



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

REVISIÓN DE LA SEGURIDAD DEL SUBSUELO PARA UNA CIMENTACIÓN
COMPENSADA

TESIS

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
DIEGO LÓPEZ CHÁVEZ

DIRECTOR DE TESIS:
M. EN I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA
DIVISIÓN DE INGENIERIAS CIVIL Y GEOMÁTICA

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX. MARZO 2019.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. ROBERTO MAGAÑA DEL TORO.

Secretario: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO.

Vocal: M. EN I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA.

1^{er} Suplente: M. EN I. HÉCTOR GARCÍA SANJINES.

2^{do} Suplente: M. EN I. CARMELINO ZEA CONSTANTINO.

Lugar donde se realizó la tesis:

DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL Y GEOMÁNTICA, UNAM

TUTOR DE TESIS:

M. EN I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA.

Agradecimientos

A mis hijas Melissa López Castillo y Victoria López Castillo que fueron la fuente de inspiración del día a día, además que esto sea una inspiración para ustedes. El día que lean este párrafo quiero darles a conocer que sea cual sea su proyecto de vida, aunque todavía están muy pequeñas y siempre estaré para ustedes, así que vuelen muy alto y que nada las detenga que yo siempre las apoyare.

A ti Gisela Castillo Andrade, por brindarme tú apoyo y estar conmigo en el momento adecuado, ya que fuiste una fuente de motivación para culminar este ciclo y este trabajo.

A mis padres Tomas Hermilo López de la Fuente y María Patricia Chávez Quiroz por el apoyo recibido durante mi estancia en la maestría y también por los consejos que recibí de ambos.

Al Ing. Amberto Bautista Blanca por haberme apoyado con la información del proyecto que se describe y que a su vez estamos llevando a la obra

A mi hermana María Margarita López Chávez con quien tuve extensas platicas que me retroalimentaron, y que sirvieron de apoyo para mi vida personal y profesional. Gracias Mago por ser y estar.

A mi profesor M. en I. Agustín Demeneghi Colina, por la paciencia, dedicación, conocimiento compartido, y sobre todo por el apoyo recibido por parte suya para la realización y culminación de este trabajo, mi más sincero agradecimiento.

A cada uno de los sinodales su contribución para el mejoramiento del presente trabajo.

A todos aquellos compañeros y amigos que de algún modo contribuyeron a la culminación de este ciclo.

También a la coordinación d posgrado en ingeniería en especial a la maestra Vicky y al Dr. Gabriel Ascanio por todo el apoyo recibido.

Gracias doy a la Universidad Nacional Autónoma de México por haberme brindado la oportunidad de estudiar y obtener el grado Maestro en Ingeniería.

Solo me queda decir que la ACCIÓN CURA EL MIEDO.

Resumen

En este trabajo se presenta la geología partiendo de lo general a lo particular, cuya finalidad es conocer la naturaleza de los depósitos subyacentes en el lugar de la investigación. Se toma en cuenta la historia de la geología la cual es importante ya que puede revelar alteraciones que se han producido, como fallas, inundaciones o erosiones y que han cambiado el carácter original del suelo. Por lo anterior, se mencionan las eras geológicas las cuales tuvieron distinta duración, mismas que nos ayudan a comprender el comportamiento que ha tenido la tierra durante años y en especial la geología de los depósitos en los que se edifica la Ciudad de México.

Con lo anterior se describe la estratigrafía de la Ciudad de México tomando en consideración los distintos procesos de transformación que ha sufrido el subsuelo y en especial la zona de interés, que puede variar de una decena de metros hasta 100 m.

También se presentan y describen los procedimientos que se llevaron a cabo para la exploración y muestreo en campo, con lo anterior se define la estratigrafía de la zona de interés y con las muestras obtenidas se realizaron ensayos en laboratorio cuyos resultados son para el diseño geotécnico y la revisión de la seguridad de una cimentación compensada en la Ciudad de México específicamente en la zona de lago (Zona III).

Con los resultados de la exploración en campo y ensayos de laboratorio se presenta un análisis de los estados límites de falla y de servicio que corresponden a la capacidad de carga y a los asentamientos a corto y largo plazo respectivamente. Se realiza el cálculo de la profundidad de desplante así como de la capacidad de carga, los asentamiento y expansiones a las que va estar sometido el suelo en cuestión para el desplante de un edificio que consta de 5 niveles en la zona lacustre (Zona III).

Y finalmente se presentan las conclusiones a las que se llegaron en dicho trabajo.

INDICE

| | |
|--|-----------|
| INDICE DE TABLAS..... | V |
| GRÁFICAS..... | VI |
| PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA | 1 |
| INTRODUCCIÓN | 1 |
| ANTECEDENTES..... | 1 |
| OBJETIVOS..... | 3 |
| JUSTIFICACIÓN Y ALCANCES | 3 |
| METODOLOGÍA..... | 4 |
| CAPITULO 1. GEOLOGÍA | 4 |
| 1.1 ERAS GEOLÓGICAS | 5 |
| 1.2 GEOLOGÍA DEL VALLE DE MÉXICO..... | 7 |
| 1.2.1 Marco Geológico General | 7 |
| 1.2.2 Marco Paleoclimático | 8 |
| 1.2.3 Marco Vulcanológico | 9 |
| 1.3 ACTIVIDAD VOLCÁNICA EN EL VALLE DE MÉXICO | 9 |
| 1.3.1 Oligoceno Superior-Mioceno | 9 |
| 1.3.2 Plioceno..... | 10 |
| 1.3.3 Pleistoceno..... | 10 |
| 1.3.4 Reciente | 11 |
| 1.4 FISIOGRAFÍA | 11 |
| CAPITULO 2. ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES DEL SUELO. | 12 |
| 2.1 ESTRATIGRAFÍA GENERAL DEL VALLE DE MÉXICO. | 12 |
| 2.2 DEPÓSITOS DE LAGO | 13 |
| 2.2.1 Formación de suelos en depósitos de lago | 13 |
| 2.2.2 Propiedades del subsuelo del valle de México | 14 |
| 2.2.3 Evolución de las propiedades mecánicas del subsuelo en depósitos de lago | 15 |
| 2.2.4 Características estratigráficas | 16 |
| 2.3 DEPÓSITOS DE TRANSICIÓN..... | 17 |
| 2.3.1 Condición interestratificada..... | 17 |
| 2.3.2 Condición abrupta..... | 18 |
| 2.4 DEPÓSITOS DE LOMAS | 19 |
| 2.4.1 Zona poniente del Valle de México. | 19 |
| 2.4.2 Litología de la zona de lomas..... | 19 |
| 2.4.3 Zona norte del Valle de México..... | 20 |
| 2.5 ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA | 21 |
| CAPÍTULO 3. TRABAJOS DE EXPLORACIÓN Y LABORATORIO. | 23 |

| | |
|--|-----------|
| 3.1 IDENTIFICACIÓN DE LOS SUELOS Y PROBLEMÁTICA. | 23 |
| 3.2 EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA. | 23 |
| 3.2.1 <i>Sondeo Exploratorio</i> | 26 |
| 3.3 ENSAYES DE LABORATORIO. | 26 |
| 3.4 RESULTADOS DE PRUEBAS DE LABORATORIO. | 27 |
| 3.4.1 <i>Límites de plasticidad</i> | 27 |
| 3.4.2 <i>Granulometría</i> | 29 |
| 3.4.3 <i>Densidad de sólidos</i> | 32 |
| 3.5 <i>Consolidación unidimensional</i> | 33 |
| 3.6 <i>Compresión simple</i> | 38 |
| 3.7 <i>Ensayos triaxiales</i> | 40 |
| CAPITULO 4. DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA CIMENTACIÓN POR CAPACIDAD DE CARGA Y DEFORMACIÓN. | 45 |
| 4.1 CONSIDERACIONES GENERALES. | 45 |
| 4.2 RESEÑA HISTÓRICA. | 46 |
| 4.3 INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO PARA EL DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA CIMENTACIÓN. | 47 |
| 4.4 REVISIÓN DE LA SEGURIDAD DE LA CIMENTACIÓN. | 48 |
| 4.4.1 <i>Capacidad de carga</i> | 48 |
| 4.4.2 <i>Asentamientos inmediatos, y expansiones</i> | 51 |
| 4.4.3 <i>Asentamientos largo plazo</i> | 55 |
| 4.4.4 <i>Evolución de los asentamientos a largo plazo</i> | 57 |
| CAPÍTULO 5. ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA CIMENTACIÓN COMPENSADA. | 60 |
| 5.1 PLANTEAMIENTO. | 60 |
| 5.2 SOLUCIÓN. | 63 |
| 5.2.1 <i>Determinación de la profundidad de desplante</i> | 63 |
| 5.3 ESTADO LÍMITE DE FALLA. | 64 |
| 5.3.1 <i>Capacidad de carga con primera combinación de acciones</i> | 65 |
| 5.3.2 <i>Capacidad de carga con segunda combinación de acciones</i> | 66 |
| 5.4 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO. | 68 |
| 5.4.1 <i>Cálculo de la expansión inmediata</i> | 68 |
| 5.4.2 <i>Cálculo del asentamiento inmediato</i> | 70 |
| 5.4.3 <i>Calculo del asentamiento diferido</i> | 72 |
| CONCLUSIONES. | 76 |
| REFERENCIAS. | 79 |

INDICE DE TABLAS

| | |
|---|----|
| Tabla 1.1 Eras Geológicas..... | 5 |
| Tabla 2.1 Valores Medios de propiedades de las arcillas de la ciudad de México (Hiriart, F., & Marsal, R., 1969). | 14 |
| Tabla 3.1 Resultados de límites de plasticidad a una profundidad de 4.80 – 5.60 m..... | 28 |
| Tabla 3.2 Resultados de límites de plasticidad a una profundidad de 5.60 – 6.20 m..... | 29 |
| Tabla 3.3 Resultados de análisis granulométrico a una profundidad de 3.60 – 4.20 m. | 30 |
| Tabla 3.4 Resultados de límites de plasticidad a una profundidad de 4.80 – 5.60..... | 31 |
| Tabla 3.5 Resultados de Densidad de sólidos. | 33 |
| Tabla 3.6 Resultados de ensayos de consolidación unidimensional a una profundidad de 4.80 – 5.60 m..... | 34 |
| Tabla 3.7 Continuación resultados de ensayos de consolidación unidimensional a una profundidad de 4.80 – 5.60 m..... | 35 |
| Tabla 3.8 Continuación resultados de ensayos de consolidación unidimensional a una profundidad de 4.80 – 5.60 m..... | 37 |
| Tabla 3.9 Resultado de ensaye de compresión simple a una profundidad de 4.80 – 6.80 m. | 39 |
| Tabla 3.10. Resultado de ensaye triaxial (uu) con esfuerzo confinante de 0.5 kg/cm ² a una profundidad de 9.80 –10.60 m..... | 41 |
| Tabla 3.11. Resultado de ensaye triaxial (uu) con esfuerzo confinante de 0.797 kg/cm ² a una profundidad de 9.80 –10.60 m..... | 42 |
| Tabla 3.12. Resultado de ensaye triaxial (uu) con esfuerzo confinante de 1.116 kg/cm ² a una profundidad de 9.80 –10.60 m..... | 43 |
| Tabla 3.13. Resultado de ensaye triaxial (uu) preconsolidada al 50% a una profundidad de 9.80 – 10.60 m..... | 44 |
| Tabla 5.1. Peso del edificio por nivel..... | 63 |
| Tabla 5.2. Cálculo de incremento de esfuerzos por Boussinesq, para expansión. | 69 |
| Tabla 5.3. Parámetros obtenidos del suelo en laboratorio, para cálculo de expansión..... | 69 |
| Tabla 5.4. Análisis y Resultado de expansión..... | 70 |
| Tabla 5.5 Cálculo de incremento de esfuerzos por Boussinesq, para asentamiento inmediato..... | 71 |
| Tabla 5.6. Parámetros obtenidos del suelo en laboratorio, para cálculo de asentamiento inmediato. | 71 |
| Tabla 5.7 Análisis y Resultado de asentamiento inmediato. | 72 |
| Tabla 5.8. Cálculo de incremento de esfuerzos por Boussinesq, para asentamiento inmediato..... | 73 |
| Tabla 5.9. Parámetros obtenidos del suelo en laboratorio, para cálculo de asentamiento inmediato. | 74 |

Tabla 5.10. Análisis y Resultado de asentamiento inmediato. 76

INDICE DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 1 1 Esquema General del valle de México (COVITUR, 1986). | 8 |
| Figura 2.1 Transición interestratificada ancha. (Mooser, F., et. Al, 1986)..... | 18 |
| Figura 2.2 Transición abrupta de islote a depósitos lacustres, (Covitur, 1986)..... | 19 |
| Figura 2.3 Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México (Auvinet, G., et al, 2016)..... | 22 |
| Figura 3.1Estratigrafía de la zona de análisis. | 25 |
| Figura 4.1. Esquema del efecto de empotramiento de una cimentación..... | 51 |
| Figura 5. 1. Dibujo arquitectónico de fachada del inmueble. | 61 |
| Figura 5. 2. Dibujo arquitectónico de planta del inmueble..... | 62 |

GRÁFICAS

| | |
|--|----|
| Grafica 3.1. Esfuerzo vs deformación unitaria. | 36 |
| Grafica 3.2. Curva de compresibilidad | 36 |
| Grafica 3.3. Curva de consolidación | 38 |
| Grafica 3.4. Curvas Esfuerzo-deformación..... | 45 |
| | |
| Grafica 4.1. Ejemplo ilustrativo de prueba de carga descarga..... | 54 |
| Grafica 4.2. Ejemplo ilustrativo de Curva de compresibilidad de una arcilla sensitiva..... | 58 |

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Se proyecta la construcción de un edificio de aproximadamente 5 niveles, en la zona lago de la Ciudad de México, motivo por el cual se pretende presentar todos los factores que intervienen en el diseño geotécnico, por mencionar algunos tenemos el tema de los hundimientos, la generación de presión lateral en la excavación por construcciones contiguas, los contenidos de agua que se manejan en esta zona, y los abatimientos de agua subterránea son las causas a considerar para un adecuado diseño de cimentación y por lo tanto que cumpla con las normativas actuales. En general el análisis geotécnico que se realizará es de suma importancia debido a las condiciones que imperan en el sitio las cuales requieren de un análisis especial.

Del terreno se tiene una edificación proyectada de cinco niveles, sin embargo, se sabe que ocupará un área en planta de 200 m², que corresponden a un ancho de 10 m y 20 m de longitud.

INTRODUCCIÓN

Antecedentes

La práctica del diseño y construcción de cimentaciones requiere un conocimiento primeramente básico de la estratigrafía del sitio en estudio y las propiedades físicas, mecánicas y de deformabilidad, pero a su vez es necesario el apoyo de la geología para comprender los fenómenos naturales que dieron origen a la formación de estos materiales que constituyen el terreno de apoyo de la cimentación.

Por lo anterior la importancia del ingeniero civil es conocer los principios básicos tanto de la geología como de geotecnia que le permita identificar, comprender y resolver problemas prácticos en especial del sitio en donde se proyecte una obra de ingeniería de cimentaciones.

En la ciudad de México existen diversos tipos de suelos que los hacen únicos y un poco complejos debido a sus propiedades físicas y mecánicas que presentan, lo cual genera la necesidad de que sean estudiados para poder presentar soluciones de acuerdo al problema que se trate.

Por otra parte es de vital importancia conocer la geología de la ciudad en forma general, y particular especialmente del sitio donde se llevara a cabo el diseño y la construcción de la cimentación proyectada.

De acuerdo con la Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR, 1986) menciona que si se quiere comprender la naturaleza geológica de los depósitos sobre los cuales se edifica la Ciudad de México se deberá partir de tres marcos de referencia los cuales son: el geológico general, el paleoclimático y el vulcanológico.

Es importante mencionar que con base en la geología de la Ciudad y con exploraciones hechas en diversos puntos, se realizó una zonificación estratigráfica en la cual el subsuelo de la ciudad de México se divide en tres zonas:

Zona I: Lomas,

Zona II: Transición,

Zona III: Lacustre.

Debido a que la ciudad de México se encuentra desplantada gran parte de su territorio en la zona lacustre especialmente en el Lago de Texcoco, hace que se presenten hundimientos, mismos que ocurren por la explotación de los acuíferos para el abastecimiento de agua a la extensión urbana, de ahí la importancia de estudiar este fenómeno para dar solución a los diversos problemas que puedan plantearse en la capital azteca. (Marsal R., Mazari M., 1969).

Sin duda alguna el tema del hundimiento es una situación que puede provocar severos daños a estructuras u obras civiles, por lo tanto, en este trabajo se estudiara este fenómeno para prevenir posibles daños a la estructura que se pretende construir, y a su vez identificar las zonas con mayor incidencia en el tema de hundimientos.

Además del estudio y precaución que debemos tener para evitar posibles hundimientos al momento de llevar a cabo el diseño geotécnico de una cimentación, se tiene que tomar en cuenta como se menciona en un inicio las propiedades físicas y mecánicas del suelo, ya que la zona donde se llevara a cabo dicho diseño corresponde a la zona III (lacustre), donde los riesgos llegan a ser muy conocidos debido a que en esta zona se encuentran arcillas con contenidos de agua que llegan a sobre pasar los 400%, presentan también un alta compresibilidad, y un posible agrietamiento por diferentes mecanismos.

Objetivos

El principal objetivo de este trabajo es revisar y analizar las soluciones propuestas para una cimentación sobre arcillas lacustres del Valle de México las cuales estén expuestas a presentar asentamientos diferenciales; además deberá cumplir con la seguridad idónea respecto a sus estados límites de falla y de servicio, también se revisara la seguridad de ésta respecto a dichos estados bajo condiciones estáticas a corto y largo plazo, bajo cargas accidentales y bajo condiciones sísmicas.

Justificación y alcances

Este trabajo tiene como fin establecer las condiciones geotécnicas necesarias para desplantar un edificio en la zona de lago, es decir, se establece el tipo de cimentación, profundidad de desplante de la misma, así como, lo que derive de las intervenciones necesarias al terreno; se analizaran los asentamientos inmediatos y diferidos cuyo problema es frecuente en la ciudad, principalmente en la zona de lago.

Metodología

En este trabajo se analizará la geología del Valle de México partiendo de la composición del subsuelo y sus características físicas, posteriormente se estudiará desde punto de vista estratigráfico el subsuelo desde lo general a lo particular.

También se describirá y se clasificará las propiedades físicas del subsuelo mediante pruebas de laboratorio del sitio en estudio.

Con lo anterior se seleccionará los parámetros específicos del sitio en cuestión para proponer un diseño de cimentación aplicado a los modelos matemáticos existentes de acuerdo a las diferentes teorías que existen para el cálculo de la capacidad de carga y la deformabilidad.

Finalmente se realizará un ejemplo del diseño geotécnico de la cimentación, apoyándose en diferentes teorías y modelos matemáticos principalmente tomando en cuenta lo propuesto por Terzaghi, y Zeevaert; también se demostrará como los asentamientos influyen en el diseño.

CAPITULO 1. GEOLOGÍA

La geología es muy útil para el planteamiento e interpretación de la investigación del suelo en cuestión, su principal propósito es conocer y determinar la naturaleza de los depósitos que subyacen en el lugar donde se va llevar a cabo los trabajos de investigación y construcción de obra civil.

