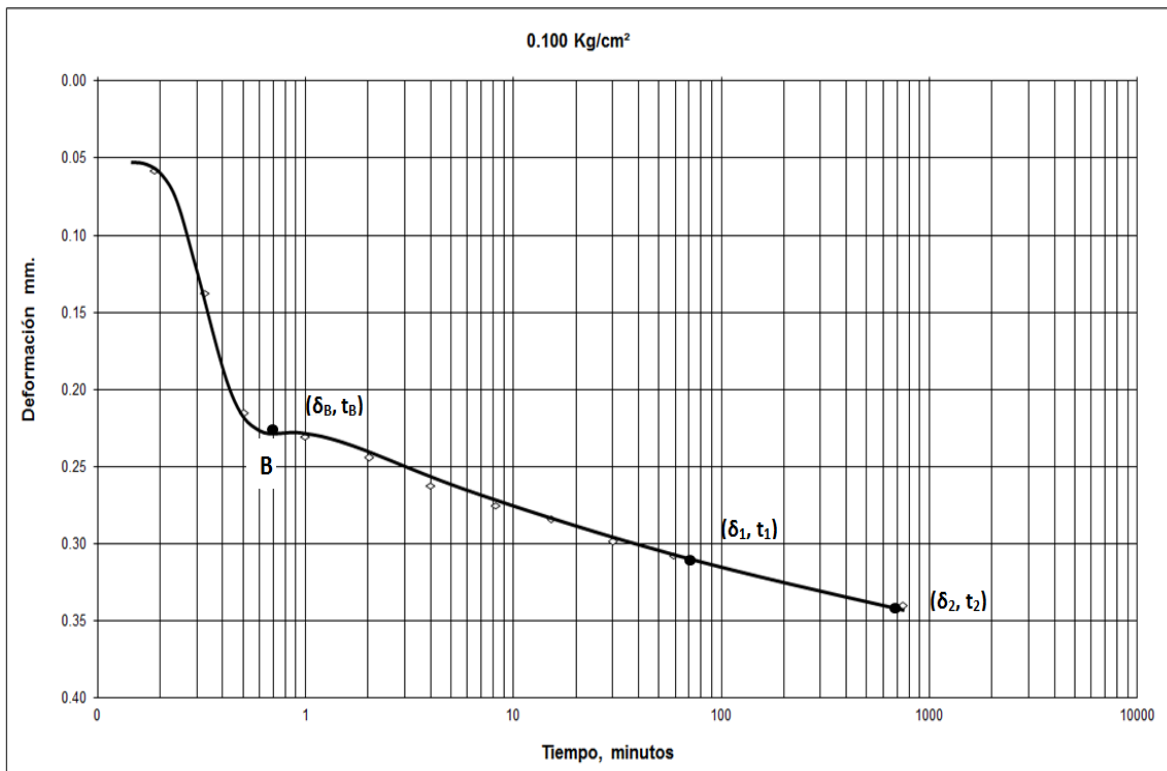


Figura 5.3 Curva de consolidación de una prueba del odómetro del suelo del valle de México a la profundidad de 4.5 m

De igual manera, se procede a encontrar los parámetros del suelo mediante las curvas de ajuste del método de Zeevaert, con la Curva Tipo I para el estrato 2 y Curva Tipo II para estrato 3.

CURVAS TIPO I

Curva de una prueba de consolidación en una arcilla limosa inalterada, del estrato 2. La estratigrafía se muestra en la figura 5.1.

$\omega := 372$ Contenido de agua, %

$\Delta P := 0.2$ Incremento de esfuerzo unitario, kg/cm^2

$P := 0.3$ Esfuerzo unitario, kg/cm^2

$H := \frac{1.996}{2}$ Mitad del espesor de la pastilla de suelo, cm $H = 0.998$

De la curva de consolidación (Figura 5.4), se tiene:

$\delta_F := 0.059$ cm $t_F := 60000$ seg $\delta_1 := 0.052$ cm $t_1 := 6000$ seg

$\delta_B := 0.042$ cm $t_B := 360$ seg $\delta_2 := 0.059$ cm $t_2 := 60000$ seg

Del tramo recto último se obtiene C_t :

$$C_t := \frac{\delta_2 - \delta_1}{\log\left(\frac{t_2}{t_1}\right)} \quad C_t = 0.007 \text{ cm}$$

La expresión teórica general para las curvas Tipo I, y con los datos anteriores, se calcula δ .

$$\delta = \delta_v F(T_v) + C_t \log(1 + 5 T_v)$$

Para el 100 % de la consolidación primaria, para el punto B se tiene que:

$FT_{vp} := 1$ Función teórica de consolidación de Terzaghi

$T_{vp} := 2$ Factor tiempo

La primera iteración consiste en proponer un punto B (δ_B, t_B) de la curva de consolidación como el límite de la consolidación primaria de Terzaghi; el autor sugiere ubicar el punto B inmediatamente después del quiebre de la curva.

$$\delta_B = \delta_v + C_t \log(1 + 5 T_v)$$

$\delta_{vprop} := \delta_B - C_t \cdot \log(1 + 5 \cdot T_{vp})$ $\delta_{vprop} = 0.035$ cm

Con el valor obtenido, se procede con el cálculo de la deformación para el 50% de la consolidación primaria de Terzaghi, teniendo en cuenta lo siguiente:

$FT_{v50} := 0.5$ Función teórica de consolidación de Terzaghi

$T_{v50} := 0.2$ Factor tiempo

$\delta_{50prop} := \frac{\delta_{vprop}}{2} + C_t \cdot \log(1 + 5 T_{v50})$ $\delta_{50prop} = 0.019$ cm

Nos vamos a la gráfica y ubicamos el, $t_{50prop} := 57$ seg

$$H = 0.998 \quad \text{Altura de muestra} \quad 2 \cdot H = 1.996 \quad \text{cm}$$

El método indica sustituir en la expresión teórica del C_v , el valor de t_{50prop} con lo que obtiene un C_{vprop} :

$$C_{vprop} := \frac{T_{v50} \cdot H^2}{t_{50prop}} \quad C_{vprop} = 0.003495$$

Como:

$$T_{vteorico} := \frac{C_{vprop}}{(H)^2} \cdot t_{50prop} \quad T_{vteorico} = 0.2$$

Como el valor mejorado de C_v muestra suficiente precisión, se suspende la iteración, por lo que la curva teórica queda como sigue:

$$\delta = \delta_{vprop} F(Tv) + Ct \log(1 + \xi Tv)$$

$$m_v = \frac{\delta v}{2H\Delta P} \quad \text{Coeficiente de variación volumétrica}$$

$$m_t = \frac{Ct}{2H\Delta P} \quad \text{Coeficiente de variación volumétrica secundaria}$$

$$\beta = \frac{m_t}{m_v} \quad \text{Compresión volumétrica unitaria del fenómeno viscoso intergranular}$$

Para el comportamiento de la curva analizada, los parámetros son:

$$\Delta P = 0.2 \quad \text{Incremento de esfuerzos} \quad \text{kg/cm}^2$$

$$m_{v2} := \frac{\delta_{vprop}}{2 \cdot H \cdot \Delta P} \quad m_{v2} = 0.0869 \quad \text{Coef. de variación volumétrica} \quad \text{cm}^2/\text{kg}$$

$$C_{vprop} = 0.0035 \quad \text{Coeficiente de consolidación} \quad \text{cm}^2/\text{kg}$$

$$m_{t2} := \frac{C_t}{2 \cdot H \cdot \Delta P} \quad m_{t2} = 0.01754 \quad \text{Coef. de variación secundaria} \quad \text{cm}^2/\text{kg}$$

$$\beta := \frac{m_{t2}}{m_{v2}} \quad \beta = 0.2017 \quad \text{Factor de relación entre las compresibilidades de las dos fases}$$

$$\xi := 5 \quad \text{Parámetro de deformabilidad del suelo}$$

Con los parámetros encontrados de la curva de consolidación Tipo I, procedemos con los cálculos de asentamiento del ejemplo propuesto.