Con lo anterior se pueden establecer los tipos de suelos que probablemente se encontrarán y a su vez seleccionar las mejores soluciones en cuanto a exploraciones de los mismos se presenten.

Es importante mencionar que la historia de la geología puede revelar alteraciones que se han producido a lo largo del tiempo como, fallas, inundaciones o erosión y que han cambiado el carácter original del suelo. (Sowers G., 1980).

El estudio de la geología contribuye al conocimiento de la evolución de los suelos y las rocas; el cual genera gran interés ya que su estudio permite conocer la enorme antigüedad de la tierra, las temperaturas existentes en las distintas épocas, los movimientos registrados en la corteza terrestre, los cuales han dado origen a la formación de montañas y depresiones, y las variaciones en la distribución de los suelos y las aguas sobre la superficie de nuestro planeta, ocurridas en períodos de tiempo muy largos.

1.1 Eras geológicas.

La historia de la tierra consta de **cuatro grandes** etapas denominadas eras geológicas, las cuales tuvieron distinta duración y nos ayudan a comprender los fenómenos que acontecieron hace millones de años en la tierra, mismos que han provocado cambios.

A continuación se muestra una tabla de las eras geológicas para comprender y visualizar la era geológica en la que nos encontramos actualmente; y que la bibliografía existente sobre el tema hace referencia para describir el estado actual de la tierra y su composición.

Tabla 1 1 Eras Geológicas

| ERA | PERIODO | EPOCA | MILLONES DE AÑOS | PRINCIPALES ACONTECIMIENTOS |
|-------------------|--------------------------------|-------|-------------------------------|--|
| <i>Protezoica</i> | <i>Arcaico Precámbrico</i> | | <i>4500-3500 3500-590</i> | <i>Origen del Sistema Solar. Origen de las primeras células vivas. Dominio de las bacterias. Aparición de las células eucariotas. Primeros seres pluricelulares.</i> |

| | | | | |
|-------------------|--------------------|--------------------|-------------------|--|
| <i>Paleozoica</i> | <i>Cámbrico</i> | | <i>570-505</i> | <i>Incremento súbito de fósiles de invertebrados. Gran variedad de algas marinas.</i> |
| | <i>Ordovícico</i> | | <i>505-438</i> | <i>Dominio de los invertebrados. Primeros vertebrados.</i> |
| | <i>Silúrico</i> | | <i>438-408</i> | <i>Primeras plantas e invertebrados terrestres.</i> |
| | <i>Devónico</i> | | <i>408-360</i> | <i>Primeros vertebrados terrestres.</i> |
| | <i>Carbonífero</i> | | <i>360-286</i> | <i>Bosques de helechos arbóreos. Desarrollo de los anfibios e insectos. Aparición de los primeros reptiles</i> |
| | <i>Pérmico</i> | | <i>286-248</i> | <i>Origen de las coníferas. Proliferación de los reptiles. Extinción de muchas formas de invertebrados.</i> |
| <i>Mesozoica</i> | <i>Triásico</i> | | <i>248-213</i> | <i>Bosques de gimnospermas y de helechos arbóreos. Origen de los dinosaurios y mamíferos.</i> |
| | <i>Jurásico</i> | | <i>213-144</i> | <i>Dominio de los dinosaurios y las coníferas. Primeras aves.</i> |
| | <i>Cretácico</i> | | <i>144-65</i> | <i>Primeras plantas con flores. Extinción de los dinosaurios.</i> |
| <i>Cenozoica</i> | <i>Terciario</i> | <i>Paleoceno</i> | <i>65-54</i> | <i>Radiación de los mamíferos primitivos.</i> |
| | | <i>Eoceno</i> | <i>54-37</i> | <i>Dominio de las plantas con flores.</i> |
| | | <i>Oligoceno</i> | <i>37-24</i> | <i>Surgimiento de los grupos modernos de mamíferos e invertebrados.</i> |
| | | <i>Mioceno</i> | <i>24-5</i> | <i>Proliferación de peces óseos.</i> |
| | | <i>Plioceno</i> | <i>5-2</i> | <i>Dominio de mamíferos y aves.</i> |
| | <i>Cuaternario</i> | <i>Pleistoceno</i> | <i>2-0,01</i> | <i>Aparición de los humanos.</i> |
| | | <i>Reciente</i> | <i>0,01 – hoy</i> | |

1.2 Geología del Valle de México

Dado que este trabajo se centrara en la revisión de la seguridad del subsuelo para el desplante de una cimentación compensada, será necesario plantear algunos parámetros que serán de gran importancia para comprender y complementar dicho tema; uno de ellos es la geología de los depósitos en los que se edifica la Ciudad de México, para ello partiremos de tres marcos de referencia los cuales son: el geológico general, el paleoclimático, y el vulcanológico.

1.2.1 Marco Geológico General

Los principales acontecimientos geológicos que han ocurrido en el Valle de México basados en estudios realizados por Federico Mooser han permitido subdividir el gran número de volcanes y depósitos del mismo origen en tres grupos distintos, los cuales se adscriben al periodo Terciario, y a la época del Plioceno y Pleistoceno.

A raíz de los movimientos tectónicos que se ejercieron desde principios del Terciario, se abrieron grietas por las cuales fluyeron lavas y se formaron grandes aparatos volcánicos. El contenido petrográfico de los materiales desplazados hacia la superficie es muy variado, encontrándose andesitas basálticas, andesitas francas con anfíbolos y piroxenas dacitas y latitas. (Marzal R., & Mazari M., 1969).

Dentro del marco geológico general del valle de México tenemos los basaltos de la sierra Chichinautzin, donde el vaso del valle se encuentra relleno de arcillas lacustres, rellenos clásticos provenientes de la acción de ríos, arroyos, volcanes y glaciares, con ligeras capas de cenizas volcánicas y numerosos suelos producto de la meteorización de los depósitos tanto volcánicos, fluviales, glaciares y aluviales. (Tamez E., *et al.*, 1986).

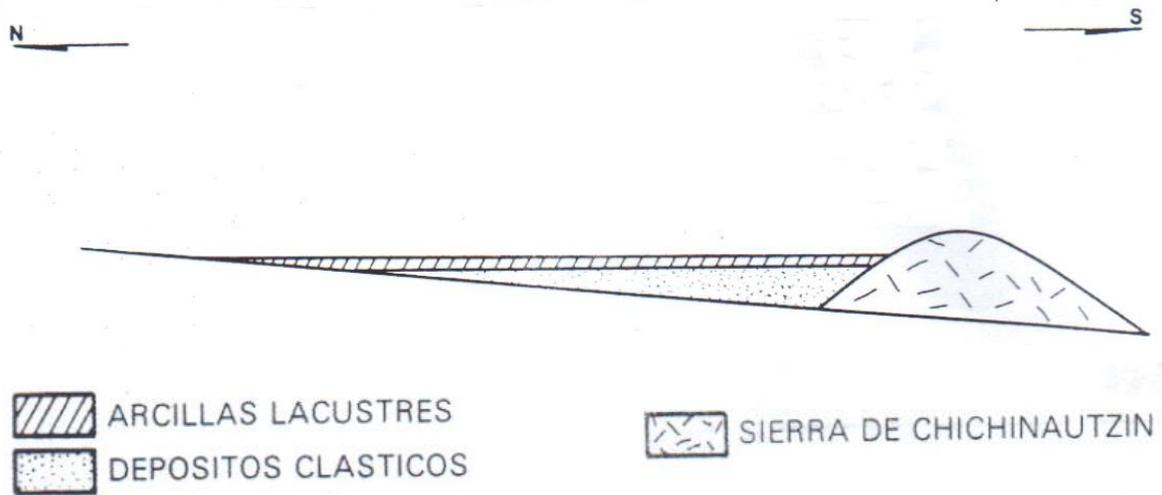


Figura 1 1 Esquema General del valle de México (COVITUR, 1986).

En el vaso del Valle de México donde se encuentra el complejo relleno de arcillas lacustres se fue fundando la antigua Tenochtitlán hace 600 años, donde los pobladores se han enfrentado a las características difíciles que traen consigo este tipo de suelos.

1.2.2 Marco Paleoclimático

El marco paleoclimático hace referencia a los climas cambiantes y extremos que con el paso del tiempo ha sufrido la tierra que van desde periodos calurosos a fríos, y son estos últimos los que generan gran interés ya que debido a las formaciones glaciares acompañados por suelos eólicos se desarrollaron brisas de valle y de montaña transformándose en vendavales los cuales acarrear grandes volúmenes de polvo volcánico.

La precipitación de dicho volumen de polvo volcánico conocido como loess en el lago, cuando se hidrata crea lo que actualmente se conoce como arcillas lacustres del valle, por lo cual se dice que este fenómeno es interpretado como producto de la alteración de loess glacial.

Con lo anterior se dice que la cuenca de México desde su cierre en el sur por los basaltos de la sierra Chichinautzin, ha pasado por son dos periodos de glaciación los cuales se denominan

en Norteamérica Illinois y Wisconsin y por dos periodos interglaciares, el Yarmouth y el Sangamon.

Hacia el Plioceno Superior, en que predominaba un clima semiárido, lluvias torrenciales erosionaron el relieve abrupto, depositando en los flancos oriente y poniente de la Cuenca, extensos abanicos aluviales integrados por fragmentos andesíticos angulosos, arenas y limo, producto de la destrucción de los complejos volcánicos del Terciario Medio y Superior. (Marzal R., & Mazari M., 1969).

1.2.3 Marco Vulcanológico

El marco vulcanológico tiene relación con el paleoclimático ya que los depósitos de la cuenca del valle de México pueden ser indirectamente de origen volcánico, debido a las acumulaciones de polvo eólico que al entrar en contacto con el viento se trasporta en ocasiones a grandes distancias. Si el viento lo deposita en laderas durante el periodo de clima frio se trasforma en suelos inmaduros que con el paso del tiempo se trasforman en tobas amarillas que tanto abundan en las lomas; sin embargo, si se depositan en un lago, como lo fue en el antiguo vaso del ex lago de Texcoco sus partículas se hidratan transformándose como ya habíamos mencionado en las arcillas lacustres. (Tamez E., *et al.*, 1986). Por otra parte también existen suelos que son directamente de origen volcánico causados por erupciones que dan origen a lavas, brechas, tezontles y cenizas por mencionar algunos ejemplos tenemos el cerro de Chapultepec y el cerro del Tepeyac entre otros, los cuales son originados por lavas, brechas y cenizas producto de derrames o erupciones volcánicas.

1.3 Actividad volcánica en el Valle de México

1.3.1 Oligoceno Superior-Mioceno

La actividad volcánica más antigua en el Valle de México, está representada como se menciona por una serie de andesitas basálticas, andesitas de piroxeno, andesitas porfídicas

de hornblenda, dacitas y traquiandesitas de hornblenda que corresponden a la Formación Xochitepec. En 1960 Fries deduce que esta formación yace sobre los depósitos clásticos del Grupo Balsas, cuya parte superior corresponde a la cima del Oligoceno; por esta razón le asigna una edad del Oligoceno Superior al Mioceno. A esta formación pertenecen las rocas de la Sierra de Xochitepec, base de la Sierra de Guadalupe, Cerro de Chapultepec, Cerro del Peñón de los Baños, Cerro de Zacaltepec, y las traquiandesitas que están expuestas al occidente del Ixtaccíhuatl y la base oriental del Ajusco. (Badilla R., 1977)

1.3.2 Plioceno

Seguido del Oligoceno hubo otra actividad volcánica que corresponde al Plioceno la cual está representada por una andesita de piroxeno que actualmente corona la cima del Ixtaccíhuatl, del Ajusco, y de la Sierra de las Cruces, que por hallarse estratigráficamente abajo de la Formación Tarango del Plioceno Superior y descansando discordantemente sobre una sucesión de lavas, brechas y conglomerados que se cree son del Plioceno Inferior, Mooser (1962) le asigna una edad Plioceno Medio.

Esta edad le asigna el mismo autor a rocas de composición dacítica que constituyen las cimas elevadas de la Sierra de Guadalupe porque estas lavas se derramaron sobre tobas, lavas y brechas andesíticas más antiguas, y por hallarse estratigráficamente sobre ellas la Formación Tarango.

1.3.3 Pleistoceno

Después de una aparente calma de la actividad volcánica en el Plioceno Superior, reaparece nuevamente en el Pleistoceno y en este piso está representada por un gran número de conos, unos perfectos, otros ligeramente erosionados, esparcidos sobre todo el Valle y sus alrededores. Representantes de este vulcanismo pleistocénico serían los volcanes de Santa Catarina, parte superior del Popocatepetl y una serie de volcanes jóvenes que se extienden a lo largo de la Sierra de Chichinautzin hasta Chalco, cuyos aparatos forman conos cineríticos, estratovolcanes, domos y escudos. Esta actividad pleistocénica fue de composición basáltica. (Badilla R., 1977).

1.3.4 Reciente

En el Valle de México la última actividad volcánica fue hace 2400 años y está constituida por el derrame de composición basáltica la cual se conoce hoy en día con el nombre de Pedregal de San Ángel; tuvo su origen en la pendiente norte de la Sierra de Chichinautzin y se extiende aproximadamente unos 13 o 14 km. hacia el norte. En el lugar donde el magma alcanzó la superficie se encuentra un cono cinerítico conocido actualmente con el nombre de Xitle y hay evidencias de actividad explosiva, tanto antes como después de la efusión de la lava.

1.4 Fisiografía

La Ciudad de México se encuentra en la provincia fisiográfica denominada Eje Neovolcánico, en la subprovincia denominada Lagos y Volcanes de Anáhuac; su territorio se encuentra distribuido sobre nueve sistemas de geoformas. (Fuentes, A., 2011).

A continuación se mencionan los nueve sistemas:

1. Sierra volcánica con estrato volcanes. Abarca casi 42% en la parte Sur de la Ciudad de México; en el Centro y Oriente de la delegación Iztapalapa.
2. Sierra volcánica de laderas escarpadas. Se encuentra al Occidente en las delegaciones Cuajimalpa de Morelos, La Magdalena Contreras y el sur de la delegación Álvaro Obregón.
3. Sierra escudo volcán. Se ubica en el extremo norte de la Ciudad de México.
4. Lomerío. Ubicado al norte, representa menos del 1% del territorio de la Ciudad de México.
5. Lomerío con cañadas. Abarca la delegación Miguel Hidalgo, así como el norte de las delegaciones Cuajimalpa de Morelos y Álvaro Obregón.
6. Meseta basáltica malpaís. Se ubica al Centro y Sureste de la Ciudad de México, básicamente comprende parte de las delegaciones Tlalpan, Xochimilco, Coyoacán y en una porción mínima Milpa Alta.

7. Llanura aluvial. Es una franja que se extiende de Noroeste a Este, también en la porción Norte y Este de la Ciudad de México.
8. Llanura lacustre. Abarca más del 20% de la Ciudad de México, se encuentra ubicada en la parte noreste de la Ciudad de México.
9. Llanura lacustre salina. Se encuentra principalmente sobre el límite al noreste de la Ciudad de México, colindando con el Estado de México.

CAPITULO 2. ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES DEL SUELO.

Una vez conociendo la geología, partiendo de lo general a lo particular, se debe considerar y tener en cuenta que los diferentes procesos de transformación que ha sufrido el subsuelo durante años ha sido producto del clima, la actividad volcánica, el acarreo de suelos vía erosión y la subsecuente formación de lagos todo lo anterior explica la extrema complejidad estratigráfica que cabe esperar en diferentes puntos del Valle de México.

2.1 Estratigrafía general del valle de México.

Desde el punto de vista de la geotecnia y en las zonas bajas del valle de México, la estratigrafía de interés puede variar de una decena de metros hasta 100 m. y es notablemente compleja por varias razones; uno por los depósitos de origen distinto, unos aluviales y otros lacustres; por influencia del clima varias capas de arcilla fueron sometidas a la acción de secado; la vida orgánica en los lagos fue muy activa en diferentes periodos; la concentración salina en los lagos era variable y por lo tanto afecto a la sedimentación de las cenizas volcánicas y su posterior alteración mineralógica; la distribución de lluvias dentro del Valle debió ser muy diferente, con tendencia a la aridez hacia el centro y el norte de esta región. (Marsal R., 1986).

Por lo anterior es de gran interés mencionar que en el Valle de México existen suelos cuyos depósitos pueden ser de lago, transición o de lomas ubicados en diferentes puntos, y generados por distintos fenómenos naturales. A continuación se describen dichos depósitos.

2.2 Depósitos de Lago.

Estos depósitos se ubican en la planicie del Valle de México solo en ciertos periodos geológicos con condiciones climáticas que propiciaban la existencia de un lago. Para que existiera un lago tenía que existir un cierto equilibrio que era la temperatura ambiental, ya que si el clima enfriaba, se formaba un lago, sin embargo, cuando el clima calentaba la tendencia del lago iba disminuyendo hasta desaparecer. El resultado de estas regresiones o trasgresiones lacustres daba como resultado la depositación de arcillas o formación de suelos.

2.2.1 Formación de suelos en depósitos de lago

Los suelos arcillosos son cenizas volcánicas depositadas en agua fresca o salada durante el Pleistoceno, donde existían abundantes colonias de microorganismos y vegetación acuática.

Existen procesos de formación de arcillas que fueron interrumpidos por actividad volcánica, debido a la presencia de violentas etapas de emisiones que cubrieron toda la --

cuenca con mantos de arenas basálticas o pumíticas; y por los periodos de sequía donde las erupciones volcánicas formaban costras duras cubiertas por arenas.

Los procesos anteriores formaron a lo largo del tiempo una secuencia ordenada de estratos de arcilla blanda separados por lentes duros de limos arcillo-arenosos, por las costras secas y por arenas, cabe mencionar que la capa dura tiene variaciones graduales en su espesor debido a las condiciones topográficas del fondo del lago.

2.2.2 Propiedades del subsuelo del valle de México

Una característica notable de las arcillas es la extraordinaria variación de propiedades, no solo a lo largo de la vertical de un lugar, sino entre elemento de una misma muestra obtenida del suelo en estudio. Dichas variaciones son erráticas y se atribuyen no solo a la cambiante composición mineralógica de los sólidos, sino también a la salinidad del agua en que se han depositado estratigráficamente por corrientes térmicas y afectadas por escurrimientos de agua fresca procedentes de las lomas circundantes y, en particular por manantiales generados en el Chichinautzin, al sur. (Hiriart, F. & Marsal, R., 1969).

De acuerdo a los parámetros de contenidos de agua, límites de Atterberg y de compresión simple en muestras cúbicas de suelo respaldan la afirmación de que los materiales arcillosos son heterogéneos y que sus propiedades varían de forma errática, de ahí que haya sido necesario el tratamiento estadístico de los datos experimentales para su uso en problemas de ingeniería que no dependen de una condición crítica y que a su vez proporciona parámetros más amplios de las propiedades de las arcillas. (Hiriart, F. & Marsal, R., 1969).

Con el fin de presentar de manera global las características del subsuelo, atendiendo a las formaciones estratigráficas definidas, en la siguiente tabla aparecen valores medios de propiedades índice, resistencia a la compresión simple y modulo tangente, para el manto superior, la capa dura y las formaciones compresibles superior e inferior esto de acuerdo con datos obtenidos por Hiriart y Marsal (1969).

Tabla 2.1 Valores Medios de propiedades de las arcillas de la ciudad de México (Hiriart, F., & Marsal, R., 1969).

| Propiedades | Manto Superficial | Formación Arcillosa Superior | Capa Dura | Formación Arcillosa Inferior |
|-----------------------------|-------------------|------------------------------|-----------|------------------------------|
| Contenido de agua natural % | 91.7 | 281.2 | 64 | 191.8 |
| Límite líquido en % | 100.6 | 289.1 | 69.5 | 212.9 |

| | | | | |
|---|-------|-------|-------|-------|
| Limite plástico en % | 52.5 | 85.3 | 43.5 | 68.8 |
| Densidad de solidos | 2.509 | 2.419 | 2.479 | 2.409 |
| Relación de vacíos | 2.59 | 6.90 | 1.76 | 4.74 |
| Resistencia a la compresión q_u en kg/cm ² | 0.89 | 0.73 | 1.34 | 1.56 |
| Módulo de deformación en kg/cm ² | 58.4 | 30.7 | 65.9 | 67.7 |

2.2.3 Evolución de las propiedades mecánicas del subsuelo en depósitos de lago

Existen varias evoluciones en lo que a propiedades mecánicas del subsuelo de la ciudad de México se refiere, una es la consolidación natural, otra es la consolidación inducida y la última es la resistencia al corte.

1. La consolidación natural es el proceso de formación de los suelos que implicó que se consolidaran bajo su propio peso, con excepción de las costras duras, que se consolidaron por deshidratación o secado solar.
2. La extensión urbana en la zona lacustre de la Valle de México ha ocasionado un complejo proceso de consolidación inducido por diferentes factores:
 - Rellenos necesarios para la construcción de viviendas desde épocas precortesianas así como para el desarrollo de la agricultura.
 - Apertura de cortes y túneles para drenaje tanto de aguas pluviales como de aguas negras, lo que provoco abatimientos de nivel freático y esto a su vez incremento el espesor de la costra superficial y consolido la parte superior de la masa de arcilla.
 - Por la extracción de agua de los mantos acuíferos, provocando la consolidación progresiva de las arcillas desde los estratos más profundos a los superficiales.

3. Las etapas del proceso de consolidación implican la evolución de la resistencia al corte de los suelos descrito esquemáticamente en la siguiente figura.

2.2.4 Características estratigráficas

En este apartado se mencionan las características estratigráficas más relevantes que conforman el subsuelo de la Ciudad de México.

- a) Costra superficial (CS). Estrato formado por tres subestratos que son: el relleno artificial (RA), cuya formación se trata de restos construcción y relleno arqueológico que tiene una variación de entre 1 y 7 metros; suelo blando (SB), el cual se describe como una serie de depósitos aluviales blandos con lentes de material eólico; costra seca (SS), se formó como consecuencia de una disminución del nivel del lago, quedando expuestas algunas zonas del fondo a los rayos solares.
- b) Serie arcillosa superior lacustre. El perfil estratigráfico de es te tipo de suelos entre la superficie y la Capa Dura, es uniforme, su espesor es variable entre 25 y 50 metros, donde se puede distinguir cuatro estratos principales intercalados por lentes duros que se pueden considerar estratos secundarios.

En los estratos principales se encuentran aquellos que han sido sometidos a efectos de la consolidación inducida por sobrecargas o bombeo profundo, y estos van de acuerdo a su origen geológico; como estratos principales tenemos los siguientes:

- Costra superficial,
- Arcillas preconsolidadas,
- Arcillas normalmente consolidadas,
- Arcillas preconsolidadas profundas.

Los estratos secundarios los conforman los siguientes lentes y capas:

- Capas de secado solar,
- Lentes de arena volcánica,

- Lentes de vidrio volcánico.
- c) Capa Dura. La conforman depósitos de limos arenosos con poca arcilla y en ocasiones gravas, como una sementación muy heterogénea, su espesor puede ser variable y en algunos casos imperceptible en la zona central del lago que no llega a secarse hasta alcanzar unos cinco metros.
- d) Serie arcillosa lacustre inferior. Es una secuencia de estratos de arcilla separados por lentes duros, en un arreglo semejante al de la serie arcillosa superior; el espesor de este estrato es de 15 metros al centro del lago y prácticamente desaparece de sus orillas.
- e) Depósitos profundos. Contienen arenas y gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras y carbonatos de calcio; la parte superior de estos depósitos tiene 5 metros y es una parte muy dura en comparación a la parte de abajo donde se pueden encontrar estratos menos cementados y hasta arcillas preconsolidadas.

2.3 Depósitos de transición

Los depósitos de transición son aquellos que forman una franja la cual divide los suelos lacustres de las sierras o bien de los depósitos de lomas que rodean al valle, estos materiales son de origen aluvial y se clasifican de acuerdo al volumen de clásticos (rocas sedimentarias) que fueron arrastrados por las corrientes hacia el lago formando así dos tipos de transiciones, una interestratificada y otra abrupta. (Covitur, 1986).

2.3.1 Condición interestratificada

Esta condición se presenta en los suelos que se originaron al pie de las barrancas cuyo proceso de formación y el ancho de la franja de estos depósitos transicionales interestratificados variaron de acuerdo a su época geológica, por lo tanto, puede hablarse de una zona de transición interestratificada cambiante y ancha al pie de las lomas, esta área contiene bajo la capa dura depósitos caóticos glaciales, laháricos y fluvio-glaciales caracterizados por enormes

bloques depositados en la boca de las barrancas de San Ángel, Mixcoac, Tacubaya, Río Hondo y Tarango. (Mooser, F., *et al.*, 1986).

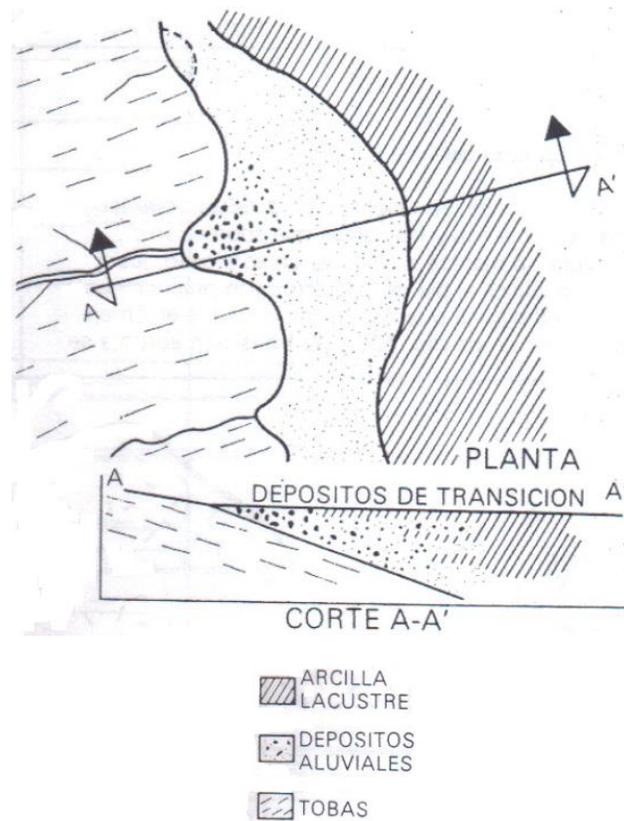


Figura 2.1 Transición interestratificada ancha. (Mooser, F., *et. Al*, 1986).

2.3.2 Condición abrupta

La condición abrupta se identifica en el contacto entre los rellenos de la cuenca y los cerros que sobresalen de dicho relleno, a manera de islotes; por lo tanto, los depósitos fluviales al pie de los cerros son prácticamente nulos, lo cual origina que las arcillas lacustres estén en contacto con la roca. La estratigrafía típica de estas zonas está integrada por numerosos lentes duros de los materiales erosionados de los cerros vecinos. (Mooser, F., *et al.*, 1986).



Figura 2.2 Transición abrupta de islote a depósitos lacustres, (Covitur, 1986).

2.4 Depósitos de lomas.

Estos depósitos están formados por las serranías que conforman y limitan a la cuenca en su zona poniente y norte, además de los derrames volcánicos del Xitle; en las sierras los materiales predominantes son las tobas compactas de cementación variable, depósitos de origen glacial y aluviones.

2.4.1 Zona poniente del Valle de México.

En esta zona se ubica la sierra de las Cruces y el pedregal de Xitle la primera está constituida por abanicos volcánicos caracterizados por los contenidos de materiales piroclásticos que se formaron durante la época del Plioceno y fueron retransportados por agua y hielo; el segundo se formó por una extensa colada de lavas basálticas donde sus numerosos flujos cubrieron las lomas al pie del volcán Ajusco, avanzando hasta la planicie lacustre. A la zona cubierta por lavas se identifica como los pedregales de San Ángel, Santa Úrsula, Carrasco, San Francisco y Padierna.

2.4.2 Litología de la zona de lomas.

En la formación de Lomas se observan los siguientes elementos litológicos, producto de erupciones de grandes volcanes andesíticos estratificados.

- a) Horizontes de cenizas volcánicas de granulometría variable producidos por actividad violenta volcánica que a su vez formo tobas cementadas depositadas a decenas de kilómetros de distancia del cráter.
- b) Caspas de erupciones pumíticas correspondientes a la actividad volcánica de mayor violencia las cuales se fueron depositando como lluvia, en capas de gran uniformidad hasta lugares muy distantes del cráter.
- c) Lahares, estos están definidos como acumulaciones caóticas de materiales piroclásticos los cuales son arrastrados lentamente por corrientes de agua, generadas por lluvia torrencial.
- d) Lahares calientes correspondientes a corrientes impulsadas por gases calientes. Esta son menos frecuentes debido a que provienen de erupciones de extraordinaria violencia; las arenas y las gravas azules son las más representativas.
- e) Depósitos glaciales caracterizados bloques angulosos de color rosa en una matriz fina dispuestos en forma caótica.
- f) Depósitos fluvioglaciales producto del arrastre del agua que se derrite y sale del glacial, se pueden identificar por su ligera estratigrafía.
- g) Depósitos fluviales que se correlacionan con la formación clástica aluvial del relleno de la cuenca del valle de México.
- h) Suelos. Estos provienen de la alteración de lahares y cenizas de color rojo y gris, se asocian a climas húmedos y áridos, respectivamente.

2.4.3 Zona norte del Valle de México.

Esta región comprende la sierra de Guadalupe integrada por rocas volcánicas dacíticas y andesíticas que se van extendiendo de SE hasta NW, también existen potentes depósitos de tobas amarillas que cubren numerosas elevaciones en forma de abanicos volcánicos, estas tobas consisten en estratos de vidrio pumítico fino a grueso y son producto de erupciones violentas que se generaron durante el Mioceno y Pleistoceno Inferior y dio origen a la sierra de las Cruces.

Durante el Pleistoceno Medio y Superior las oscilaciones climáticas produjeron periodos glaciales e interglaciares que sometieron a la sierra de Guadalupe a ciclos de erosión pluvial y eólica, formándose pequeños depósitos de aluviones y loess.

2.5 Zonificación geotécnica.

De acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal hoy Ciudad de México y sus Normas Técnicas Complementarias par Diseño y Construcción de Cimentaciones (2010), la Ciudad de México puede dividirse desde el punto de vista geotécnico en tres zonas:

Zona I: Lomas, formadas por macizos rocosos o suelos generalmente firmes, éstos se formaron fuera de la zona lacustre, cabe destacar que en esta zona es frecuente la presencia de orquedades en rocas, cavernas y túneles excavados para explorar minas de arena.

Zona II: Transición, en esta zona se encuentra los depósitos profundos a 20 m de profundidad o menos, está constituida por estratos, limos arenosos y arenosos intercalados por capas de arcilla lacustre en donde dichas capas tienen espesores variables.

Zona III: Lacustre, integrada por potentes estratos de arcilla con alta compresibilidad, separado por capas arenosas con diversos contenidos de limo o arcilla medianamente compactas a muy compactas.

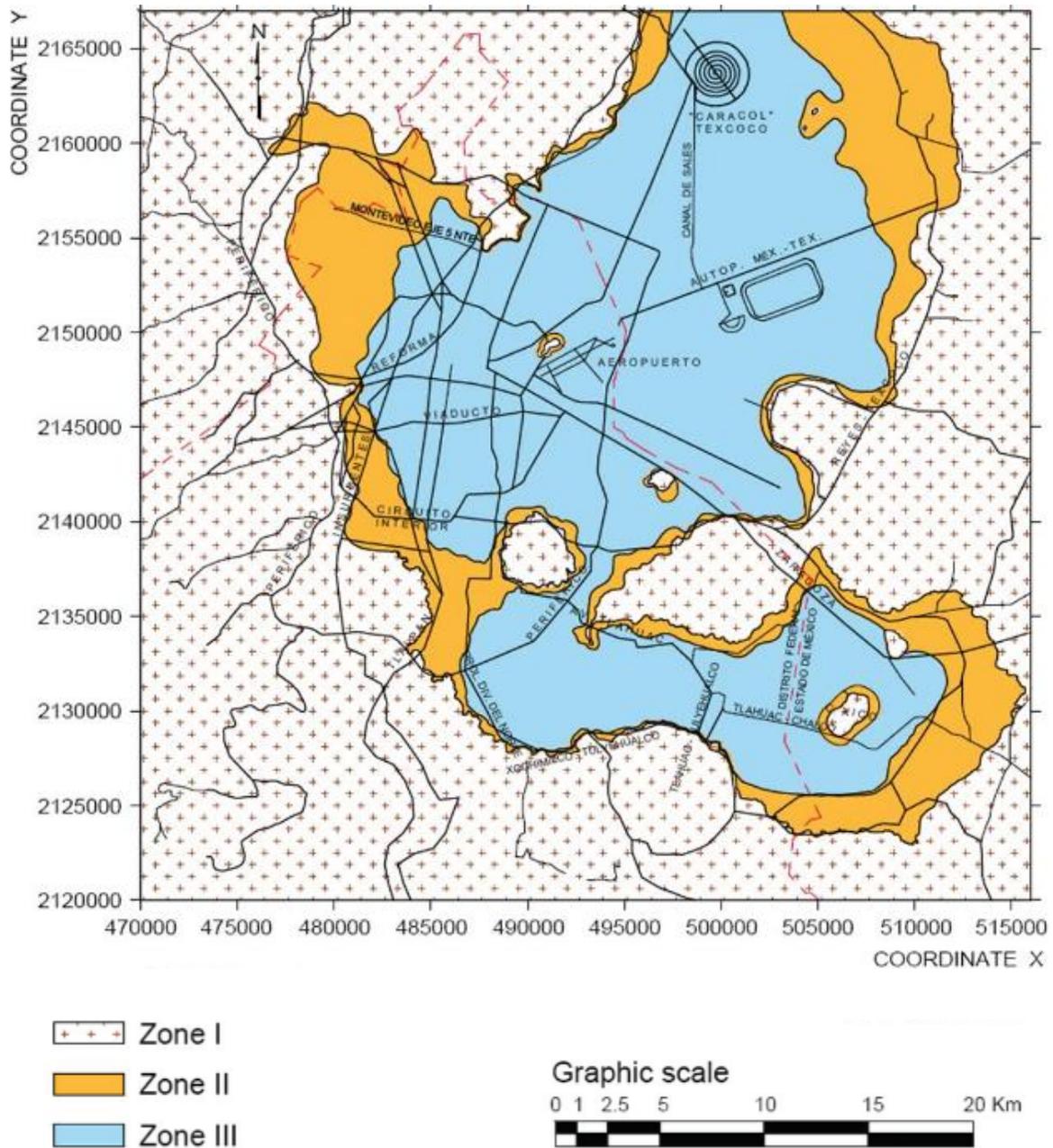


Figura 2.3 Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México (Auvinet, G., et al, 2016).

Definir el tipo de zona en la que se desarrollara esta investigación es de gran importancia ya que crea la necesidad de realizar un estudio más exhaustivo con el fin de conocer su estratigrafía tanto del lugar como de la zona circundante, además de conocer sus propiedades

físicas y mecánicas, para observar, estudiar y analizar el tipo de suelo en el cual se llevara a cabo la construcción.

El plano de zonificación tiene el objetivo según lo refieren las disposiciones reglamentarias servir de referencia a las normas sobre seguridad estructural de las edificaciones, además se deben consultar para definir en forma preliminar los problemas geotécnicos que puedan presentarse.

CAPÍTULO 3. TRABAJOS DE EXPLORACIÓN Y LABORATORIO.

3.1 Identificación de los suelos y problemática.

Uno de los requisitos para obtener buenos resultados en el ambiente de la ingeniería de cimentaciones es el conocimiento adecuado del subsuelo donde se pretende construir una edificación, tal es el caso del área metropolitana de la Ciudad de México que ha representado un gran reto para la ingeniería geotécnica, ya que presentan grandes deformaciones generadas por el fenómeno del hundimiento regional derivado del bombeo de los acuíferos, así como deformaciones generadas a partir del incremento de carga al que se somete el suelo existente, por cual es necesario llevar a cabo trabajos de exploración en campo y pruebas de laboratorio.

Es visible que existen problemas geotécnicos en los alrededores de la zona de análisis e inclusive en la misma, por lo regular las problemáticas en las edificaciones son directamente proporcionales al tiempo de presencia en la zona, casos como el Ángel de la Independencia, el Palacio de Bellas Artes, la Catedral o la Torre Latinoamericana son pruebas indudables de las problemáticas.

3.2 Exploración geotécnica.

La caracterización del suelo en estudio, en su mayoría se realizó ensayando pruebas en laboratorio, sin embargo el éxito de la obtención de dichas muestras está condicionado en un

buen plan de exploración del subsuelo, esto con el obtener un estudio exacto de las diferentes condiciones que puedan presentar los suelos en la Ciudad de México.

Para llevar a cabo un plan de investigación completa del subsuelo se tienen que tomar en cuenta tres etapas:

1. Reconocimiento del sitio, para determinar la naturaleza del depósito y estimar las condiciones del suelo.
2. Investigación de exploración, para determinar la profundidad, espesor y composición de los suelos, el nivel de aguas freáticas y para estimar las propiedades ingenieriles del suelo.
3. Investigación completa y detallada para obtener la información precisa de los estratos críticos, con la cual puedan hacerse los cálculos de proyecto.

Es importante mencionar que frecuentemente el trabajo de exploración está muy mal planeado, descuidadamente hecho, con información incompleta e interpretación incorrecta proporcionando resultados que no son los adecuados, por ello, un programa planeado cuidadosamente de los sondeos y de la toma de muestras es el mejor método para obtener información específica del lugar para que los resultados sean satisfactorios y ayuden al ingeniero o ingeniera a realizar sus cálculos de proyecto con plena certeza.

Con el objetivo de determinar las características del subsuelo a profundidad se proporcionó un sondeo exploratorio realizado a una profundidad máxima de 21.00 m. para la realización de un perfil estratigráfico que nos permita definir los estratos involucrados en el comportamiento del proyecto, (figura 3.1).