ESTRATO 2

$$\xi_2 := 5$$

$$h_2 := 5.6 \quad \Delta Z_{O2} := h_2 \quad \Delta Z_{O2} = 5.6 \quad \text{Espesor del estrato 2, m}$$

$$z_2 := (h_1 - D_f) + \frac{h_2}{2} \quad z_2 = 4 \quad \text{Prof. a la mitad del estrato 2, m}$$

$$\gamma_2 := 11.6 \quad \text{Peso volumétrico del estrato 2, kN/m}^3$$

$$b = 20 \quad \text{Ancho de la cimentación, m}$$

$$L = 30 \quad \text{Largo de la cimentación, m}$$

$$x_2 := \frac{b}{2} \quad \text{m} \quad y_2 := \frac{L}{2} \quad \text{m} \quad B_2 := \sqrt{x_2^2 + y_2^2 + z_2^2} \quad B_2 = 18.466$$

$$INP_d = 16.64 \quad \text{kPa}$$

$$\sigma_{zc2} := \frac{INP_d}{2 \cdot \pi} \left[\left(\frac{1}{x_2^2 + z_2^2} + \frac{1}{y_2^2 + z_2^2} \right) \cdot \frac{x_2 \cdot y_2 \cdot z_2}{B_2} + \text{atan} \left(\frac{x_2 \cdot y_2}{z_2 \cdot B_2} \right) \right]$$

$$\sigma_{zc2} = 4.047 \quad \sigma_{z2} := \sigma_{zc2} \cdot 4 \quad \sigma_{z2} = 16.188 \quad \text{kPa}$$

Calculo del asentamiento por consolidación primaria en campo:

$$\delta_{p2} := \left(\frac{\Delta Z_{O2}}{E_{p2}} \right) \cdot \sigma_{z2} \quad \delta_{p2} = 0.079 \quad \text{m}$$

Calculamos el asentamiento para, $t_{50\text{años}} = 50 \quad t = 1.578 \times 10^9 \quad \text{seg}$

$$T_{v2} := \frac{C_{v2} \cdot t}{(\Delta Z_{O2} \cdot 100)^2} \quad T_{v2} = 17.61 \quad T_v > 2$$

Por lo tanto, ya se completó la consolidación primaria y $U = 100\% = 1$

$$U_2 := 1$$

Empleamos la siguiente expresión:

$$\delta_{t2} := 100 \cdot (\delta_{p2} \cdot U_2 + C_{t2} \cdot \log(1 + \xi_2 \cdot T_{v2}))$$

$$\delta_{pt2} := \delta_{p2} \cdot U_2 \quad \delta_{pt2} = 0.079 \quad \text{m}$$

$$\delta_{st2} := C_{t2} \cdot \log(1 + \xi_2 \cdot T_{v2}) \quad \delta_{st2} = 0.014 \quad \text{m}$$

$$\delta_{t2} = 9.243 \quad \text{cm}$$

El asentamiento total que se presenta en el estrato 2, debido al desplante de un edificio de 8 niveles a una profundidad de 4.8 m, es de 9.24 cm

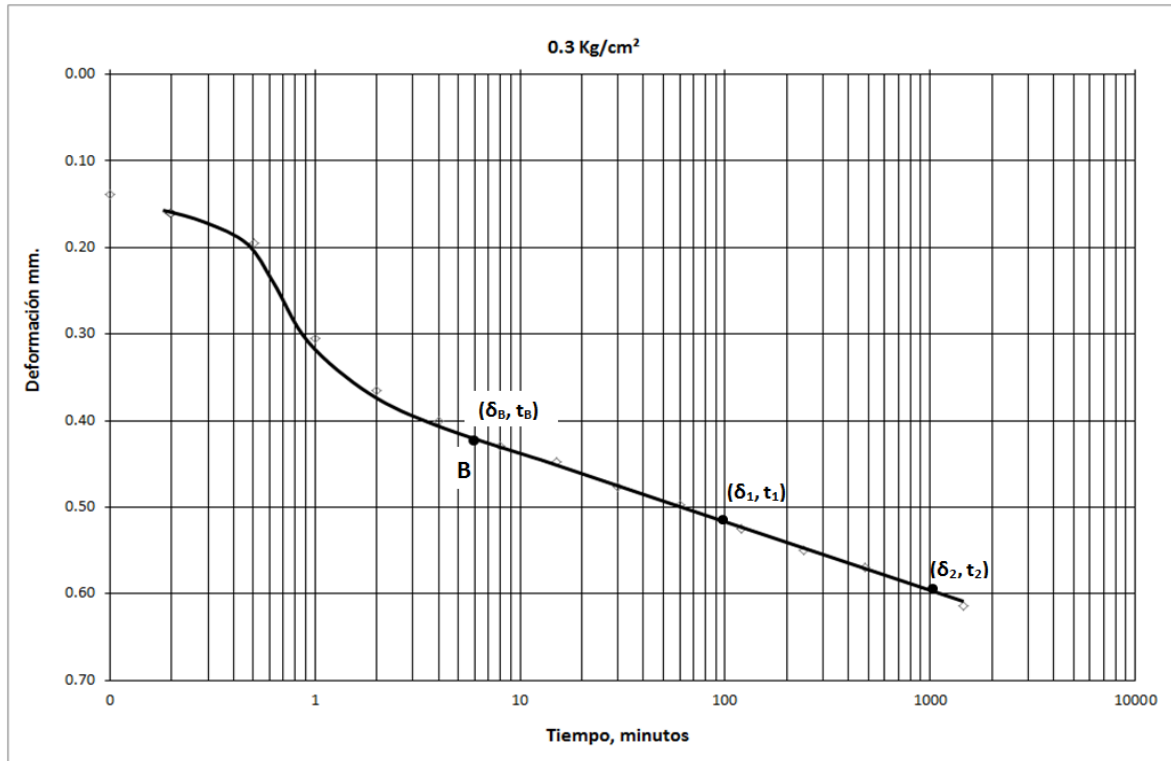


Figura 5.4 Curva de consolidación de una prueba del odómetro del suelo del valle de México a la profundidad de 9.00 m

CURVAS TIPO II

Prueba de consolidación en una arcilla limosa inalterada. Material que pertenece al estrato 3, como se muestra en la estratigrafía en la figura 5.1.

$\omega := 426$ Contenido de agua, %

$\Delta P := 0.5$ Incremento de esfuerzo unitario, kg/cm^2

$P := 0.5$ Esfuerzo unitario, kg/cm^2

$H := \frac{2.086}{2}$ Mitad del espesor de la pastilla de suelo, cm $H = 1.043$

La expresión teórica general para las curvas tipo II, en términos de δ y T_v , donde $T_v = f(t)$

$$\delta = \delta_v F(T_v) + C_t \log(1 + \xi T_v)$$

Del tramo recto último, se obtiene C_t , (Figura 5.5) como:

$\delta_2 := 153$ cm $t_2 := 100000$ seg $\delta_1 := 125.1212$ cm

$\delta_B := 98$ cm $t_B := 500$ seg $t_1 := 10000$ seg

$$C_t := \frac{\delta_2 - \delta_1}{\log\left(\frac{t_2}{t_1}\right)} \quad C_t = 27.879 \text{ cm}$$

Se propone un punto B (t_B, δ_B), de la curva obtenida de un ensaye con el odómetro, como el límite de la consolidación primaria de Terzaghi

$$a := \frac{2.30(\delta_B - \delta_2)}{C_t} \quad a = -4.537$$

$$\tau := \frac{e^a \cdot t_2 - t_B}{1 - e^a} \quad \tau = 576.18$$

Calcular el primer valor propuesto por δ_v

$$\delta_v := \delta_B - C_t \cdot \log\left(1 + \frac{t_B}{\tau}\right) \quad \delta_v = 90.436 \text{ cm} \quad \text{Valor propuesto}$$

$$\text{para } \delta_{50} := \frac{\delta_v}{2} \quad \delta_{50} = 45.218 \text{ cm} \quad \text{entonces se lee } t_{50} := 38 \text{ seg}$$

Para el 100% de la consolidación primaria, se tiene: $FT_{vp} := 1$ $T_{vp} := 2$

Para el 50%, se tiene: $FT_v := 0.5$ $T_v := 0.2$

Se calcula el coeficiente propuesto C_{vp} , para el 50% del grado de consolidación

$$H = 1.043 \quad \text{Altura de la pastilla de suelo: } 2 \cdot H = 2.086 \quad \text{cm}$$

$$C_{vp} := \frac{T_v \cdot H^2}{t_{50}} \quad C_{vp} = 0.00573$$

Se calcula el ξ_{50p} propuesto para el 50% del grado de consolidación

$$\xi_{50p} := \frac{H^2}{\tau \cdot C_{vp}} \quad \xi_{50p} = 0.33$$

Para obtener un valor mejorado del C_{vmej} al 50% de la consolidación, así como ξ_{mej} . Se calcula el δ_{50mej} a partir de:

$$\delta_{50mej} := \frac{\delta_v}{2} + C_t \cdot \log(1 + \xi_{50p} \cdot T_v) \quad \delta_{50mej} = 45.991 \quad \text{cm}$$

Con el δ_{50mej} se lee en la gráfica su t_{50mej} de la curva experimental de consolidación.

$$t_{50mej} := 40 \quad \text{seg}$$

$$C_{vmej} := \frac{T_v \cdot H^2}{t_{50mej}} \quad C_{vmej} = 0.00544$$

$$\xi_{50mej} := \frac{H^2}{\tau \cdot C_{vmej}} \quad \xi_{50mej} = 0.3471$$

Los valores propuestos y mejorados son similares, entonces se utiliza el valor propuesto de la deformación δ_v .

Los parámetros encontrados mediante el método de ajuste, de la curva de consolidación experimental de un suelo arcilloso; en este ejemplo de aplicación es material del estrato 3 de la estratigrafía presentada en esta tesis, son:

$$\Delta P = 0.5 \quad \text{Incremento de esfuerzos} \quad \text{kg/cm}^2$$

$$m_{v3} := \frac{\delta_v}{2 \cdot H \cdot \Delta P} \quad m_{v3} = 86.7073 \quad \text{Coef. de variación volumétrica} \quad \text{cm}^2/\text{kg}$$

$$C_{vp} = 0.0057 \quad \text{Coeficiente de consolidación} \quad \text{cm}^2/\text{kg}$$

$$m_{t3} := \frac{C_t}{2 \cdot H \cdot \Delta P} \quad m_{t3} = 26.72943 \quad \text{Coef. de variación secundaria} \quad \text{cm}^2/\text{kg}$$

$$\beta := \frac{m_{t3}}{m_{v3}} \quad \beta = 0.3083 \quad \xi := \frac{H^2}{C_{vp} \cdot \tau} \quad \xi = 0.33$$

ESTRATO 3

$$\xi_3 := 0.0899$$

$$h_3 := 5.8 \quad \Delta Z_{03} := h_3 \quad \Delta Z_{03} = 5.8 \quad \text{Espesor del estrato 3, m}$$

$$z_3 := (h_1 - D_f) + h_2 + \frac{h_3}{2} \quad z_3 = 9.7 \quad \text{Prof. a la mitad del estrato 3, m}$$

$$\gamma_3 := 12 \quad \text{Peso volumétrico del estrato 3, kN/m}^3$$

$$b = 20 \quad \text{Ancho de la cimentación, m}$$

$$L = 30 \quad \text{Largo de la cimentación, m}$$

$$x_3 := \frac{b}{2} \quad y_3 := \frac{L}{2} \quad B_3 := \sqrt{x_3^2 + y_3^2 + z_3^2} \quad B_3 = 20.472$$

$$INP_d = 16.64 \quad \text{kPa}$$

$$\sigma_{zc3} := \frac{INP_d}{2 \cdot \pi} \left[\left(\frac{1}{x_3^2 + z_3^2} + \frac{1}{y_3^2 + z_3^2} \right) \cdot \frac{x_3 \cdot y_3 \cdot z_3}{B_3} + \text{atan} \left(\frac{x_3 \cdot y_3}{z_3 \cdot B_3} \right) \right]$$

$$\sigma_{zc3} = 3.273 \quad \sigma_{z3} := \sigma_{zc3} \cdot 4 \quad \sigma_{z3} = 13.092 \quad \text{kPa}$$

$$\delta_{p3} := \left(\frac{\Delta Z_{03}}{E_{p3}} \right) \cdot \sigma_{z3} \quad \delta_{p3} = 0.057 \quad \text{m}$$

Calculamos el asentamiento para, $t_{50\text{años}} = 50$ $t = 1.578 \times 10^9$ seg

$$T_{v3} := \frac{C_{v3} \cdot t}{(\Delta Z_{03} \cdot 100)^2} \quad T_{v3} = 26.736 \quad T_v > 2$$

Por lo tanto, ya se completó la consolidación primaria y $U = 100\% = 1$

$$U_3 := 1$$

Para el asentamiento por consolidación, empleamos la siguiente expresión

$$\delta_{t3} := 100 \cdot (\delta_{p3} \cdot U_3 + C_{t3} \cdot \log(1 + \xi_3 \cdot T_{v3}))$$

$$\delta_{pt3} := \delta_{p3} \cdot U_3 \qquad \delta_{pt3} = 0.057 \text{ m}$$

$$\delta_{st3} := C_{t3} \cdot \log(1 + \xi_3 \cdot T_{v3}) \qquad \delta_{st3} = 5.319 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\delta_{t3} = 6.272 \text{ cm}$$

El asentamiento por consolidación que se presenta en el estrato 2, debido al desplante de un edificio de 8 niveles a una profundidad de 4.8 m, es 6.27 cm.