ESTRATIGRAFIA ZONA III

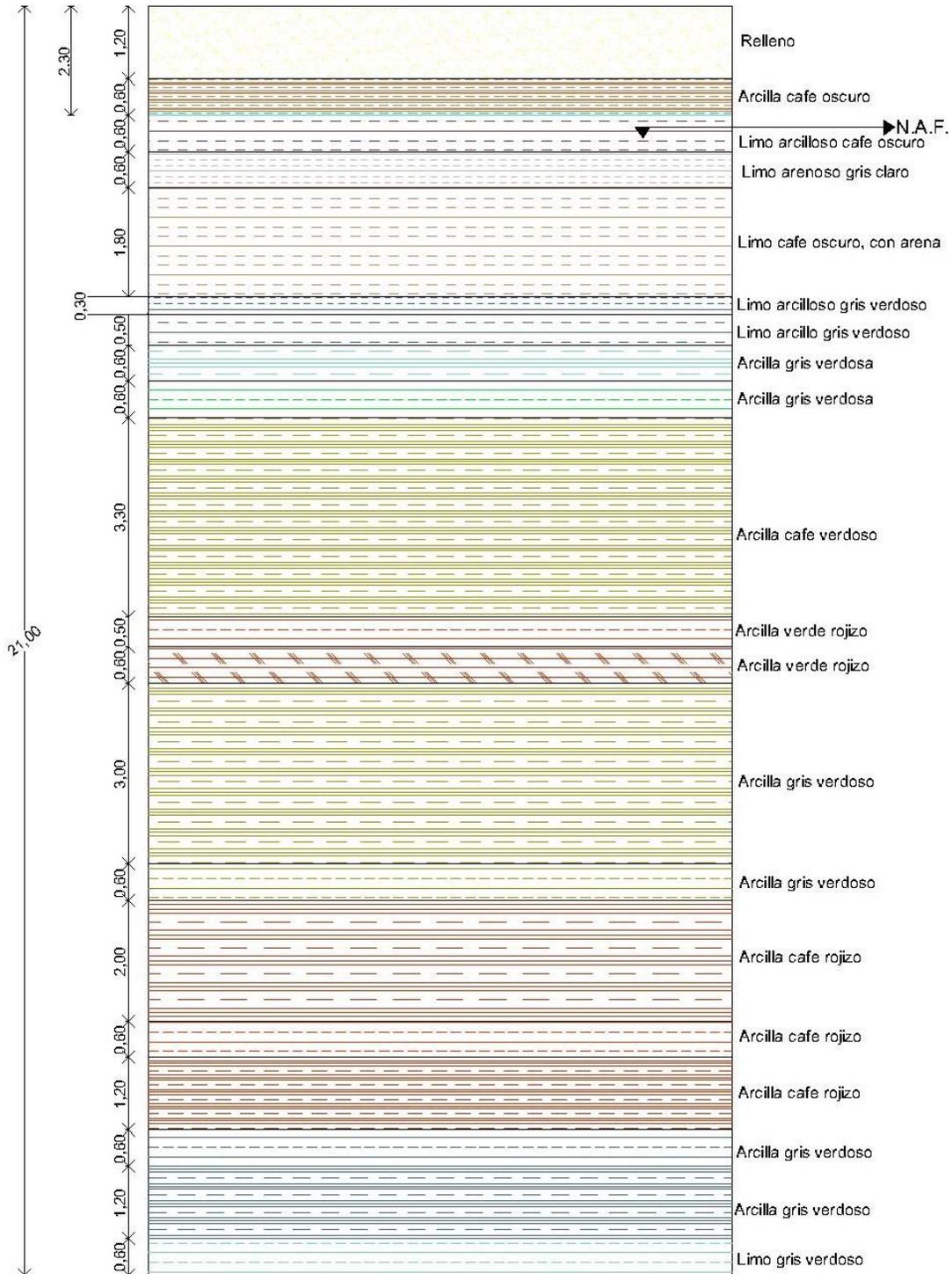


Figura 3.1 Estratigrafía de la zona de análisis.

3.2.1 Sondeo Exploratorio.

El sondeo exploratorio realizado en el sitio de interés ha sido nombrado como SM-1, dicho sondeo se realizó empleando la técnica de exploración SPT (Prueba de Penetración Estándar por sus siglas en inglés) de acuerdo a la normativa ASTM D 1587, mediante esta técnica se determinó de forma cualitativa la resistencia del suelo a la penetración mediante el número de golpes necesario para hincar el penetrómetro estándar una profundidad de 30 cm, el método permite la obtención de muestras alteradas a lo largo de la profundidad de hincado, adicionalmente, el sondeo mixto contempló la extracción de algunas muestras inalteradas mediante la ayuda de tubos de pared delgada a las que se les realizaron pruebas mecánicas que ayudaron a definir las propiedades de resistencia y deformación del material.

Con la ayuda de las propiedades índice determinadas de las muestras alteradas recogidas, se determinaron las condiciones estratigráficas del sitio, estableciendo con ello un perfil estratigráfico.

3.3 Ensayes de Laboratorio.

Con las muestras obtenidas en campo se realizó un programa de pruebas en laboratorio para reproducir las condiciones mecánicas a la que va estar sometido el suelo y también conocer sus propiedades físicas.

Se proporcionaron resultados derivados de los siguientes ensayos:

- Contenido de humedad natural
- Densidad de sólidos
- Compresión simple
- Triaxiales no consolidadas no drenadas (uu)
- Consolidación unidimensional
- Límites de consistencia
- Granulometría

Como se mencionó anteriormente los resultados de estas pruebas permitieron establecer una clasificación de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), parámetros mecánicos y de deformabilidad, así como condiciones físicas.

3.4 Resultados de pruebas de laboratorio.

Con base en el programa de pruebas de laboratorio presentado anteriormente se llevó a cabo el muestreo de las mismas a diferentes profundidades para conocer sus propiedades físicas, mecánicas y de deformabilidad, con el fin de obtener los parámetros necesarios para el diseño geotécnico de la cimentación compensada y también revisar que cumpla con la seguridad idónea.

3.4.1 Límites de plasticidad.

En arcillas las propiedades dependen del contenido de agua que modifica la interacción entre partículas lo cual influye en el comportamiento del material, donde al disminuir el contenido de agua la resistencia alcanza un estado plástico, por el otro lado cuando aumenta el contenido de agua existe una resistencia muy baja al esfuerzo cortante.

Los resultados de las pruebas de laboratorio para los límites de consistencia se obtuvieron a las siguientes profundidades respectivamente: 4.80 – 5.60, 5.60 – 6.20, 8 – 8.60, 9.80 – 10.60, 11.80 – 12.40, 14.80 – 15.60, 16.20 – 16.80, 20.40 – 21.00, sin embargo solo se muestran algunos de los resultados más significativos que se obtuvieron de esta prueba.

Tabla 3.1 Resultados de límites de plasticidad a una profundidad de 4.80 – 5.60 m.

LIMITES DE PLASTICIDAD

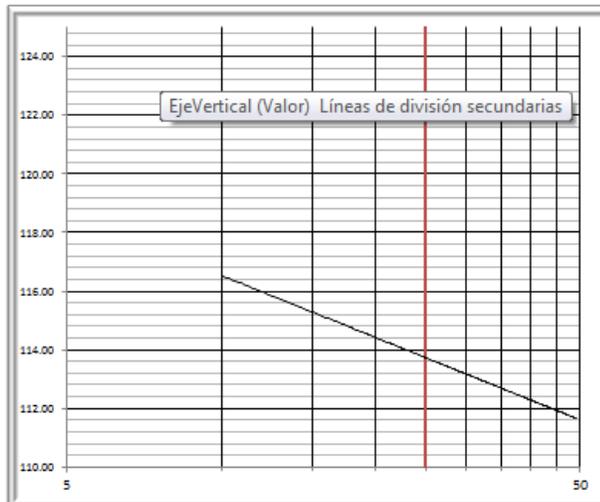
| | | | |
|-------------|--------------|---------------------|---------|
| Proyecto: | | Fecha de extracción | |
| Ubicación: | Zona de lago | Fecha de Prueba: | |
| Sondeo: | SM-1 | NAF: | 2.30 m. |
| Muestra: | 9 | | |
| Profundidad | 4.80-5.60 m. | | |

LIMITE LÍQUIDO

| Prueba No. | Golpes No. | Tara No. | Wm+T g | Wd+T g | Tara g | Ww g | Ws g | w % |
|------------|------------|----------|--------|--------|--------|------|------|--------|
| 1 | 49 | 69 | 10.55 | 8.14 | 5.98 | 2.41 | 2.16 | 111.57 |
| 2 | 36 | 80 | 10.87 | 8.39 | 6.19 | 2.48 | 2.20 | 112.73 |
| 3 | 13 | 52 | 10.59 | 8.16 | 6.06 | 2.43 | 2.10 | 115.71 |
| 4 | 10 | 50 | 11.46 | 8.57 | 6.09 | 2.89 | 2.48 | 116.53 |

LIMITE PLÁSTICO

| Prueba No. | Tara No. | Wm+T g | Wd+T g | Tara g | Ww g | Ws g | w % |
|------------|----------|--------|--------|--------|------|------|-------|
| 1 | 38 | 9.54 | 8.19 | 6.27 | 1.35 | 1.92 | 70.31 |
| 2 | 51 | 9.45 | 8.02 | 6.02 | 1.43 | 2.00 | 71.50 |



| | | |
|------------------------|---------|----|
| W _{Natural} = | 97.21 | % |
| W _L = | 113.73 | % |
| W _p = | 70.91 | % |
| I _p = | 42.82 | % |
| Clasificación | S.U.C.S | |
| | MH | |
| Descripción: | | |
| Contracción Lineal | | |
| Barra No. | | |
| LI = | | cm |
| LF = | | cm |
| CL = | | % |

Tabla 3.2 Resultados de límites de plasticidad a una profundidad de 5.60 – 6.20 m.

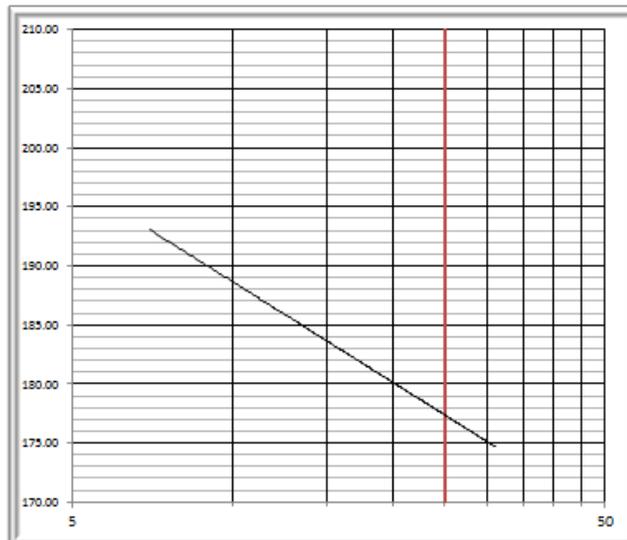
| | | | |
|-------------|--------------|---------------------|---------|
| Proyecto: | | Fecha de extracción | |
| Ubicación: | Zona de lago | Fecha de Prueba: | |
| | | NAF: | 2.30 m. |
| Sondeo: | SM-1 | | |
| Muestra: | 10 | | |
| Profundidad | 5.60-6.20 m. | | |

LIMITE LÍQUIDO

| Prueba No. | Golpes No. | Tara No. | Wm+T g | Wd+T g | Tara g | Ww g | Ws g | w % |
|------------|------------|----------|--------|--------|--------|------|------|--------|
| 1 | 31 | 78 | 9.96 | 7.42 | 5.97 | 2.54 | 1.45 | 175.17 |
| 2 | 23 | 53 | 10.16 | 7.46 | 5.94 | 2.70 | 1.52 | 177.63 |
| 3 | 14 | 37 | 10.71 | 7.66 | 6.01 | 3.05 | 1.65 | 184.85 |
| 4 | 7 | 72 | 10.07 | 7.31 | 5.88 | 2.76 | 1.43 | 193.01 |

LIMITE PLÁSTICO

| Prueba No. | Tara No. | Wm+T g | Wd+T g | Tara g | Ww g | Ws g | w % |
|------------|----------|--------|--------|--------|------|------|-------|
| 1 | 61 | 10.14 | 8.53 | 6.00 | 1.61 | 2.53 | 63.64 |
| 2 | 63 | 9.58 | 8.12 | 5.89 | 1.46 | 2.23 | 65.47 |



| | |
|--------------------|-----------------------------|
| $W_{Natural}$ = | 173.15 % |
| W_L = | 177.37 % |
| W_p = | 64.55 % |
| I_p = | 112.82 % |
| Clasificación | S.U.C.S MH |
| Descripción: | Limo arcilloso gris verdoso |
| Contracción Lineal | |
| Barra No. | |
| LI = | cm |
| LF = | cm |
| CL = | % |

3.4.2 Granulometría

La prueba en si es de poca utilidad cuando existe un suelo con finos, sin embargo, permite tener una idea de algunas propiedades de los gruesos que puedan existir.

Los resultados obtenidos que a continuación se presentan corresponden a pruebas de granulometría del material en cuestión a las siguientes profundidades: 3.60 – 4.20 m y 4.80 – 5.60 m. respectivamente.

Tabla 3.3 Resultados de análisis granulométrico a una profundidad de 3.60 – 4.20 m.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

| | | | |
|-------------|--------------|---------------------|--------|
| Proyecto: | Zona de lago | Fecha de extracción | |
| Ubicación: | | Fecha de Prueba: | |
| Sondeo: | SPT - 1 | NAF: | 2.3 m. |
| Muestra: | 7 | | |
| Profundidad | 3.60-4.20 m. | | |

| Datos | |
|---------------------------|--------|
| Recipiente (N) | 21 |
| Recipiente (g) | 90.87 |
| Recipiente + Muestra Seca | 195.82 |
| Muestra Seca (g) | 104.95 |

| MALLA No. | Abertura (mm) | Peso Retenido (g) | Retenido Parcial (%) | % Que Pasa |
|-----------|---------------|-------------------|----------------------|------------|
| 3" | 75.000 | 0.00 | 0.00 | 100.00 |
| 2" | 50.000 | 0.00 | 0.00 | 100.00 |
| 1 1/2" | 37.500 | 0.00 | 0.00 | 100.00 |
| 1" | 25.000 | 0.00 | 0.00 | 100.00 |
| 3/4" | 19.000 | 0.00 | 0.00 | 100.00 |
| 1/2" | 12.500 | 6.60 | 6.29 | 93.71 |
| 3/8" | 9.500 | 1.86 | 1.77 | 91.94 |
| 4 | 4.750 | 5.49 | 5.23 | 86.71 |
| 10 | 2.000 | 6.72 | 6.40 | 80.30 |
| 20 | 0.850 | 7.29 | 6.95 | 73.36 |
| 40 | 0.425 | 12.65 | 12.05 | 61.31 |
| 60 | 0.250 | 10.30 | 9.81 | 51.49 |
| 100 | 0.150 | 10.32 | 9.83 | 41.66 |
| 200 | 0.075 | 8.71 | 8.30 | 33.36 |
| Pasa 200 | | 35.01 | 33.36 | 0.00 |
| Suma | | 104.95 | 100.00 | |

| | | |
|---|-------|---|
| Gravas (G) | 13.29 | % |
| Arenas (S) | 53.35 | % |
| Finos (F) | 33.36 | % |
| D ₁₀ | #N/A | |
| D ₃₀ | #N/A | |
| D ₆₀ | 0.40 | |
| $Cu = D_{60}/D_{10}$ | | |
| $Cc = (D_{30})^2 / (D_{60} \cdot D_{10})$ | | |
| Cu | #N/A | |
| Cc | #N/A | |
| SUCS : | SP | |

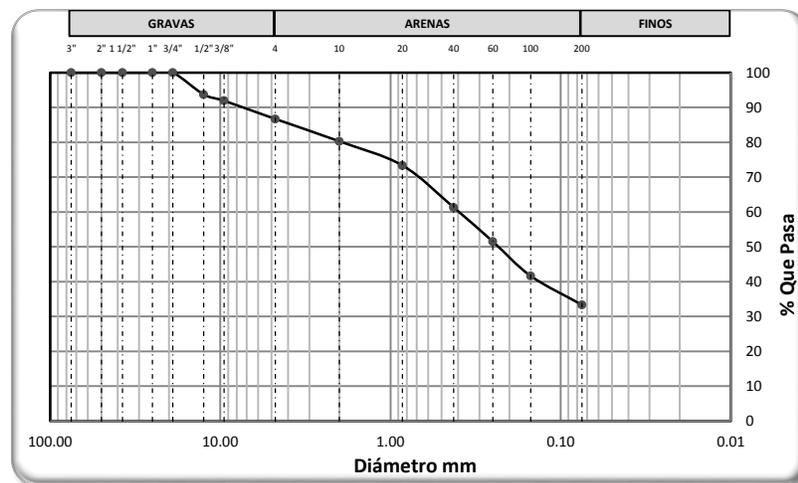


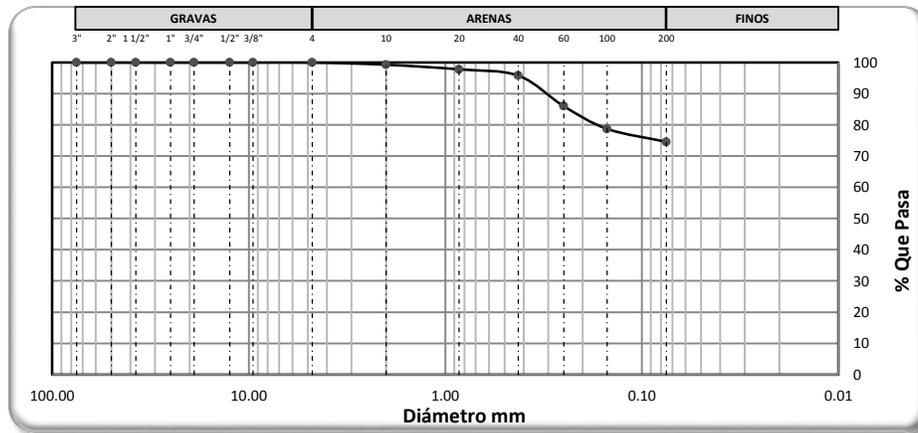
Tabla 3.4 Resultados de límites de plasticidad a una profundidad de 4.80 – 5.60.

| | | | |
|-------------|--------------|----------------------|--------|
| Proyecto: | Zona de lago | Fecha de extracción: | |
| Ubicación: | | Fecha de Prueba: | |
| | | NAF: | 2.3 m. |
| Sondeo: | SPT - 1 | | |
| Muestra: | 9 | | |
| Profundidad | 4.80-5.60 m. | | |

| Datos | |
|---------------------------|--------|
| Recipiente N° | 3 |
| Recipiente (g) | 87.53 |
| Recipiente + Muestra Seca | 209.53 |
| Muestra Seca (g) | 122.06 |

| MALLA No. | Abertura (mm) | Peso Retenido (g) | Retenido Parcial (%) | % Que Pasa |
|-----------|---------------|-------------------|----------------------|------------|
| 3" | 75.000 | 0.00 | 0.00 | 100.00 |
| 2" | 50.000 | 0.00 | 0.00 | 100.00 |
| 1 1/2" | 37.500 | 0.00 | 0.00 | 100.00 |
| 1" | 25.000 | 0.00 | 0.00 | 100.00 |
| 3/4" | 19.000 | 0.00 | 0.00 | 100.00 |
| 1/2" | 12.500 | 0.00 | 0.00 | 100.00 |
| 3/8" | 9.500 | 0.00 | 0.00 | 100.00 |
| 4 | 4.750 | 0.00 | 0.00 | 100.00 |
| 10 | 2.000 | 0.86 | 0.70 | 99.30 |
| 20 | 0.850 | 1.80 | 1.47 | 97.82 |
| 40 | 0.425 | 2.47 | 2.02 | 95.80 |
| 60 | 0.250 | 11.93 | 9.77 | 86.02 |
| 100 | 0.150 | 8.91 | 7.30 | 78.72 |
| 200 | 0.075 | 5.08 | 4.16 | 74.56 |
| Pasa 200 | | 91.01 | 74.56 | 0.00 |
| Suma | | 122.06 | 100.00 | |

| | | |
|-----------------|--|---|
| Gravas (G) | 0.00 | % |
| Arenas (S) | 25.44 | % |
| Finos (F) | 74.56 | % |
| D ₁₀ | #N/A | |
| D ₃₀ | #N/A | |
| D ₆₀ | #N/A | |
| Cu | = D ₆₀ /D ₁₀ | |
| Cc | = (D ₃₀) ² /(D ₆₀ ×D ₁₀) | |
| Cu | #N/A | |
| Cc | #N/A | |
| SUCS: | MH | |



3.4.3 Densidad de sólidos.

El valor de la densidad de sólidos en geotecnia nos va a servir en la mayor parte de los cálculos para evaluar las relaciones volumétrico-gravimétricas y ocasionalmente nos servirá también para dar clasificación a los suelos.