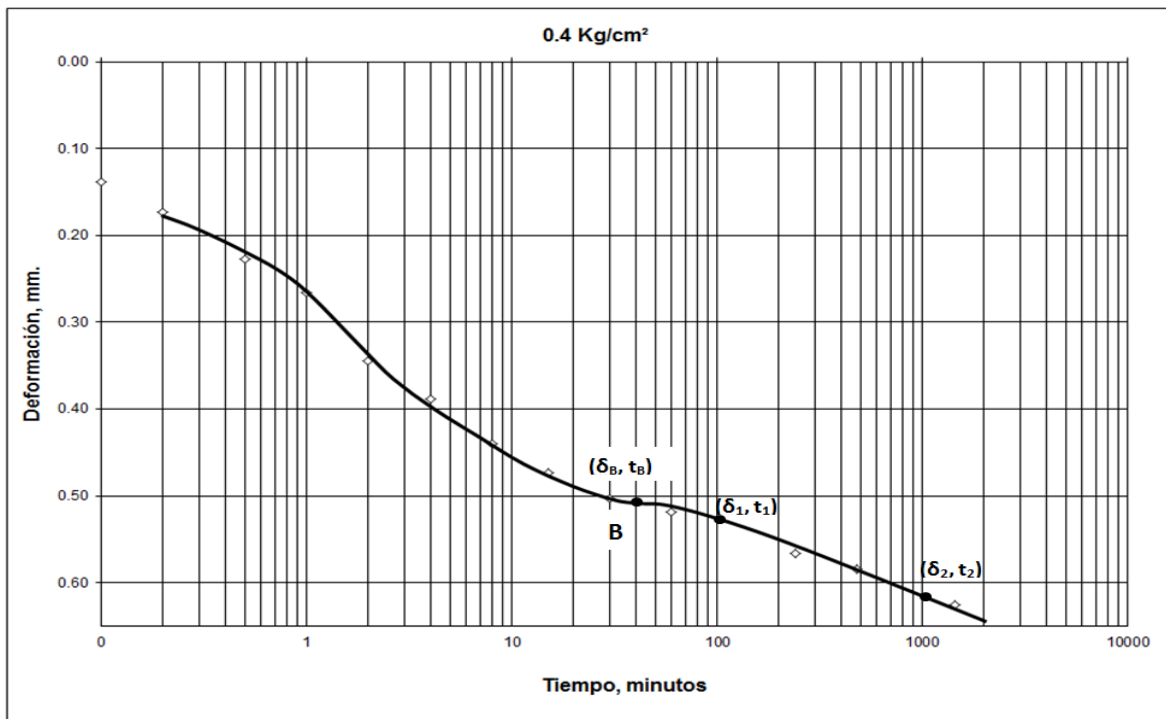


Figura 5.5 Curva de consolidación de una prueba del odómetro del suelo del valle de México a la profundidad de 13.00 m

Los resultados obtenidos mediante el método de ajuste de las curvas de consolidación, para 03 estratos de suelo arcilloso del Valle de México que sirvieron para un análisis de asentamiento de un edificio desplantado mediante cajón de cimentación a la profundidad de 4.80 m, son presentados en la tabla 5.2.

Para el **estrato 1** se utilizó en método de la curva de consolidación Tipo con Cavidades, siendo este un material un limo con arcilla de alta plasticidad de consistencia blanda, con presencia de fisuras rellenas de ceniza volcánica, de color gris olivo y café olivo.

Para el **estrato 2** se utilizó en método de la curva de consolidación Tipo I, siendo este un material arcilloso de alta plasticidad de consistencia muy blanda, con presencia de microfósiles, de color café grisáceo, café oliva y rojizo.

Para el **estrato 3** se utilizó en método de la curva de consolidación Tipo II, siendo este un material de limo con arcilla de alta plasticidad de consistencia muy blanda, con presencia de microfósiles y fisuras rellenas de cenizas volcánicas, de color rojizo claro.

Tabla 5.2 Resumen de asentamientos por consolidación para 50 años

ESTRATIGRAFÍA	ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA (cm)	ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN SECUNDARIA (cm)	ASENTAMIENTO TOTAL POR CONSOLIDACIÓN (cm)
ESTRATO 1	2.296	1.167	3.463
ESTRATO 2	7.878	1.365	9.243
ESTRATO 3	5.741	0.532	6.272
Asentamiento total por consolidación de los 03 estratos			18.978

El asentamiento total por consolidación es: $\delta_{diftotal} = 18.978$ cm

El asentamiento total inmediato es: $\delta_{siutotal} := 6.10$ cm

$$\delta_{TOTAL} := \delta_{siutotal} + \delta_{diftotal}$$

El asentamiento total que se produce a los 50 años, originado por la carga de un edificio de 8 niveles desplantado a 4.80 m de profundidad, es:

$$\delta_{TOTAL} = 25.08 \text{ cm}$$

5.2 Ejemplo de aplicación utilizando el programa de elementos finitos ELPLA

Cálculo de los *asentamientos inmediatos* para la estratigrafía del subsuelo (Figura 5.6); la cual, también, ha sido utilizada con la ley de Hooke como se menciona en el inciso anterior. Estos parámetros corresponden a las curvas de consolidación obtenidas de las pruebas con odómetro, utilizadas en el inciso 5.1 de este capítulo.

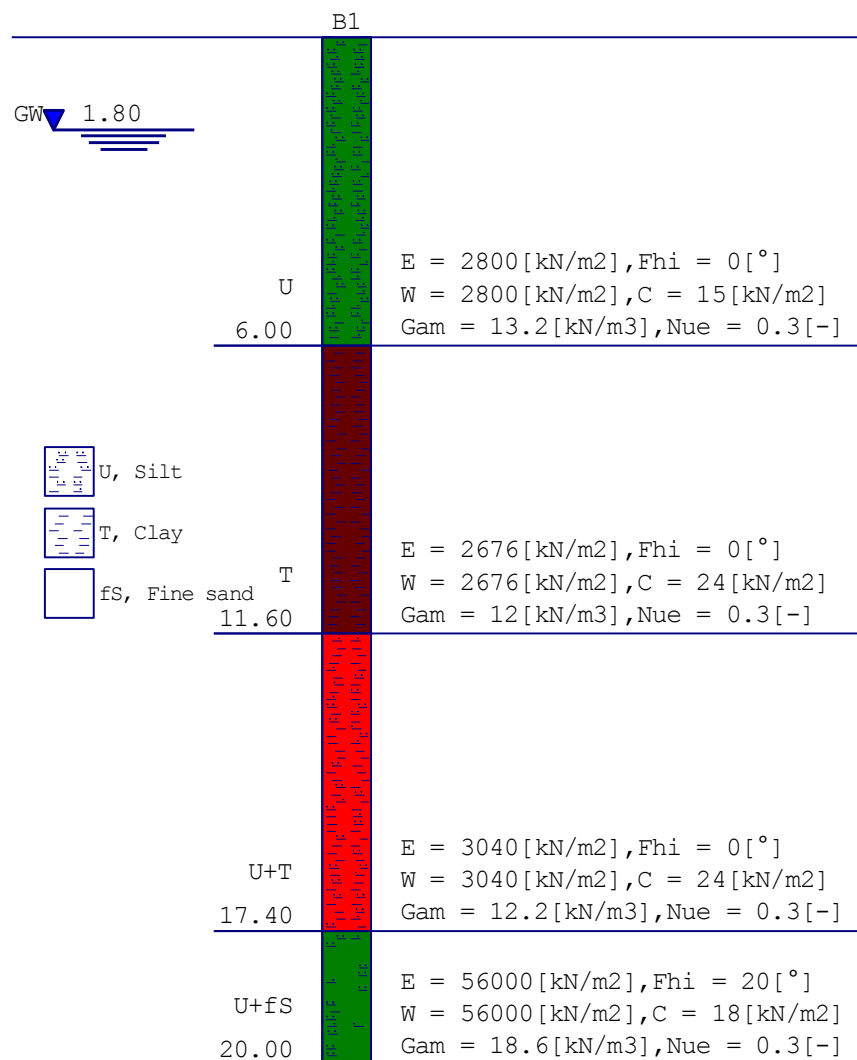


Figura 5.6 Estratigrafía del subsuelo ingresada al ELPLA, para el cálculo de asentamientos inmediatos

Los resultados de asentamientos se muestran en la figura 5.7, se observan los asentamientos que se tendrán para el edificio de 8 niveles, desplantado mediante un cajón de cimentación compensada a la profundidad de 4.8 m. Los valores de asentamiento se encuentran en un rango de un valor mínimo de 5 cm y máximo 16.5 cm.

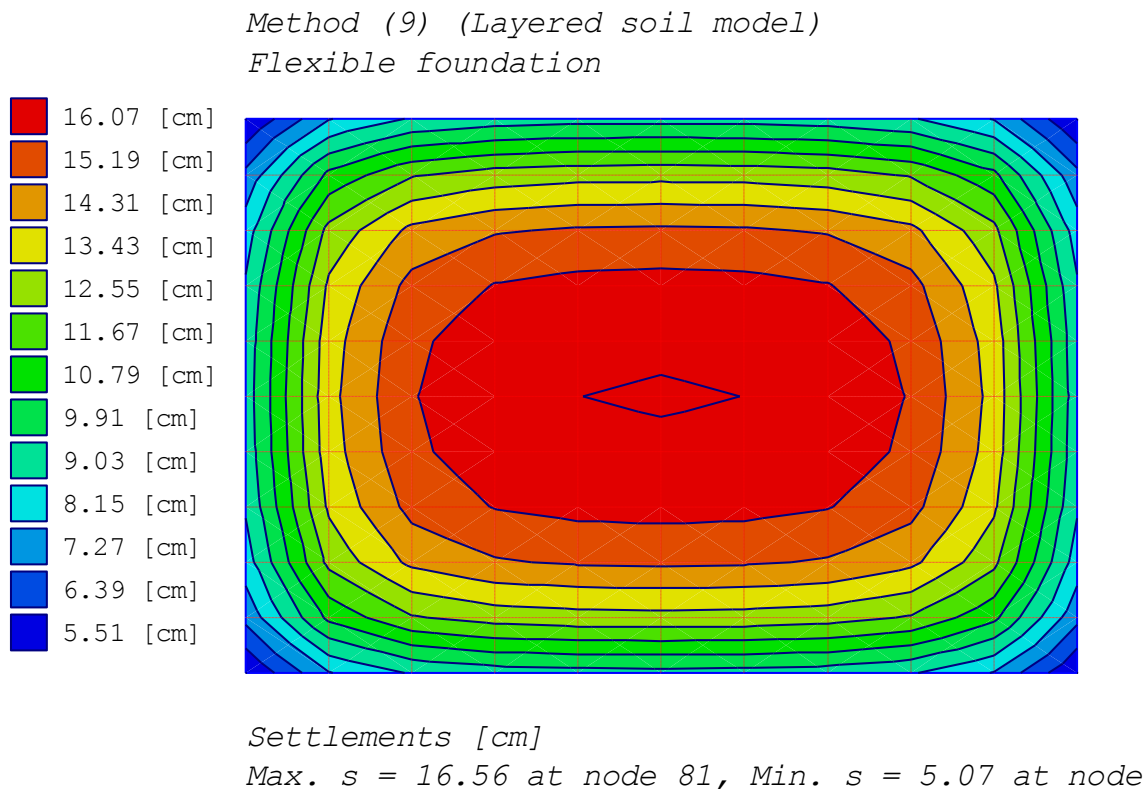


Figura 5.7 Configuración de asentamientos en planta del cajón de cimentación

También, se muestran los resultados de los módulos de reacción del suelo de cimentación (Figura 5.8), ya que estos valores nos ayudan a demostrar que los resultados de asentamiento mediante la ley de Hooke, son congruentes con valores encontrados con el ELPLA.

Se sabe que una aproximación de cálculo del módulo de reacción k , se define como el cociente entre el esfuerzo transmitido al suelo por la cimentación y el desplazamiento observado en superficie, es decir:

$$K = \frac{\sigma_t}{\delta} \tag{5.1}$$

Para el caso del ejemplo se tiene que se transmite una presión de 30.64 kPa al suelo de cimentación y se obtiene un asentamiento inmediato de 6.10 cm. Estos valores los ingresamos en la ecuación 5.1 y obtenemos lo siguiente:

$$K = \frac{30.64kPa}{0.061m}; \text{ entonces, } k = 502.3 \text{ kN/m}^3$$

Se observa que este valor se encuentra dentro del rango de valores obtenidos mediante el programa ELPLA, como se muestra en la figura 5.8.