Cuando las partículas gruesas tienen aire atrapado en poros impermeables se dice que solo deberán romperse en granos más finos hasta eliminar el aire que traen consigo, por lo que en estos casos la densidad obtenida se le conoce como densidad aparente, que en mecánica de suelos generalmente interesa la densidad de las partículas integrales, y por lo tanto, las partículas que se usen en la determinación de densidades no deben ser molidas o rotas. Comúnmente la densidad de sólidos aparente es conocida simplemente como densidad de sólidos.

Se presentan a continuación los resultados obtenidos en laboratorio de la densidad de sólidos que se determinó.

Tabla 3.6 Resultados de ensayos de consolidación unidimensional a una profundidad de 4.80 – 5.60 m.

CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

| | | | | | |
|-------------|--------------|---------------|--|----------------------|---------|
| Proyecto: | | | | Fecha de extracción: | |
| Ubicación: | Zona de lago | | | Fecha de Prueba: | |
| Sondeo: | SM-1 | | | NAF: | 2.30 m. |
| Muestra: | 9 | Localización: | | | |
| Profundidad | 4.80-5.60 m. | | | | |

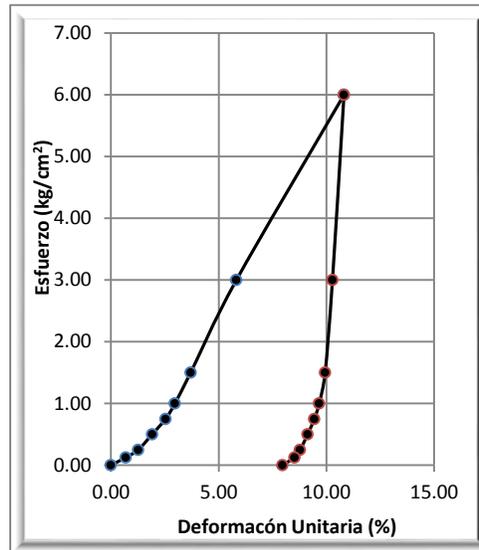
| Aparato | | | Datos Probeta | | | Contenido de Agua Testigo | | |
|-----------------|--------|-----------------|---|--------|---|---------------------------|--------------|----------|
| Odometro No.: | 1 | | Peso Probeta + Anillo: | 549.27 | g | W _m + T = | 58.64 | g |
| Anillo No.: | 1 | | Peso Probeta saturada + Anillo: | 549.27 | g | W _s + T = | 40.88 | g |
| Espesor Inicial | 2.00 | cm | Peso Probeta + Anillo despues de consolidación: | 546.66 | g | Tara No. | 119 | |
| Diámetro: | 8.00 | cm | Cápsula No.: | 28 | | W _T = | 22.61 | g |
| Area: | 50.27 | cm ² | Peso de la Cápsula: | 15.78 | g | | | |
| Volumen: | 100.53 | cm ³ | Peso Seco + Cápsula: | 85.95 | g | ω = | 97.21 | % |
| Peso: | 411.16 | g | | | | | | |

| | | |
|----------------------------------|--------|-----|
| Espesor Inicial de la Muestra: | 20.00 | mm. |
| Deformación Total de la Muestra: | 1.593 | mm. |
| Espesor Final de la Muestra: | 18.407 | mm. |

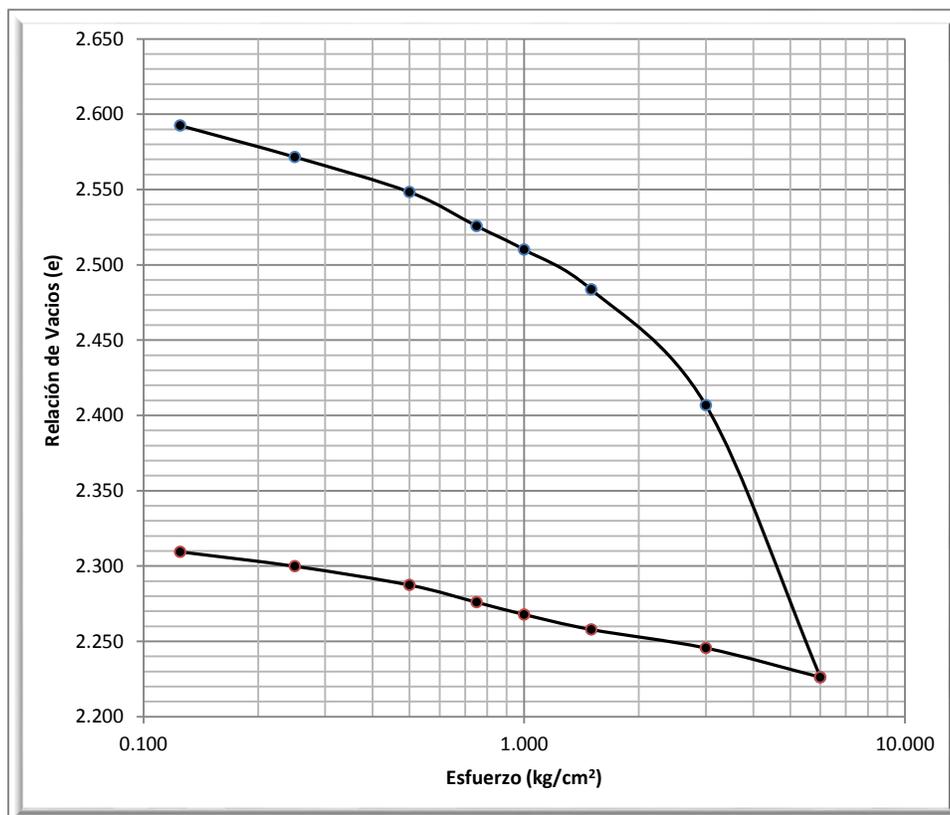
| PROPIEDADES DEL SUELO | | | | | | | | |
|-----------------------|--------|-----------------|-----------------------|--------|---|-----------------------|---------|-----------------|
| Antes de Consolidar | | | | | | Despues de Consolidar | | |
| W _H = | 138.11 | g | W _L = | 113.73 | % | W _H = | 135.5 | g |
| W _S = | 70.17 | g | W _P = | 70.91 | % | W _S = | 70.17 | g |
| W _w = | 67.94 | g | IP = | 42.82 | % | W _w = | 65.33 | g |
| V _T = | 100.53 | cm ³ | | | | E _T = | 1.84067 | cm |
| V _S = | 27.79 | cm ³ | G _s = | 2.525 | | V _T = | 92.52 | cm ³ |
| V _v = | 72.74 | cm ³ | | | | V _v = | 64.73 | cm ³ |
| ω ₁ = | 96.82 | % | Clasificación S.U.C.S | | | ω _r = | 93.10 | % |
| G _{wi} = | 93.40 | % | | MH | | G _{wf} = | 100.92 | % |
| e _i = | 2.618 | - | | | | e _r = | 2.329 | - |

Tabla 3.7 Continuación resultados de ensayos de consolidación unidimensional a una profundidad de 4.80 – 5.60 m.

| Proyecto: | | | | | | | | | | | | | | | | |
|-------------------------------|-----------------------|-------------------------|----------------------|----------|--------------------------|--------|-----------------|-----------------|---------------------|----------------------|----------|---------------------|--------------------|------|----|--|
| Ubicación: | Zona de lago | | | | | | | | | | | | | | | |
| Sondeo: | SM-1 | | | | | | | | | | | Fecha de extracción | | | | |
| Muestra: | 9 | Localización: | | | | | | | | | | Fecha de Prueba: | | | | |
| Profundidad | 4.80-5.60 | m. | | | | | | | | | | | NAF: | 2.3 | m. | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Presión kg/cm ² | Deformación Lineal | Deformación Unitaria | Esesor Comprimido | 2H - 2Ho | 2H-2Ho e=----- 2Ho | Hm | Hm ² | t ₅₀ | a _v | Cv | Km | e _m | P _m | | | |
| | δ mm. | ε % | 2H mm. | | | cm. | cm ² | seg | cm ² /kg | cm ² /seg | cm/seg | | kg/cm ² | | | |
| 0.000 | 0.000 | 0.00 | 20.000 | 14.471 | 2.618 | | | | | | | | | | | |
| 0.125 | 0.139 | 0.693 | 19.861 | 14.333 | 2.592 | 0.997 | 0.993 | 3000 | 0.201 | 6.52E-05 | 3.63E-09 | 2.605 | 0.0625 | | | |
| 0.250 | 0.254 | 1.270 | 19.746 | 14.217 | 2.572 | 0.990 | 0.980 | 7300 | 0.167 | 2.65E-05 | 1.23E-09 | 2.582 | 0.1875 | | | |
| 0.500 | 0.383 | 1.913 | 19.617 | 14.089 | 2.548 | 0.984 | 0.968 | 280 | 0.093 | 6.81E-04 | 1.78E-08 | 2.560 | 0.3750 | | | |
| 0.750 | 0.507 | 2.537 | 19.493 | 13.964 | 2.526 | 0.978 | 0.956 | 4400 | 0.090 | 4.28E-05 | 1.09E-09 | 2.537 | 0.6250 | | | |
| 1.000 | 0.594 | 2.970 | 19.406 | 13.877 | 2.510 | 0.972 | 0.946 | 650 | 0.063 | 2.87E-04 | 3.09E-09 | 2.518 | 0.8750 | | | |
| 1.500 | 0.740 | 3.701 | 19.260 | 13.731 | 2.484 | 0.967 | 0.934 | 900 | 0.053 | 2.05E-04 | 3.10E-09 | 2.497 | 1.2500 | | | |
| 3.000 | 1.165 | 5.824 | 18.835 | 13.306 | 2.407 | 0.952 | 0.907 | 1055 | 0.051 | 1.69E-04 | 2.52E-09 | 2.445 | 2.2500 | | | |
| 6.000 | 2.163 | 10.817 | 17.837 | 12.308 | 2.226 | 0.917 | 0.841 | 500 | 0.060 | 3.31E-04 | 6.01E-09 | 2.317 | 4.5000 | | | |
| 3.000 | 2.056 | 10.282 | 17.944 | 12.415 | 2.246 | | | | | | | | | | | |
| 1.500 | 1.988 | 9.942 | 18.012 | 12.483 | 2.258 | | | | | | | | | | | |
| 1.000 | 1.933 | 9.667 | 18.067 | 12.538 | 2.268 | | | | | | | | | | | |
| 0.750 | 1.888 | 9.442 | 18.112 | 12.583 | 2.276 | | | | | | | | | | | |
| 0.500 | 1.825 | 9.127 | 18.175 | 12.646 | 2.287 | | | | | | | | | | | |
| 0.250 | 1.756 | 8.782 | 18.244 | 12.715 | 2.300 | | | | | | | | | | | |
| 0.125 | 1.703 | 8.517 | 18.297 | 12.768 | 2.309 | | | | | | | | | | | |
| 0.000 | 1.593 | 7.967 | 18.407 | 12.878 | 2.329 | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Peso de los Sólidos: | Ws = | 70.17 | g. | | | | | | | | | | | | | |
| Densidad de Sólidos: | Gs = | 2.525 | | | | | | | | | | | | | | |
| Area de la Probeta: | A = | 50.27 | cm ² | | | | | | | | | | | | | |
| Esesor de los Sólidos: | 2Ho = | 5.529 | mm | | | | | | | | | | | | | |
| Esesor Inicial: | 2H1 = | 20.00 | mm | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Proyecto: | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Ubicación: | Zona de lago | | | | | | | | | | | | | | | |
| Sondeo: | SM-1 | | | | | | | | | | | Fecha de extracción | | | | |
| Muestra: | 9 | Localización: | | | | | | | | | | Fecha de Prueba: | | | | |
| Profundidad | 4.80-5.60 | m. | | | | | | | | | | | NAF: | 2.30 | m. | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Gs = | 2.525 | | G _{wi} = | 93.40 | % | WL = | 113.73 | % | | | | | | | | |
| e _i = | 2.618 | | G _{wf} = | 100.92 | % | WP = | 70.91 | % | | | | | | | | |
| e _f = | 2.329 | | γ _{mi} = | 1.374 | T/m ³ | Ip = | 42.82 | | | | | | | | | |
| ω _i = | 96.82 | % | γ _{mf} = | 1.465 | T/m ³ | SUCS = | MH | | | | | | | | | |
| ω _f = | 93.10 | % | | | | | | | | | | | | | | |



Gráfica 3.1. Esfuerzo vs deformación unitaria.

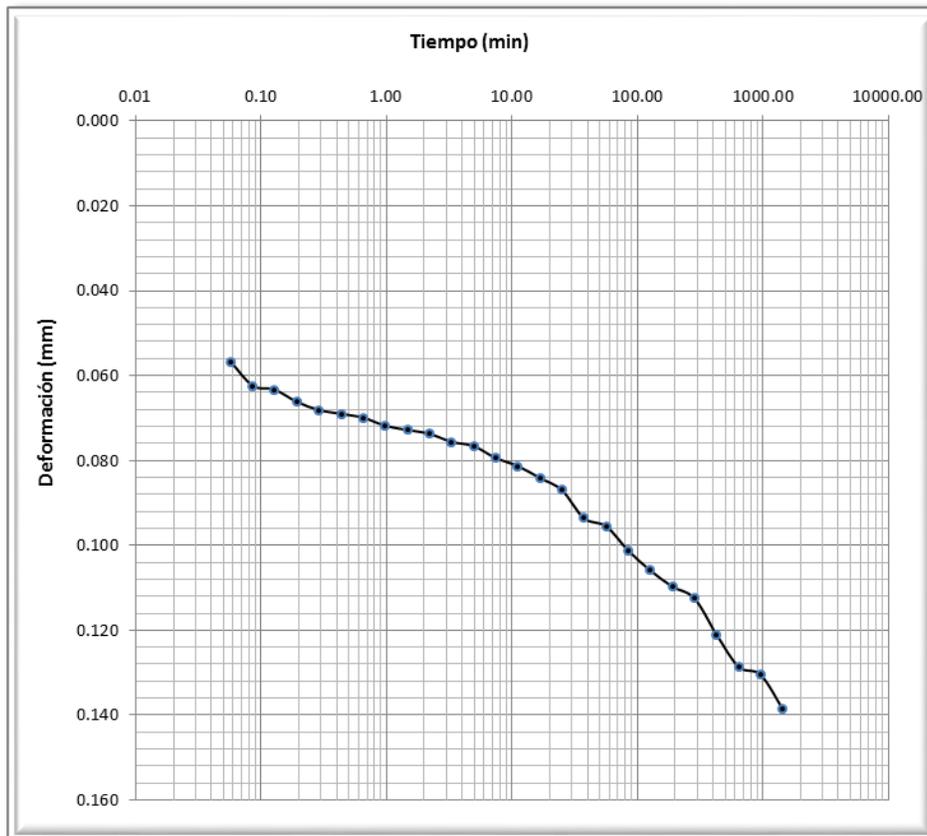


Gráfica 3.2. Curva de compresibilidad

Tabla 3.8 Continuación resultados de ensayos de consolidación unidimensional a una profundidad de 4.80 – 5.60 m.

| | | | | |
|------------------------------------|-------------|--------------------|--------------------|------------------------|
| Incremento de presión : | | 0.125 | kg/cm ² | |
| Presión sobre la pastilla : | | 0.125 | kg/cm ² | |
| Fecha | Hora | Tiempo min. | Raiz Tiempo | Deformación mm. |
| | | 0 | 0 | 0 |
| | | 0.057 | 0.239 | 0.057 |
| | | 0.086 | 0.293 | 0.062 |
| | | 0.128 | 0.358 | 0.063 |
| | | 0.193 | 0.439 | 0.066 |
| | | 0.289 | 0.538 | 0.068 |
| | | 0.434 | 0.659 | 0.069 |
| | | 0.650 | 0.806 | 0.070 |
| | | 0.976 | 0.988 | 0.072 |
| | | 1.463 | 1.210 | 0.073 |
| | | 2.195 | 1.482 | 0.074 |
| | | 3.293 | 1.815 | 0.076 |
| | | 4.939 | 2.222 | 0.077 |
| | | 7.409 | 2.722 | 0.079 |
| | | 11.113 | 3.334 | 0.081 |
| | | 16.669 | 4.083 | 0.084 |
| | | 25.004 | 5.000 | 0.087 |
| | | 37.506 | 6.124 | 0.094 |
| | | 56.258 | 7.501 | 0.096 |
| | | 84.387 | 9.186 | 0.101 |
| | | 126.580 | 11.251 | 0.106 |
| | | 189.867 | 13.779 | 0.110 |
| | | 284.800 | 16.876 | 0.113 |
| | | 427.200 | 20.669 | 0.121 |
| | | 640.817 | 25.314 | 0.129 |
| | | 961.217 | 31.003 | 0.131 |
| | | 1441.833 | 37.971 | 0.139 |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |

REGISTRO DE CARGA



Grafica 3.3. Curva de consolidación.

3.6 Compresión simple

El ensayo de compresión no confinada, también conocido con el nombre de ensayo de compresión simple o ensayo de compresión uniaxial, es muy importante en Mecánica de Suelos, ya que permite obtener un valor de carga última del suelo el cual se relaciona con la resistencia al corte, además proporciona un valor de carga que puede utilizarse en proyectos que no requieran de un valor más preciso, ya que su resultado es conservador. Este ensayo puede definirse en teoría como un caso particular del ensayo triaxial.

Tabla 3.9 Resultado de ensaye de compresión simple a una profundidad de 4.80 – 6.80 m.