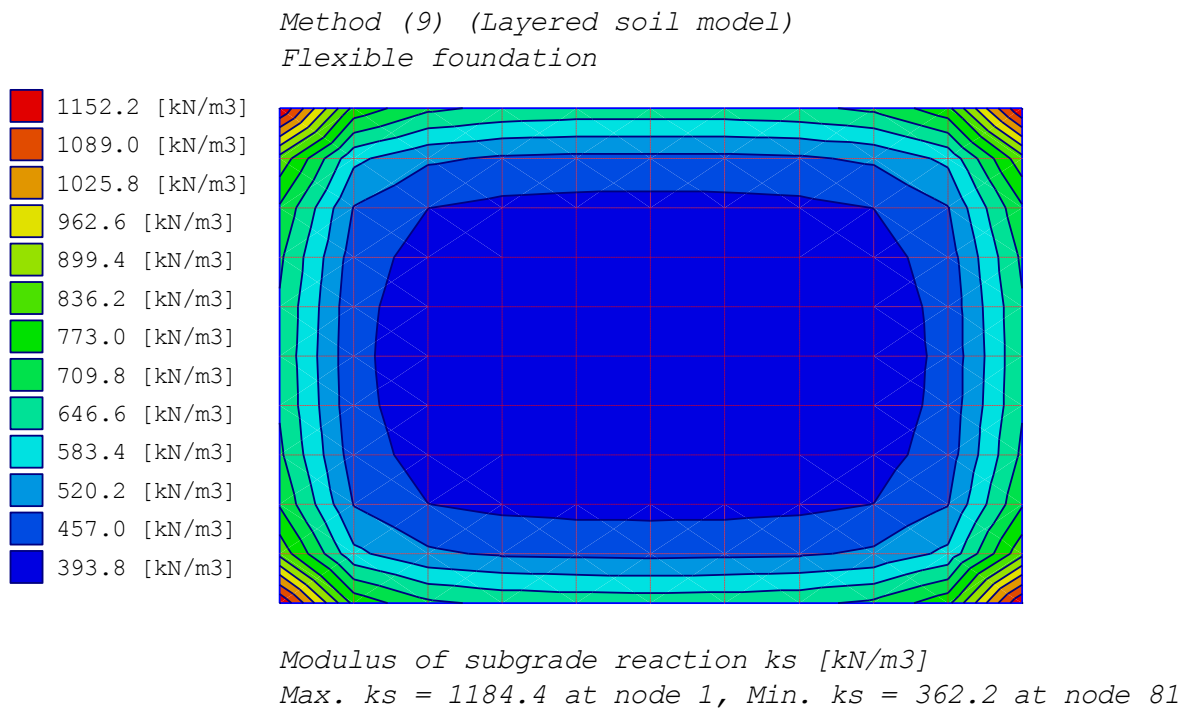


Figura 5.8 Módulos de reacción del suelo de cimentación

Cálculo de los asentamientos a largo plazo para la estratigrafía del subsuelo (Figura 5.9), siendo la misma utilizada en el método de Zeevaert en el capítulo anterior. Estos parámetros corresponden a las curvas de consolidación obtenidas de las pruebas con odómetro, utilizadas en el inciso 5.1 de este capítulo.

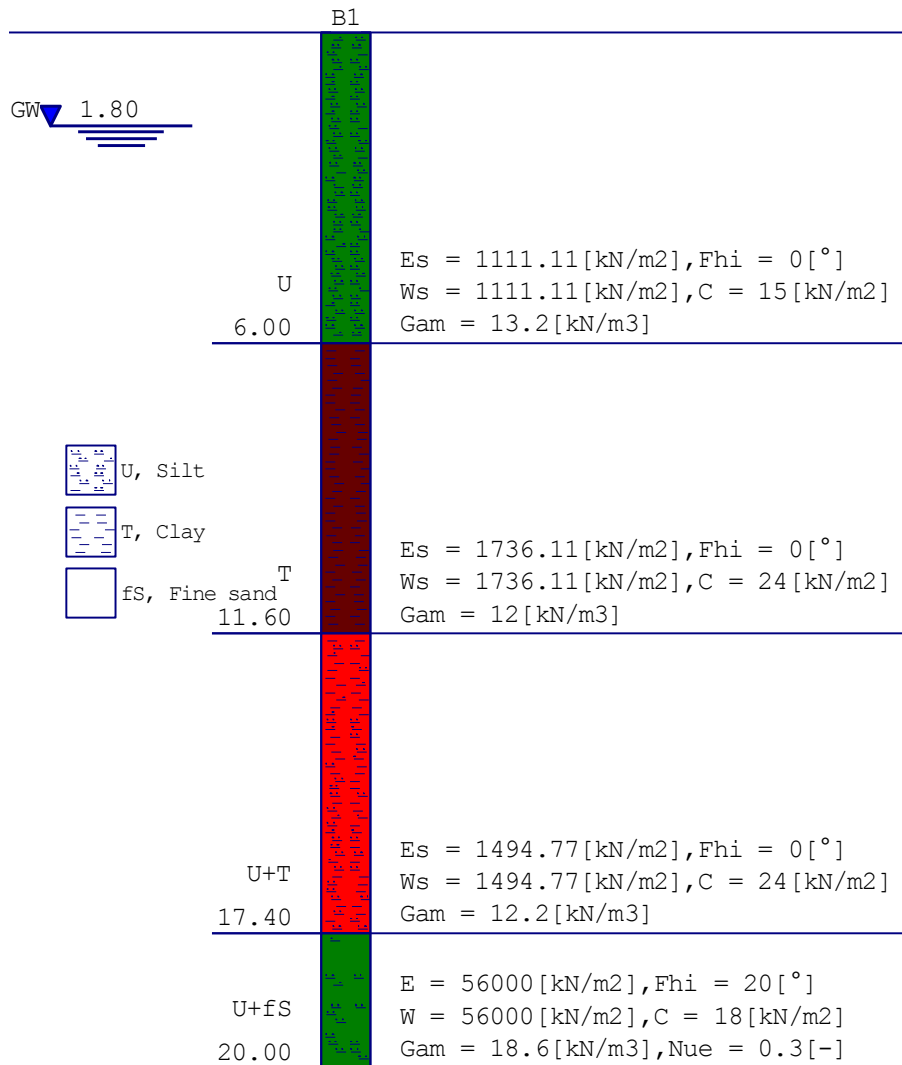
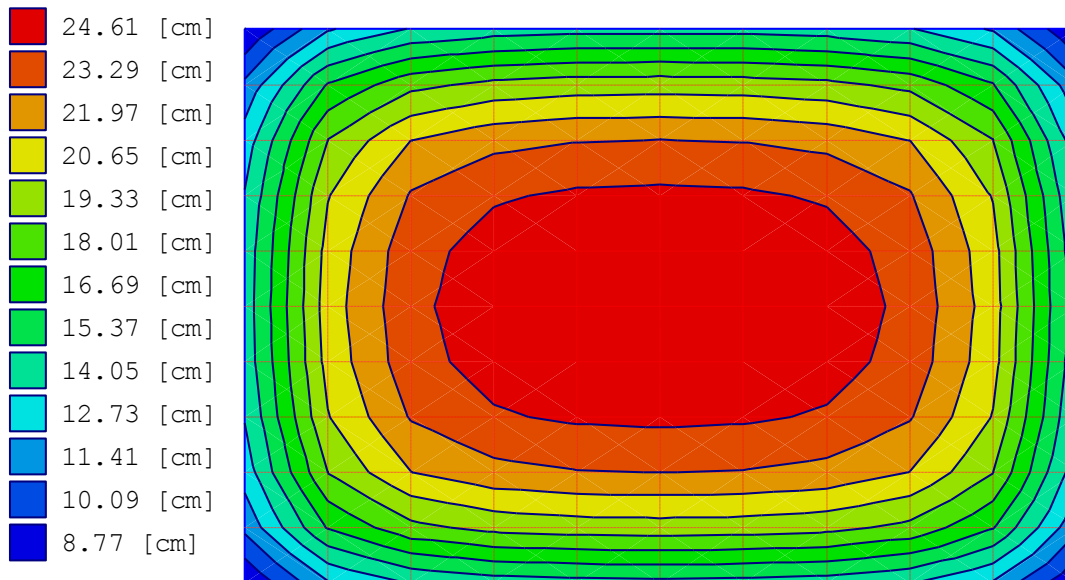