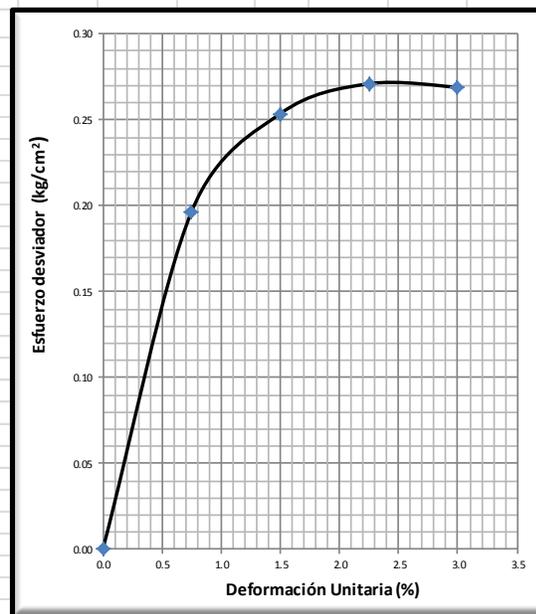
Compresión Simple

| | |
|---------------------------------|----------------------|
| Proyecto: | Fecha de extracción: |
| Ubicación: Zona de lago | Fecha de Prueba: |
| Sondeo: SM-1 | NAF: 2.30 m. |
| Muestra: 9 | |
| Profundidad: 4.80-5.60 m | |

| | | |
|----------------------------------|--------------|--------------------|
| Prueba No. | 1 | |
| Esfuerzo confinante σ_3 : | 0.00 | Kg/cm ² |
| Constante de Anillo: | 0.375 | |
| Velocidad de prueba | 1.0 | mm/min |

| Datos de Probeta | | | | | |
|--------------------|---------|-------------------|----------|--|------------------|
| Antes de la prueba | | Despues de Prueba | | | |
| Diámetros | | | | Ai: 9.466 cm ² | Gs: 2.525 |
| Superior: | 3.43 cm | Wm + T: | 120.91 g | Vm: 63.14 cm ³ | |
| Medio: | 3.48 cm | Ws + T: | 85.93 g | Vs: 11.422 cm ³ | |
| Inferior: | 3.48 cm | Tara No. | 50 | Vv: 51.716 cm ³ | |
| Altura | | WT: | 57.09 g | w%: 121.29 % | |
| h1: | 6.67 cm | | | γ_m : 1.168 t/m ³ | |
| h2: | 6.67 cm | | | γ_d : 0.528 t/m ³ | |
| Peso | | | | G _w : 86.88 % | |
| Wi: | 73.77 g | | | e: 4.528 | |

| Def. Lineal (mm) | Lec. Anillo | Carga (kg) | Def. Uni. (%) | Ac. (cm ²) | $\sigma_1 - \sigma_3$ (kg/cm ²) |
|------------------|-------------|------------|---------------|------------------------|---|
| 0.0 | 0.0 | 0.000 | 0.000 | 9.47 | 0.000 |
| 0.5 | 5.0 | 1.875 | 0.750 | 9.54 | 0.197 |
| 1.0 | 6.5 | 2.438 | 1.499 | 9.61 | 0.254 |
| 1.5 | 7.0 | 2.625 | 2.249 | 9.68 | 0.271 |
| 2.0 | 7.0 | 2.625 | 2.999 | 9.76 | 0.269 |



$q_u = 0.271$ kg/cm²

$c = 0.13554$ kg/cm²

$E_s = 120.537$ Ton/m²

3.7 Ensayos triaxiales.

Una de las pruebas más usadas para conocer las características de esfuerzo deformación y de resistencia de los suelos, son las pruebas de compresión triaxial.

Para suelos cohesivos existen dos enfoques en cuanto a los factores que afectan su resistencia, el primero consiste en considerar que la resistencia depende especialmente del esfuerzo efectivo, de la trayectoria de esfuerzos, y de la velocidad de deformación. El segundo enfoque expresa el hecho experimental de que la resistencia de un suelo cohesivo que se deforma a volumen constante depende principalmente de su historia previa de carga, de la trayectoria de esfuerzos y de la velocidad de deformación, siendo el primer factor el más importante. (Manual de Mecánica de suelos, 1970)

Los resultados de la pruebas triaxiales que se llevaron a cabo correspondieron a las siguientes profundidades: 4.80 – 5.60, 9.80 – 10.60, 14.80 – 15.60 m respectivamente, siendo los resultados representativos a una profundidad de 9.80 – 10.60 mostrados a continuación.

Tabla 3.10. Resultado de ensaye triaxial (uu) con esfuerzo confinante de 0.5 kg/cm² a una profundidad de 9.80 –10.60 m.

TRIAxIAL RÁPIDA (UU)

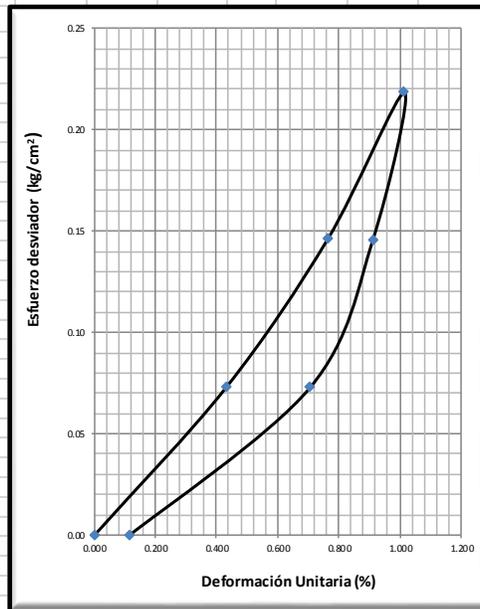
RECUPERACIÓN ELÁSTICA AL 50%

| | | | |
|--------------|----------------|----------------------|---------|
| Proyecto: | | Fecha de extracción: | |
| Ubicación: | | Fecha de Prueba: | |
| Sondeo: | SM - 1 | NAF: | 2.40 m. |
| Muestra: | 15 | | |
| Profundidad: | 9.80 - 10.60 m | | |

| | | |
|----------------------------------|-------|--------------------|
| Prueba No. | 1 | |
| Esfuerzo confinante σ_3 : | 0.500 | Kg/cm ² |
| Constante de Anillo: | 0.375 | |
| Velocidad de prueba | 1.0 | mm/min |

| Datos de Probeta | | | | | |
|--------------------|--------|----|-------------------|--------|---|
| Antes de la prueba | | | Despues de Prueba | | |
| Diámetros | | | Gs: 2.382 | | |
| Superior: | 3.60 | cm | Wm + T: | 157.88 | g |
| Medio: | 3.60 | cm | Ws + T: | 74.40 | g |
| Inferior: | 3.60 | cm | Tara No. | 61 | |
| Altura | | | W _r : | 54.55 | g |
| h1: | 8.78 | cm | | | |
| h2: | 8.78 | cm | | | |
| Peso | | | | | |
| Wi: | 103.38 | g | | | |

| Def. Lineal (mm) | Lec. Anillo | Carga (kg) | Def. Uni. (%) | Ac. (cm ²) | $\sigma_1 - \sigma_3$ (kg/cm ²) |
|------------------|-------------|------------|---------------|------------------------|---|
| 0.000 | 0.0 | 0.000 | 0.000 | 10.18 | 0.000 |
| 0.380 | 2.0 | 0.750 | 0.433 | 10.22 | 0.073 |
| 0.670 | 4.0 | 1.500 | 0.763 | 10.26 | 0.146 |
| 0.890 | 6.0 | 2.250 | 1.014 | 10.28 | 0.219 |
| 0.800 | 4.0 | 1.500 | 0.911 | 10.27 | 0.146 |
| 0.620 | 2.0 | 0.750 | 0.706 | 10.25 | 0.073 |
| 0.100 | 0.0 | 0.000 | 0.114 | 10.19 | 0.000 |



Esfuerzo Máximo = 0.219 kg/cm²

E_s = 169.509 Ton/m²

Croquis de Ruptura.

Cortante

Deformación

Tabla 3.11. Resultado de ensaye triaxial (uu) con esfuerzo confinante de 0.797 kg/cm² a una profundidad de 9.80 –10.60 m.

TRIAxIAL RÁPIDA (UU)

RECUPERACIÓN ELÁSTICA AL 50%

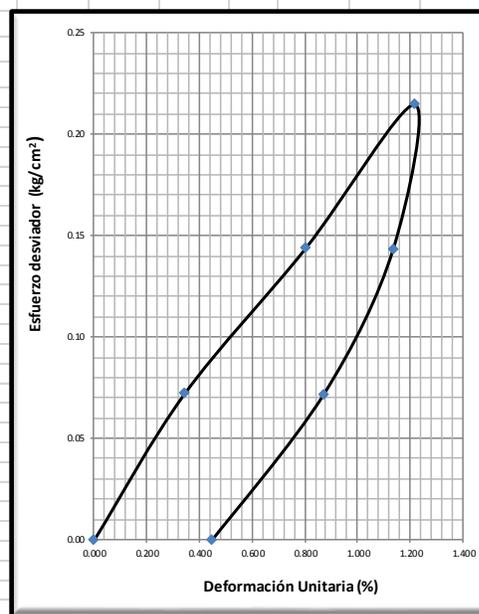
| | | | |
|--------------|--------------|----------------------|--------|
| Proyecto: | | Fecha de extracción: | |
| Ubicación: | 0 | Fecha de Prueba: | |
| | | NAF: | 2.4 m. |
| Sondeo: | SM - 1 | | |
| Muestra: | 15 | | |
| Profundidad: | 9.80-10.60 m | | |

| | | |
|----------------------------------|-------|--------------------|
| Prueba No. | 2 | |
| Esfuerzo confinante σ_3 : | 0.797 | Kg/cm ² |
| Constante de Anillo: | 0.375 | |
| Velocidad de prueba | 1.0 | mm/min |

Datos de Probeta

| Antes de la prueba | | Despues de Prueba | | | |
|--------------------|----------|-------------------|----------|-------------------|------------------------|
| Diámetros | | | | Ai: | 10.340 cm ² |
| Superior: | 3.65 cm | Wm + T: | 149.68 g | Vm: | 90.265 cm ³ |
| Medio: | 3.63 cm | Ws + T: | 67.93 g | Vs: | 8.102 cm ³ |
| Inferior: | 3.60 cm | Tara No. | 46 | Vv: | 82.162 cm ³ |
| Altura | | W _T : | 48.63 g | w _% : | 423.6 % |
| h1: | 8.73 cm | | | γ_m : | 1.121 t/m ³ |
| h2: | 8.73 cm | | | γ_d : | 0.214 t/m ³ |
| Peso | | | | G _{wi} : | 99.71 % |
| Wi: | 101.22 g | | | e: | 10.14 |
| | | | | Gs: | 2.382 |

| Def. Lineal (mm) | Lec. Anillo | Carga (kg) | Def. Uni. (%) | Ac. (cm ²) | $\sigma_1 - \sigma_3$ (kg/cm ²) |
|------------------|-------------|------------|---------------|------------------------|---|
| 0.000 | 0.00 | 0.000 | 0.000 | 10.340 | 0.000 |
| 0.300 | 2.0 | 0.750 | 0.344 | 10.375 | 0.072 |
| 0.700 | 4.0 | 1.500 | 0.802 | 10.423 | 0.144 |
| 1.060 | 6.0 | 2.250 | 1.214 | 10.467 | 0.215 |
| 0.990 | 4.0 | 1.500 | 1.134 | 10.458 | 0.143 |
| 0.760 | 2.0 | 0.750 | 0.871 | 10.430 | 0.072 |
| 0.390 | 0.0 | 0.000 | 0.447 | 10.386 | 0.000 |



Esfuerzo Máximo = 0.215 kg/cm²

E_s = 179.476 Ton/m²

Croquis de Ruptura.

Cortante

Deformación

Tabla 3.12. Resultado de ensaye triaxial (uu) con esfuerzo confinante de 1.116 kg/cm² a una profundidad de 9.80 –10.60 m.

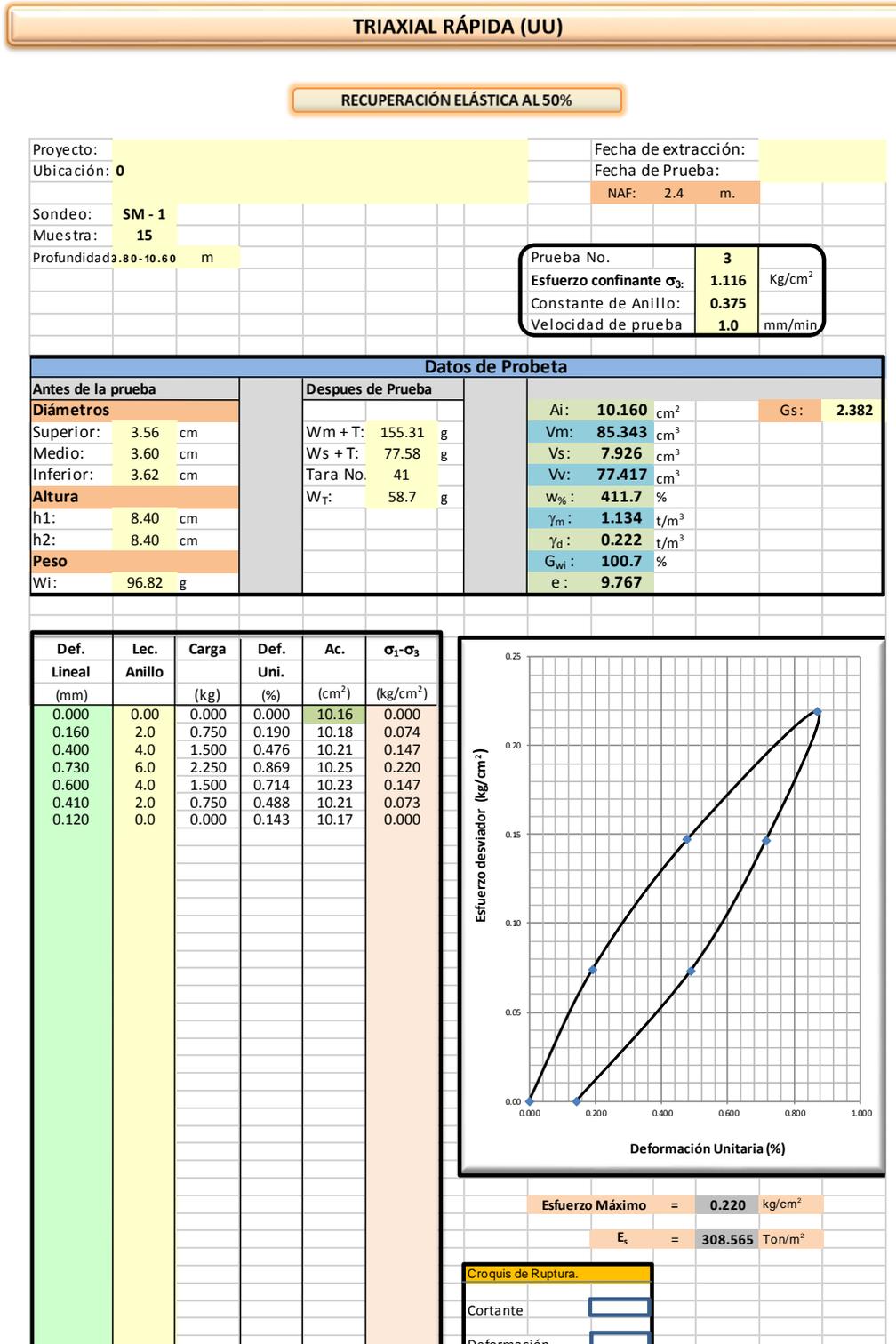
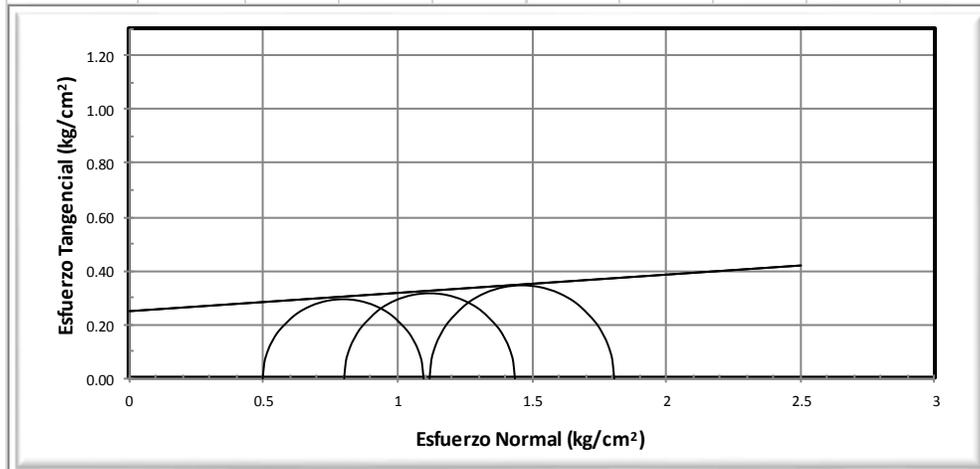


Tabla 3.13. Resultado de ensaye triaxial (uu) preconsolidada al 50% a una profundidad de 9.80 –10.60 m.

TRIAxIAL RÁPIDA (UU)

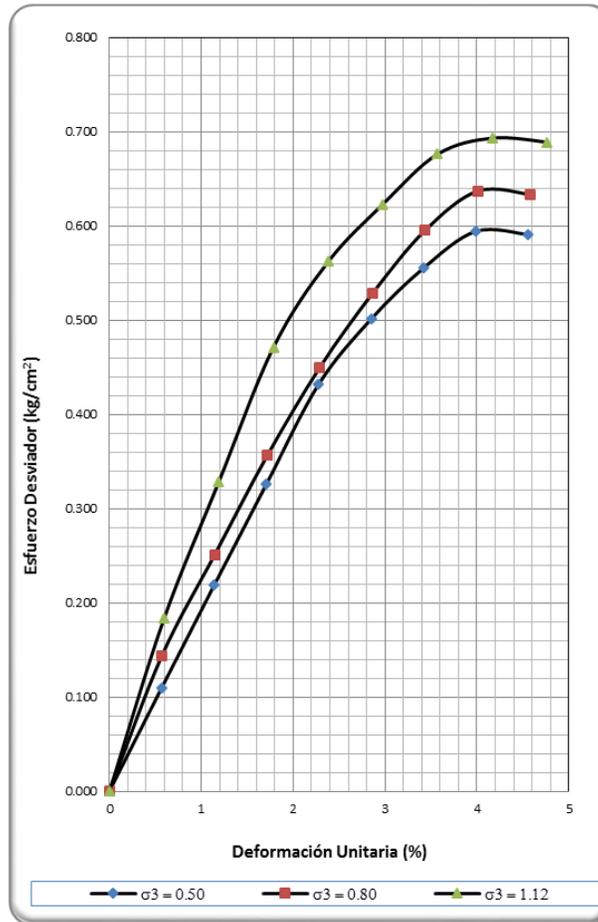
PRECONSOLIDADA AL 50%

| Proyecto: | | | | | | | | | |
|--------------|------------------|----------------|--------------------|-------------------|-----------------------------------|--|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| Ubicación: | 0 | | | | | | | | |
| Sondeo: | SM - 1 | | | | | | | | |
| Muestra: | 15 | | | | | | | | |
| Profundidad: | 9.80 - 10.60 m | | | | | | | | |
| Prueba No. | W _i % | G _s | e _i --- | G _{wi} % | σ ₃ Kg/cm ² | σ ₁ - σ ₃ Kg/cm ² | E _s Ton/m ² | γ _d Ton/m ³ | γ _m Ton/m ³ |
| 1 | 420.55 | 2.382 | 9.724 | 103.08 | 0.500 | 0.594 | 191.87 | 0.222 | 1.157 |
| 2 | 423.58 | 2.382 | 10.140 | 99.71 | 0.797 | 0.637 | 219.10 | 0.214 | 1.121 |
| 3 | 411.71 | 2.382 | 9.767 | 100.68 | 1.116 | 0.693 | 275.72 | 0.222 | 1.134 |
| Promedio | 418.61 | | 9.87739 | 101.153 | | | 228.89 | 0.219 | 1.138 |



| | | |
|------------|--------------|--------------------------|
| C = | 2.500 | Ton/m² |
| φ = | 3.9 | ° |

| Envolvente de Falla | | |
|---------------------|------|------------------|
| x | y | |
| 0 | 0.25 | m = 0.068 |
| 2.5 | 0.42 | b = 0.25 |



Grafica 3.4. Curvas Esfuerzo-deformación

CAPITULO 4. DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA CIMENTACIÓN POR CAPACIDAD DE CARGA Y DEFORMACIÓN.

4.1 Consideraciones generales.

Desde hace tiempo ingenieros geotecnistas mexicanos se han dado a la tarea de buscar soluciones para un diseño y construcción de una cimentación adecuada, ya que las técnicas empleadas en otros países no era la más viable, debido a las condiciones geotécnicas complejas del área.

Por lo anterior, el tipo de cimentación para edificios de la zona lacustre en la Ciudad de México es la compensada con o sin pilotes, la cual busca reducir el incremento neto de carga aplicado al subsuelo por la misma, mediante la excavación del terreno y la construcción de un cajón desplantado a cierta profundidad. Dependiendo del resultado ya sea positivo, nulo o negativo del incremento neto de carga aplicado al suelo en la base del cajón la cimentación se denomina “parcialmente-compensada”, “compensada” o “sobre-compensada”, respectivamente. (RCDF, 2010).

El diseño geotécnico de una cimentación compensada en la zona lacustre de la Ciudad de México depende de varios factores tales como: el tipo de subsuelo existente de estratos de arcilla altamente compresibles, las cargas que debe soportar, el proceso de consolidación regional del subsuelo por el abatimiento de presiones intersticiales inducido por el bombeo de agua potable en acuíferos profundos, el agrietamiento que se presenta con frecuencia en las arcillas, los efectos de sitio particularmente severos que conducen a la amplificación de las sollicitaciones sísmicas que afectan la cuenca de México, y el costo de la cimentación propuesta comparado con el costo de la superestructura. (Auvinet G., 2004).

4.2 Reseña histórica.

La historia de las cimentaciones compensadas se remota aparentemente a los tiempos de los egipcios; sin embargo se cuenta con un antecedente histórico el cual data de la época del porfiriato donde este sistema de cimentación ya había sido empleado en México, en particular para la cimentación de la iglesia San Felipe de Jesús por el entonces arquitecto Emilio Donde.

En junio de 1934 el edificio destinado para la lotería nacional fue cimentado por un sistema llamado hasta cierto punto cimentación flotante, ya que los sistemas usuales anteriores habían fallado en la Ciudad; sin embargo fue hasta el año 1954 que en conjunto con los ingenieros consultores del Instituto Noruego de Geotecnia se introdujo el principio de cimentaciones compensadas.

4.3 Investigación del subsuelo para el diseño geotécnico de una cimentación.

Una parte fundamental para el diseño de una cimentación compensada o flotante es la investigación del subsuelo, sobre todo para dar solución a problemas en arcillas sensitivas que es el caso de este trabajo, tomando en cuenta la inestabilidad de la estructura que estas presentan.

Existen casos importantes que pueden intervenir en el diseño de una cimentación, algunos de ellos son:

- La extracción de agua por medio del bombeo excesivo de los mantos acuíferos profundos,
- El problema de contracción producida por la reducción del nivel de aguas freáticas,
- Fuertes asentamientos causados por edificios pesados en la superficie del terreno o por el mismo abatimiento del agua
- Daños producidos por construcciones de edificios cuyo punto de apoyo es en pilas.
- Movimientos sísmicos.

El desarrollo de este trabajo cuyo diseño geotécnico se llevara a cabo en la zona lacustre (III), presenta riesgos que son muy conocidos, uno de ellos son el tipo de arcillas encontradas en esta zona la cual presenta contenidos de agua que llegan a rebasar los 400% además de una alta compresibilidad, sin olvidar también el agrietamiento que sufre por diferentes mecanismos, lo cual dificulta gradualmente la edificación y conservación de la vivienda. (Auvinet G., *et al*, 2013).

Se dice que todas las construcciones cimentadas en arcillas están expuestas a presentar asentamientos, lo cual como ya se menciona es uno de los objetivos a estudiar en este trabajo y a su vez dar soluciones ante la presencia de éstos, ya que a mediano y largo plazo la consolidación en arcillas por expulsión de agua bajo y el peso de las construcciones genera grandes asentamientos adicionales; por otro lado es necesario tener en cuenta que las

construcciones contiguas pueden generar un bulbo de presiones de gran profundidad lo que puede ocasionar fuertes asentamientos no uniformes en la zona construida.

Por lo anterior es necesario conocer las zonas aledañas al predio donde se va a construir y con esto evaluar las posibles fallas que puedan ocurrir durante la excavación y construcción del proyecto; se recomienda averiguar de ser posible el tipo de cimentación de inmuebles colindantes, así como el año de construcción y estado actual en que se encuentran. Los resultados de esta inspección pueden condicionar el diseño de la cimentación del nuevo inmueble con el objetivo de preservar un buen comportamiento y evitar daños a edificios colindantes. (Auvinet G., *et al*, 2013).

En el caso de edificaciones construidas de dos o tres niveles los asentamientos de conjunto suelen ocasionar daños severos en muros, instalaciones domiciliarias y banquetas, de tal manera que para dar solución a este tipo de asentamientos se puede sugerir la conveniencia de compensar parcialmente las sobrecargas con excavación somera a fin de reducir el mismo de forma general y diferencial.

4.4 Revisión de la seguridad de la cimentación.

Para el diseño de una cimentación es necesario que ésta cumpla con una seguridad idónea respecto a su estado límite de falla que se refiere a la capacidad de carga y a su estado límite de servicio referente a expansiones, asentamientos a largo y corto plazo.

4.4.1 Capacidad de carga.

Cuando se lleva a cabo el análisis de una cimentación, se debe revisar la seguridad del terreno de apoyo, tanto de capacidad de carga por resistencia al corte como por deformaciones del mismo. Lo anterior se consigue verificando que no se exceda el estado límite de falla del suelo donde se desplantara la cimentación.

El estado límite de falla, se entiende por cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga del terreno de cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia del suelo ante nuevas aplicaciones de carga tanto en magnitud como en distribución.

Se dice que el estado límite de falla puede ser por Flotación, desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la combinación de carga que incluya el sismo, además de la falla de los elementos de la estructura de la cimentación. (RCDF, 2004).

Por lo anterior existen teorías para el análisis del estado límite de falla las cuales se basan en la determinación de la capacidad de carga última y resistente.

La capacidad de carga última de un suelo se refiere a la máxima resistencia del mismo ante la presencia de esfuerzo cortante, para cimentaciones desplantadas en suelos puramente cohesivos, la expresión utilizada es la siguiente:

$$q_{ult} = \frac{\sum QF_c}{A} \quad (1)$$

Donde:

$\sum QF_c$: es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante, afectada por un factor de carga.

A : es el área del cimiento

La capacidad de carga resistente simplemente es una reducción del valor de la capacidad de carga última con el fin de minimizar la incertidumbre que se tiene ante las propiedades del suelo (como lo es el módulo de deformación, cohesión y peso específico).

En el caso de un cimiento apoyado sobre un suelo cohesivo totalmente saturado la condición más desfavorable ocurre a corto plazo, ya que la resistencia tiende a aumentar al producirse el fenómeno de consolidación del suelo. Por lo tanto, se recomienda la ejecución de pruebas triaxiales no consolidadas no drenadas (tipo UU, pruebas rápidas) para la determinación de la resistencia al corte del terreno. (Deméneghi A., 2014)

Algunos autores recomiendan la ejecución de pruebas consolidadas-no drenadas para la obtención de la cohesión aparente del material dado que la extracción de muestras inalteradas de arcillas produce cierta alteración.

La ecuación para la obtención de la capacidad de carga resistente en un suelo cohesivo está dada por:

$$q_R = 5.14 C_u f_c F_R + P_v \quad (2)$$

Donde:

5.14 = valor tomado de la teoría de la plasticidad para un suelo puramente cohesivo ($N_c = 2 + \pi$).

C_u : Cohesión aparente determinada en ensaye triaxial no consolidado no drenado

f_c : Factor de forma

F_R : Factor de resistencia

P_v : Presión vertical total a la profundidad de desplante por el peso propio del suelo.

Cabe mencionar que Skempton encontró que la capacidad resistente del suelo aumenta con la profundidad de empotramiento del cimiento en el estrato de apoyo, hasta un máximo, después del cual se mantiene constante. Por esta razón, dentro del factor de forma podemos agregar el efecto del empotramiento; por lo tanto el factor f_c queda entonces

$$f_c = 1 + 0.25 \frac{B}{L} + 0.25 \frac{D}{B} \quad (3)$$

Para $D/B < 2$ y $B/L < 1$. En caso de que D/B y B/L no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se tomarán iguales a 2 y 1, respectivamente. (RCDF, 2010).

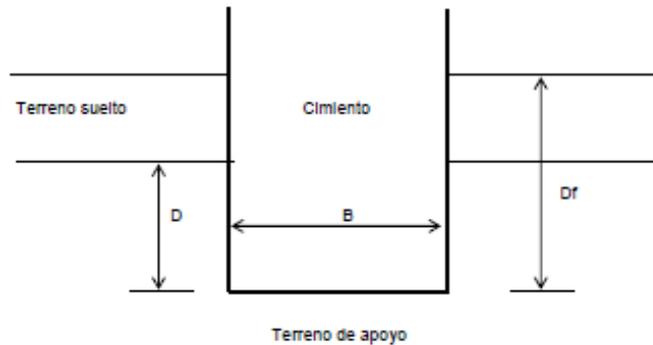


Figura 4.1. Esquema del efecto de empotramiento de una cimentación.

El factor de resistencia que se aplicara de acuerdo al reglamento de construcciones para el Distrito Federal hoy Ciudad de México, publicado en la Gaceta Oficial el día 15 de diciembre de 2017 será de: $F_R = 0.65$.

Con el apoyo de las expresiones anteriores, para que exista una estabilidad en la cimentación se verificará el cumplimiento de las desigualdades siguientes para las distintas combinaciones de cargas posibles de acciones verticales.

$$q_{ult} \leq q_R$$

4.4.2 Asentamientos inmediatos, y expansiones

Los asentamientos y las expansiones que se encuentran dentro del estado límite de servicio; pueden ser por el movimiento vertical medio, asentamiento o emersión con respecto al nivel del terreno circundante, inclinación media y deformación diferencial.

En cada uno de los movimientos es necesario revisar la seguridad de los estados bajo carga estática a corto plazo pero también bajo cargas accidentales y en particular en condiciones sísmicas. (RCDF, 2010).

El valor esperado de cada uno de los movimientos deberá garantizar que no se causaran daños intolerables a la propia cimentación, a la superestructura y a sus instalaciones, a los elementos no estructurales, acabados, construcciones vecinas ni a los servicios públicos. (RCDF, 2010).

Para arcillas sensitivas que es el caso de este trabajo, el procedimiento para el cálculo de deformaciones inmediatas o corto plazo se realizan con las siguientes expresiones, apoyado en el uso de la ley de Hooke; además dichas expresiones están sujetas al incremento de esfuerzos con la profundidad propuesto por Boussinesq en 1883.

$$\delta_{zu} = \frac{1}{E_u} [\sigma_z - v(\sigma_x + \sigma_y)] \quad (4)$$

Donde:

E_u = Módulo de deformación en condiciones no drenadas, el cual se obtiene a partir de pruebas de compresión triaxial no consolidadas-no drenadas. (Pruebas con respuesta elasto-plásticas).

σ_z = Incremento de esfuerzos en eje z.

σ_x = Incremento de esfuerzos en eje x.

σ_y = Incremento de esfuerzos en eje y.

v = Relación de Poisson

El cálculo para determinar el incremento de esfuerzos normales en el eje x, y, y z de un rectángulo cargado con la profundidad será usando las siguientes expresiones para fines de este trabajo:

Esfuerzo normal vertical σ_z (Damy, J., 1985).

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2+z^2} + \frac{1}{y^2+z^2} \right) \frac{(x)(y)(z)}{B} + \tan^{-1} \frac{(x)(y)}{(z)(B)} \right] \quad (5)$$

Esfuerzos normales horizontales σ_x y σ_y (Dashkó, E., & Kagán, A., 1980).

$$\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \left[\left(\frac{\pi}{2} - \frac{(x)(y)(z)}{(x^2+z^2)B} - \tan^{-1} \frac{(z)(B)}{(x)(y)} + (1-2\nu) \left(\tan^{-1} \frac{x}{y} - \tan^{-1} \frac{(x)(B)}{(y)(z)} \right) \right) \right] \quad (6)$$

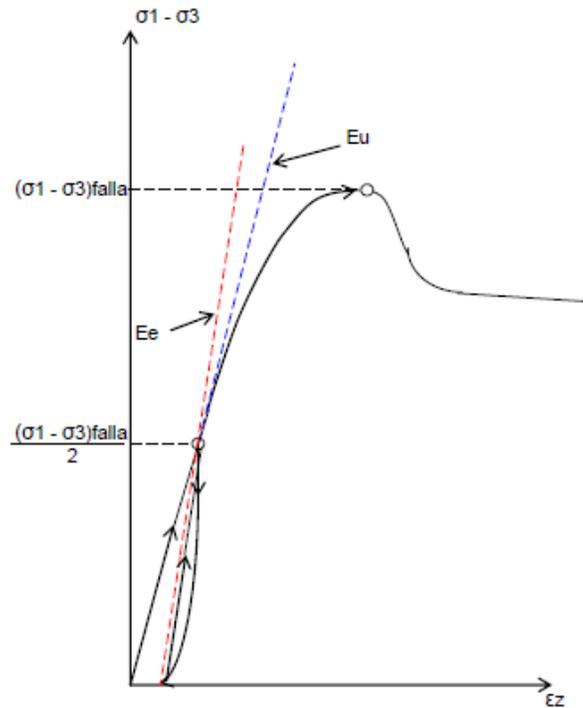
$$\sigma_y = \frac{q}{2\pi} \left[\left(\frac{\pi}{2} - \frac{(x)(y)(z)}{(x^2+z^2)B} - \tan^{-1} \frac{(z)(B)}{(x)(y)} + (1-2\nu) \left(\tan^{-1} \frac{y}{x} - \tan^{-1} \frac{(y)(B)}{(x)(z)} \right) \right) \right] \quad (7)$$

$$B = (x^2 + y^2 + z^2)^{1/2} \quad (8)$$

Si el estrato tiene un espesor inicial Δ_{z0} , la deformación a corto plazo del mismo vale

$$\delta_{zu} = \frac{\Delta_{z0}}{E_u} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \quad (9)$$

En ocasiones es necesario determinar la expansión inmediata producida por una excavación, en este caso se llevan a cabo pruebas de compresión triaxial de carga-descarga (también llamadas pruebas de “rebote elástico”); donde la carga se lleva hasta la mitad de la resistencia a la compresión del suelo, y luego se descarga la probeta, como se muestra en la figura siguiente.



Gráfica 4.1. Ejemplo ilustrativo de prueba de carga descarga

La expansión se calcula de forma análoga a la deformación o asentamiento inmediato tomando únicamente el módulo de deformación en condiciones normales (respuesta elástica), siendo la expresión como se muestra a continuación.

$$\delta_{ze} = \frac{\Delta z_0}{E_e} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \quad (10)$$

Donde:

E_e = Módulo de deformación del suelo

σ_z = Incremento de esfuerzos en eje z.

σ_x = Incremento de esfuerzos en eje x.

σ_y = Incremento de esfuerzos en eje y.

ν = Relación de Poisson

4.4.3 Asentamientos largo plazo

En este trabajo será necesario evaluar la seguridad del estado cuya carga corresponderá a largo plazo.

En el procedimiento de cálculo para la determinación de la deformación a largo plazo de un estrato de arcilla, es usual utilizar resultados de pruebas de consolidación unidimensional, practicadas sobre muestras inalteradas extraídas del estrato de suelo. (Demeneghi A. & Puebla M., 2012)

Existen ocasiones en las cuales la estimación de la compresión se acerca en forma más o menos satisfactoria a la compresión que sufre el estrato en el campo, sin embargo, otras veces ocurre que la deformación de la arcilla en el campo es menor que la deformación estimada con los resultados del ensaye de consolidación unidimensional. Skempton y Bjerrum (1957) analizaron este fenómeno y concluyeron que esta diferencia se debe a que el incremento de esfuerzo desviador *in situ* no necesariamente es similar al incremento de esfuerzo desviador en el laboratorio. Esta discrepancia hace que el incremento de presión de poro en el campo sea menor que el incremento de presión de poro en el consolidómetro, lo que a su vez da lugar a que la compresión *in situ* sea menor que la compresión en el laboratorio.

El cálculo de deformaciones a largo plazo para este trabajo será en arcillas sensitivas las cuales se forman en cuerpos de agua salada, y, por esta razón, poseen una estructura floculenta, lo que ocasiona que su comportamiento sea muy diferente a las arcillas que se producen en cuerpos de agua dulce.

La estructura floculenta da lugar a que en una arcilla sensitiva sus partículas queden unidas entre sí, y, por lo tanto, su rigidez no dependa de manera significativa de la presión vertical efectiva en el campo; es decir, su rigidez (o deformabilidad) está supeditada más al pegamento entre partículas que a la presión vertical efectiva. Por otra parte, la adhesión entre los granos es relativamente débil, lo que ocasiona que, además de la deformación por

consolidación primaria, en estos suelos se manifieste en forma notable el fenómeno de deformación por consolidación secundaria.

Cabe mencionar que las arcillas sensitivas no solo tienen su origen en cuerpos de origen marino, estas se pueden formar por otras causas. De acuerdo con Mitchell (1993), se distinguen seis diferentes fenómenos que pueden dar lugar a un suelo sensitivo: fábrica (o estructura) metaestable del suelo (por floculación de la arcilla), cementación, intemperismo, endurecimiento por tixotropía, intercambio catiónico y formación o adición de agentes dispersantes.

Por otra parte Terzaghi y Peck (1967), comentan que si una arcilla tiene un límite líquido mayor que 100% y si su contenido natural de agua a una profundidad mayor que 6 ó 9 m bajo la superficie es mayor que el límite líquido, o si presenta un alto contenido de materia orgánica, es probable que se comporte como arcilla sensitiva (a estos materiales estos autores los denominan arcillas *extrasensitivas*). Señalan que la arcilla de la ciudad de México, ciertas arcillas marinas del sureste de Canadá y de los países escandinavos, y varios suelos finos con alto contenido de sustancia orgánica, es del tipo sensitivo.

Se dice que las arcillas sensitivas exhiben diversas clases de curvas de consolidación, siendo tres de ellas típicas: (a) curvas tipo I, (b) curvas tipo II, y (c) suelos con cavidades. (Demeneghi, A., 2010).

En este trabajo se presenta un procedimiento para la predicción de las deformaciones a largo plazo de las arcillas sensitivas, que toma en cuenta su estructura floculenta, su rigidez debida al pegamento y los fenómenos de compresión por consolidación primaria y consolidación secundaria.