Figura 5.9 Estratigrafía del subsuelo ingresada al ELPLA, para el cálculo de asentamientos a largo plazo

Los resultados de asentamientos a largo plazo se muestran en la figura 5.10, se observan los asentamientos que se tendrán para el edificio de 8 niveles, desplantado mediante un cajón de cimentación compensada a la profundidad

de 4.8 m. Los valores de asentamiento se encuentran en un rango de un valor mínimo de 8.11 cm y máximo 25.25 cm.

*Method (9) (Layered soil model)
Flexible foundation*



Settlements [cm]

Max. s = 25.25 at node 81, Min. s = 8.11 at node 1

Figura 5.10 Configuración de asentamientos en planta del cajón de cimentación

Como en el caso de asentamientos inmediatos, también, se muestran los resultados de los módulos de reacción del suelo de cimentación (Figura 5.11), ya que estos valores nos ayudan a demostrar que los resultados de asentamiento obtenidos mediante el método de Zeevaert, son congruentes con valores encontrados con el ELPLA.

Se sabe que una aproximación de cálculo del módulo de reacción k , se define como el cociente entre el esfuerzo transmitido al suelo por la cimentación y el desplazamiento observado en superficie, es decir:

$$K = \frac{\sigma_t}{\delta} \tag{5.1}$$

Para el caso del ejemplo se tiene que se transmite una presión de 30.64 kPa al suelo de cimentación y se obtiene un asentamiento inmediato de 16.41 cm. Estos valores los ingresamos en la ecuación 5.1 y obtenemos lo siguiente:

$$K = \frac{30.64kPa}{0.1641m}; \text{ entonces se tiene un valor aproximado de, } k = 200 \text{ kN/m}^3$$

Se observa que este valor se encuentra dentro del rango de valores obtenidos mediante el programa ELPLA, como se muestra en la figura 5.11.

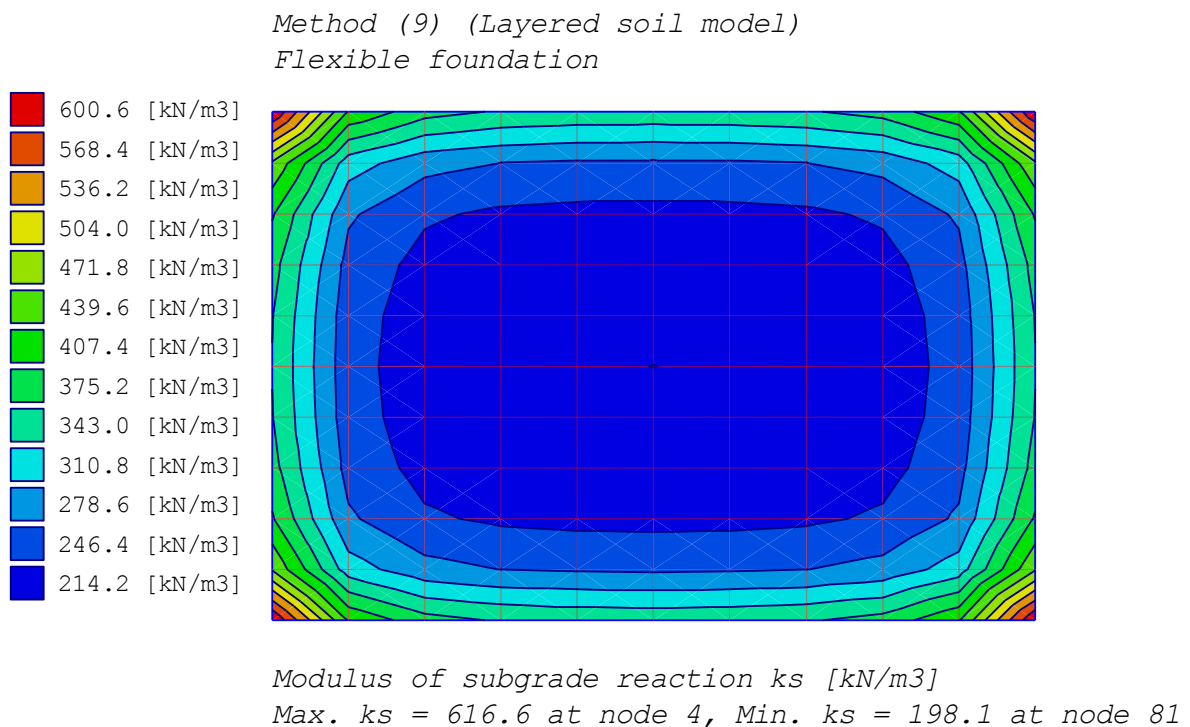


Figura 5.11 Módulos de reacción del suelo de cimentación

El asentamiento total se encuentra en un rango de 13 cm como mínimo y 41 cm como valor máximo.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones

Esta tesis presenta los procedimientos del uso de las curvas de consolidación unidimensional considerando el fenómeno de viscosidad intergranular del método de Zeevaert.

Para la presente investigación se utilizaron tres tipos de curvas, las cuales son: curva Tipo con Cavidades, Tipo I y Tipo II; éstas ayudaron a encontrar parámetros que permitieron calcular los asentamientos originados por un edificio desplantado mediante una cimentación compensada, como se muestra en el ejemplo propuesto en el capítulo 5.

Con base en estos análisis se concluye lo siguiente:

- Se determinó mediante la ley de Hooke la expansión de fondo por excavación de una profundidad de desplante de 4.8 m; además, se calculó el asentamiento inmediato originado por dicha cimentación compensada.
- Con el método de Zeevaert se escogieron las curvas de consolidación obtenidas, de un ensaye con odómetro de muestras inalteradas del Valle de México, que más se asemejaron a las curvas teóricas propuestas por el método anteriormente mencionado y se aplicó a cada una de ellas el tipo de curva que correspondía. En este estudio las curvas experimentales permitieron aplicar el Tipo de curva con Cavidades al estrato 1, curva Tipo I al estrato 2 y curva Tipo II al estrato 3.
- Se aplicó el método de Zeevaert para las tres curvas y se obtuvieron parámetros del suelo, como el coeficiente de variación volumétrica, coeficiente de variación volumétrica secundaria y otros, como se muestra en el capítulo 5 de esta investigación.
- Los parámetros obtenidos aplicados en los tres tipos de curvas presentan congruencia con la descripción de la estratigrafía del subsuelo de las arcillas sensitivas del Valle de México.
- Los resultados obtenidos en forma analítica, aplicando el método de Zeevaert en el uso de las curvas antes mencionadas, en el ejemplo propuesto de la cimentación compensada, desplantada en las arcillas

sensitivas del Valle de México fueron comparados con valores de asentamientos calculados mediante un programa de elementos finitos ELPLA; por lo que se llegó a la conclusión de que el uso de este método es confiable para el análisis y diseño geotécnico de cimentaciones para las arcillas sensitivas del Valle de México. Es decir, el valor encontrado analíticamente del asentamiento total es 25.08 cm; mientras que, los valores conseguidos por el ELPLA están comprendidos entre 13 a 41 cm, siendo un promedio de 27 cm de asentamiento, quedando el valor calculado por el método de Zeevaert dentro de este rango y muy cercano al promedio.

6.2 Recomendaciones

- Los problemas de asentamiento de las arcillas sensitivas del Valle de México pueden ser calculados aplicando el método de Zeevaert, puesto que es un método apropiado para encontrar los valores adecuados en el análisis y diseño geotécnico de cimentaciones.
- Escoger adecuadamente, la curva obtenida experimentalmente que más se asemeje a la curva teórica propuesta por el método de Zeevaert; para ello, es importante conocer la descripción geométrica o física de cada una de las curvas teóricas del método antes mencionado. Tal es el caso de la curva Tipo con Cavidades donde en corto tiempo se concluye la consolidación primaria de Terzaghi. En la curva Tipo I se tiene que al término de la consolidación primaria se prolonga un tramo recto. En la curva Tipo II al término de la consolidación primaria se presenta una joroba o curva para posteriormente, prolongarse el tramo recto.
- Contrastar frecuentemente los resultados obtenidos por el método de Zeevaert con algún software de elementos finitos, a fin de comprobar o reafirmar su confiabilidad, para una mayor precisión en los trabajos de análisis y diseños geotécnicos.

REFERENCIAS

Bowles, J. (1997). *Foundation Analysis and Design*. United States of America: The Mc Graw-Hill Companies, Inc. (5^{ta} Ed.)

Deméneghi, A. (2011). *Predicción de deformaciones a largo plazo en arcillas sensitivas*. Geotechnical Conference. Facultad de Ingeniería-UNAM.

Deméneghi, A. (s.f). *Análisis y Diseño de una Cimentación Compensada*.

Deméneghi, A., Magaña, R. y Sanginés, H. (2000). *Apuntes de Mecánica del Medio Continuo*. México: Facultad de Ingeniería-UNAM.

Deméneghi, A., Puebla, M. y Sanginés, H. (2005). *Apuntes de análisis y diseño de cimentaciones*. Tomo I. Facultad de ingeniería-UNAM.

Deméneghi, A. Puebla, M. (2012). *Curvas de consolidación en arcillas sensitivas*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México: XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica.

Flores, M. (2003). *Comportamiento no drenado de materiales arcillosos a diferentes niveles de deformación*, Tesis de maestría, Sección de Estudios de Posgrado e Investigación-IPN.

González, L. y otros (2004). *Ingeniería geológica*. España: Pearson Educación, S. A.

Holguín, E y otros (1992). *Diseño Geotécnico de Cimentaciones*, TGC, Geotecnia, S.A. de C.V. México, D.F.

Instituto de Ingeniería de la UNAM (2009). *Comportamiento no drenado de materiales arcillosos a diferentes niveles de formación*. II-UNAM, México.

Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (1990). *Mecánica de Suelos. Instructivo para ensaye de suelos*. México: Comisión Nacional del Agua- Colección Breviarios del Agua, Serie Educativa.

Juárez, E. y Rico, A. (1998). *Fundamentos de mecánica de suelos*, Limusa, Tomo I. México.

Li, X. (1985). Influencia de los incrementos de esfuerzo para realizar la prueba del odómetro. Tesis de maestría. Facultad de Ingeniería-UNAM.

Marsal, R. y Masari, M. (1959). *El subsuelo de la Ciudad de México*. México: Facultad de Ingeniería-UNAM.

Marsal, R. y Masari, M. (1990). Desarrollo de la mecánica de suelos en la Ciudad de México (pp. 3-24). En Obando, E. y González, F. (editores). *El subsuelo de la cuenca del valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo*. México: Sociedad mexicana de Mecánica de Suelos.

Mooser, F. (1990). Estratigrafía y estructura del Valle de México (pp. 29-36). En Obando, E. y González, F. (editores). *El subsuelo de la cuenca del valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo*. México: Sociedad mexicana de Mecánica de Suelos.

Ossa, A. (2004). Modelo elastoviscoplastico para el estudio de la consolidación unidimensional de los suelos. Tesis de maestría. Facultad de Ingeniería-UNAM, México.

Secretaría General de Obras del Departamento del Distrito Federal, (1988). *Manual de Exploración Geotécnica*, México: Secretaría General de Obras.

Santoyo, E. y Gutiérrez, C. (1990). Estratigrafía y muestreo inalterado de los suelos lacustres del Valle de México (pp. 37-55). En Obando, E. y González, F. (editores). *El subsuelo de la cuenca del valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo*. México: Sociedad mexicana de Mecánica de Suelos.

Santoyo, E., Ovando, E., Mooser, F. y León, E. (2005). *Síntesis geotécnica de la cuenca del Valle de México*. TGC, Geotecnia, S.A. de C.V., México.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (1990). *El subsuelo de la cuenca del Valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo*, México.

Software Mathcad v.14

Software de Elementos Finitos ELPLA v. 9.2

Terzaghi, K. y Peck, R. (1955). *Mecánica de suelos en la ingeniería práctica*, (trad. O. Moretto). México: El Ateneo.

Tamez, G.E. (2001). *Ingeniería de Cimentaciones*. TGC, Geotecnia, S.A. de C.V., México.

Valenzuela, J. (s.f.) Apuntes de clases mecánica de sólidos 2.

Vega, L. (2003). *Análisis y modelación de algunas propiedades dinámicas de las arcillas del ex lago Texcoco*, México: Tesis de maestría-UNAM.

Zea, C. y Rivera, R. (2004). *Notas sobre los Fundamentos de la Mecánica de Suelos*. México: Facultad de Ingeniería-UNAM.

Zeevaert, L. (1983). *Foundation Engineering. For difficult subsoil conditions*. United States of America: Van Nostrand Reinhold Company, (2^{da} ed.).

Zeevaert, L. (1986). *Consolidation in the Intergranular Viscosity of Highly Compressible Soils*. México: Facultad de Ingeniería-UNAM.