Una vez que se forma un estrato de arcilla sensitiva, con el tiempo se van sedimentando sobre él otros suelos. Con el incremento de carga, y con el tiempo, las partículas sufren un

asentamiento por consolidación primaria, el cual en general es de pequeña magnitud, porque los granos están unidos entre sí. Adicionalmente, las partículas del suelo se acomodan entre ellas, y debido a la naturaleza viscosa del agua que rodea a dichas partículas, éstas “resbalan” unas sobre otras, dando lugar al fenómeno de consolidación secundaria, el cual se manifiesta de manera explícita cuando ya se ha disipado el incremento de presión de poro por la aplicación de la carga (es decir, cuando ha terminado la consolidación primaria). (Demeneghi, A., 2010).

La reducción de la relación de vacíos de la arcilla hace que se incremente la conexión entre las partículas, lo que ocasiona un aumento de la rigidez de la masa de suelo. Este incremento del pegamento depende de la edad del depósito y de la magnitud de la carga aplicada. (Bjerrum, 1973).

Como ejemplo de lo anterior tenemos las arcillas de Drammen en Noruega las cuales han ganado rigidez durante 3000 años, por lo que ha soportado la presión vertical efectiva que tiene actualmente. La arcilla de la ciudad de México, a 3.5 m de profundidad, tiene una edad de 33500 años (Reséndiz *et al.*, 1970), lapso en que ha ganado rigidez por carga vertical efectiva. Aun sometida a esfuerzos cortantes de magnitud significativa, las arcillas muestran una preconsolidación aparente por el efecto de la edad (Tavenas y Leroueil, 1987).

4.4.4 Evolución de los asentamientos a largo plazo

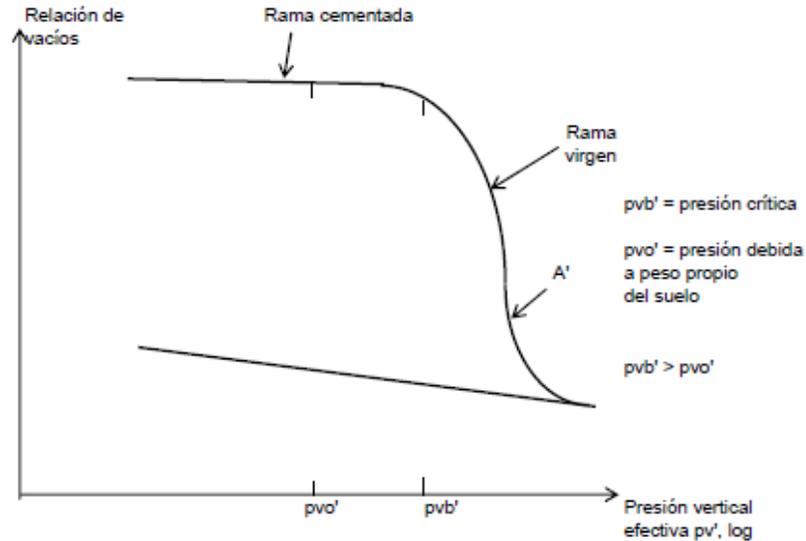
La compresión a largo plazo de una arcilla sensitiva, en la rama “cementada” de la curva de compresibilidad (figura 1), se debe a la suma de las deformaciones por consolidación primaria y por consolidación secundaria.

$$\delta_t = \delta_{Pt} + \delta_{St} \quad (11)$$

Donde:

δ_{pt} = deformación por consolidación primaria.

δ_{st} = deformación por consolidación secundaria.



Gráfica 4.2. Ejemplo ilustrativo de Curva de compresibilidad de una arcilla sensitiva.

La compresión por consolidación primaria se obtiene con la siguiente expresión.

$$\delta_p = \left(\frac{\Delta Z_0}{E_p} \right) \sigma_z \quad (12)$$

Donde:

$$E_p = \frac{1}{m_v} \quad (13)$$

m_v = es el coeficiente de compresibilidad volumétrica en consolidación primaria.

ΔZ_0 = Espesor del estrato.

σ_z = Incremento de esfuerzos con la profundidad de acuerdo con Boussinesq.

La deformación para un estrato de espesor ΔZ_0 , depende del grado o porcentaje de consolidación primaria (U), y este a su vez depende de un factor tiempo T, por lo tanto la consolidación primaria para un tiempo t es:

$$\delta_{pt} = \delta_p U \quad (14)$$



Donde:

U = grado o porcentaje de consolidación primaria

U = F (T)

$$T = \frac{C_v t}{(Az_e)^2} \quad (15)$$

Donde:

T= factor tiempo.

C_v = coeficiente de consolidación.

Az_e = espesor efectivo del estrato que se está consolidando.

La compresión por consolidación secundaria se obtiene con la siguiente expresión.

$$\delta_t = C_t \log(1 + \xi T) \quad (16)$$

Donde

$$C_t = \left(\frac{\Delta Z_0}{E_{cs}} \right) \sigma_z \quad (17)$$

$$E_{cs} = \frac{1}{m_t} \quad (18)$$

m_t = es el coeficiente de compresibilidad volumétrica en consolidación secundaria.

Es importante mencionar que en función del tipo de curva de consolidación, las propiedades de deformación C_v , ξ , E_p y E_{cs} , se logran a partir de pruebas de consolidación unidimensional practicadas en muestras inalteradas obtenidas del estrato de arcilla sensitiva.

CAPÍTULO 5. ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA CIMENTACIÓN COMPENSADA.

En este capítulo se llevara a cabo el análisis y diseño de una cimentación compensada y a su vez se verificara que cumpla con la seguridad idónea respecto a sus dos estados que son de falla y de servicio.

5.1 Planteamiento.

Se proyecta construir un edificio en el área metropolitana de la Ciudad de México, el edificio será destinado para vivienda plurifamiliar y consta de 5 niveles. La estructura estará formada por columnas y trabes de concreto armado; el área de desplante será de 176 m², la zona geotécnica del proyecto es la Zona III (lago).

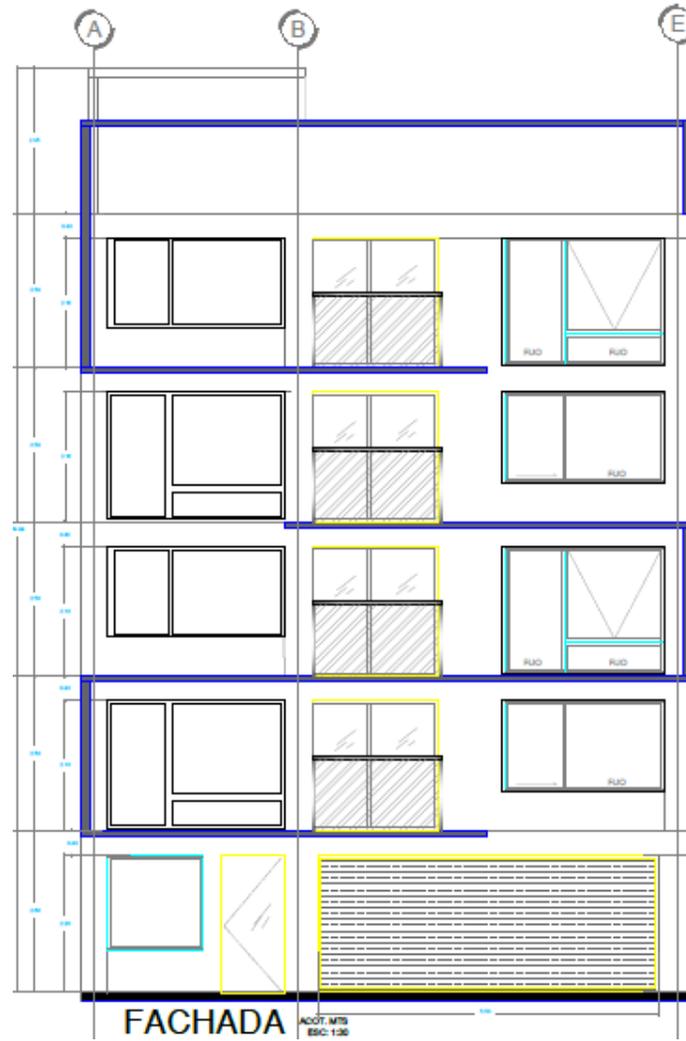


Figura 5. 1. Dibujo arquitectónico de fachada del inmueble.

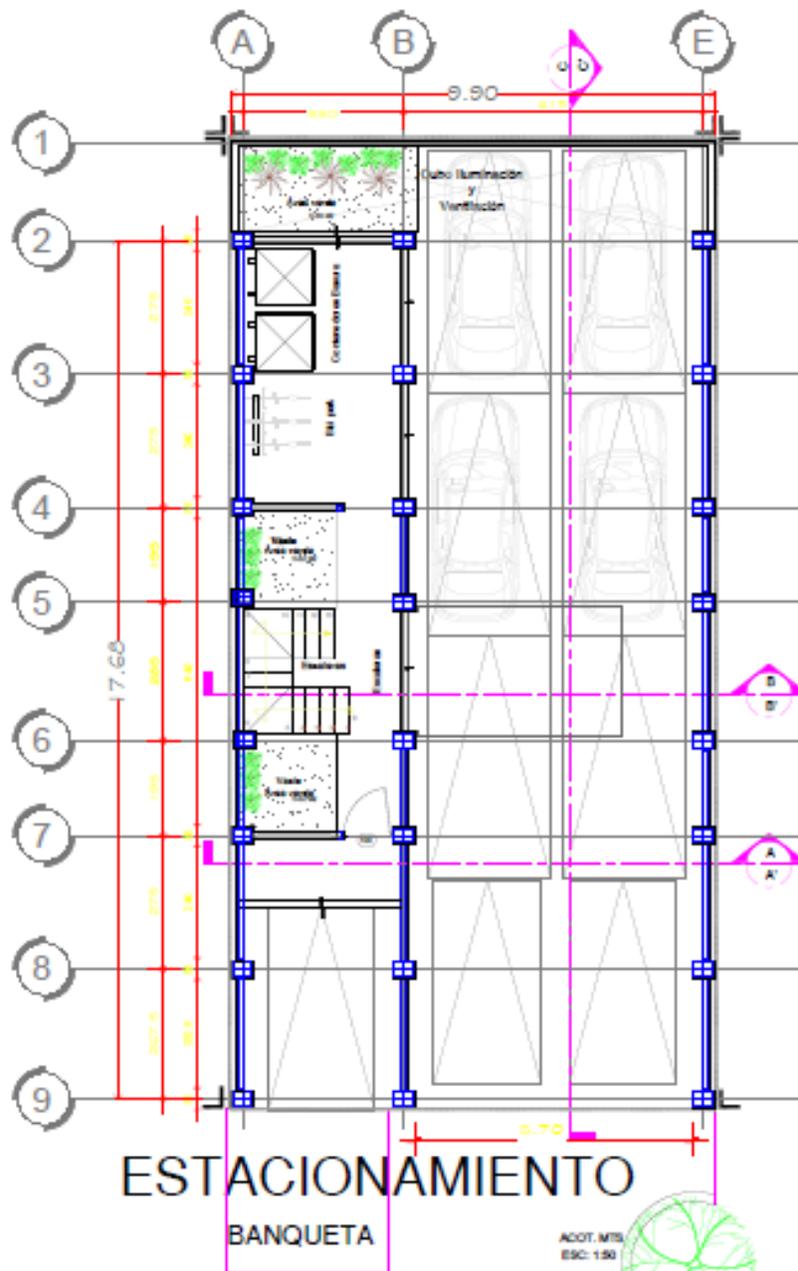


Figura 5. 2. Dibujo arquitectónico de planta del inmueble.

Para el diseño geotécnico de la cimentación y la revisión de la seguridad, se realizó una tabla con todos los parámetros obtenidos de laboratorio necesarios para el cálculo de la profundidad de desplante, además se calculó el peso unitario medio y máximo, con el fin de poder estimar las deformaciones inmediatas y largo plazo, así como también la capacidad de carga última del subsuelo.

Tabla 5.1. Peso del edificio por nivel.

| Peso por nivel del edificio | | |
|-----------------------------|------------|-------------------------|
| Nivel | w (ton) | W _m (ton) |
| CM | 357.20 | 373.43 |
| PB | 211.95 | 246.99 |
| 1 | 213.90 | 248.94 |
| 2 | 183.88 | 218.92 |
| 3 | 183.88 | 218.92 |
| 4 | 174.16 | 215.15 |
| Total | 1324.97 | 1522.35 |
| σ | 75 kPa | 86 kPa |

5.2 Solución.

5.2.1 Determinación de la profundidad de desplante.

Para el caso de una cimentación parcialmente compensada la profundidad de desplante debe cumplir lo siguiente:

$$INP = PUM - p_{vo} \leq p_{vb}' - p_{vo}'$$

Donde:

INP = Incremento Neto de Presión

PUM = Peso Unitario Medio

p_{vo} = Presión total previamente existente a la profundidad de desplante del cajón.

p_{vb}' = Presión vertical efectiva

p_{vo}' = Presión vertical efectiva inicial debida a peso propio del suelo a la profundidad z .

Si utilizamos la igualdad de la expresión anterior suponiendo que $D_f > 2m$ y tomando en cuenta que el cociente de $\frac{p_{vb}'}{p_{vo}'} = 1.5$ de acuerdo con datos de la arcilla de México y que el incremento de esfuerzo normal vertical no excederá la cantidad $(p_{vb}' - p_{vo}')$, es decir:

$$\sigma_z \leq (p_{vb}' - p_{vo}') = 1.5p_{vo}' - p_{vo}' = 0.5p_{vo}'$$

Obtendremos la profundidad de desplante como sigue:

$$75 - 16D_f = 0.5p_{vo}' = 0.5[16(2) + (D_f - 2)(16 - 9.81)]$$

$$D_f = 3.5m.$$

5.3 Estado límite de falla.

En el estado límite de falla o también conocido como capacidad de carga se verificara lo siguiente:

$$q_{ult} \leq q_R$$

Para que se cumpla esta desigualdad utilizamos las expresiones siguientes del capítulo 4 sección 4.4.1:

$$q_R = 5.14 C_u f_c F_R + P_v$$

$$f_c = 1 + 0.25 \frac{B}{L} + 0.25 \frac{D}{B}$$

Para $D/B < 2$ y $B/L < 1$. En caso de que D/B y B/L no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se tomarán iguales a 2 y 1, respectivamente. (RCDF, 2010).

El factor de resistencia, F_R , relativo a la capacidad de carga de cimentaciones determinada a partir de estimaciones analíticas o de pruebas de campo será de 0.65 de acuerdo con el nuevo reglamento de construcciones para la Ciudad de México.

El factor de carga que se aplicó para el diseño de la cimentación se tomó del RCDF (Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal) y fue de 1.4.

Dicho factor de carga se aplicara para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, se considerarán todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorables tomara con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o bien todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo. (RCDF, 2010).

También este factor se podrá utilizar para combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, se consideraran todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental de cada combinación. (RCDF, 2010).

5.3.1 Capacidad de carga con primera combinación de acciones.

En esta combinación se encuentran las acciones permanentes más las acciones variables, incluyendo carga viva. Para la revisión del estado límite de falla, se considerará la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con intensidad instantánea. Entre las acciones permanentes se incluirán el peso propio de los elementos estructurales de la cimentación, los efectos del hundimiento regional sobre la cimentación, el peso de los rellenos y lastres que graviten sobre elementos de la subestructura, incluyendo el agua en su caso, los empujes laterales sobre dichos elementos y toda acción que genere sobre la propia cimentación o en su vecindad.

Partiendo de lo anterior se procede al cálculo del estado límite de falla como se muestra a continuación.

$$q_{ult} = \frac{\sum Q F_c}{A} = (\sum Q/A) F_c$$

Donde:

$\left(\frac{\sum Q}{A}\right)$ = Peso unitario máximo de la estructura.

F_c = Factor de carga que para este caso es 1.4 de acuerdo al reglamento de construcciones de la ciudad de México.

$$q_{ult} = 86(1.4) = 120.4 \text{ kPa}$$

Encontramos un promedio ponderado de la cohesión que es de 34.73 kPa

Reemplazando en las ecuaciones (3), (2), del capítulo anterior tenemos lo siguiente:

$$f_c = 1 + 0.25\left(\frac{10}{17.68}\right) + 0.25\left(\frac{3.5}{10}\right) = 1.228$$

Como se menciona anteriormente se usara un $F_R = 0.65$, por lo que tenemos lo siguiente:

$$q_R = 5.14 (34.73)(1.228)(0.65) + 3.5(16.08) = 198.76 \text{ kPa}$$

Por lo tanto:

$$q_{ult} = 120.4 \text{ kPa} \leq q_R = 198.76 \text{ kPa} \text{ Cumple}$$

5.3.2 Capacidad de carga con segunda combinación de acciones

Para este tipo de combinación se incluyen acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales (viento o sismo). Con este tipo de combinación se revisaran los estados límites de falla y de servicio asociados a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental.

Por lo anterior procedemos al cálculo del estado límite de falla tomando en cuenta este tipo de combinación de acciones.

El peso total de edificio es

$$\Sigma Q = 86(10)(17.7) = 15222 \text{ kN}$$

La fuerza sísmica es igual a:

$$S = (0.40/2)(15222) = 3044.4 \text{ kN}$$

El valor de 0.40 se tomó de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño Por Sismo, Capítulo 3 Espectros de Diseño Sísmico, Tabla 3.1, zona III_b del RCDF (2010). Y el valor de 2 se tomó de las mismas Normas Técnicas Complementarias para Diseño Por Sismo, Capítulo 5 Factor de Comportamiento Sísmico, inciso 5.3 Requisitos para Q=2.

Continuando con el cálculo consideramos que la altura del centro de gravedad del inmueble es:

$$h_{CG} = [5(3)](2/3) = 10 \text{ m}$$

El momento sísmico es:

$$M_y = 3044.4(10) = 30444 \text{ kN.m}$$

$$M_x = 0.3(30444) = 9133.20 \text{ kN.m}$$

El momento sísmico en dirección “x” se obtiene del 30 % del momento en dirección “y” de acuerdo con el RCDF (2010).

Las excentricidades en ambas direcciones son:

$$e_x = \frac{M_y}{\Sigma Q} = \frac{30444}{15222} = 2 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{M_x}{\Sigma Q} = \frac{9133.20}{152222} = 0.59 \text{ m}$$

$$B' = B - 2e_x = 10 - 2(2) = 6 \text{ m}$$

$$L' = L - 2e_y = 17.68 - 2(0.59) = 16.50 \text{ m}$$

$$f_c = 1 + 0.25\left(\frac{6}{16.50}\right) + 0.25\left(\frac{3.5}{6}\right) = 1.23$$

Usaremos un $F_R = 0.65$

$$q_R = 5.14 (34.73)(1.23)(0.65) + 3.5(16.08) = 199 \text{ kPa}$$

$$q_{ult} = \left[\frac{\Sigma Q}{(B' * L')} \right] 1.1 = \left[\frac{152222}{(6 * 16.50)} \right] 1.1 = 169.13 \text{ kPa}$$

Por lo tanto

$$q_{ult} = 169.13 \text{ kPa} \leq q_R = 199 \text{ kPa} \text{ Cumple}$$

5.4 Estado límite de servicio.

5.4.1 Cálculo de la expansión inmediata.

Para el cálculo de la expansión inmediata es necesario tomar en cuenta la profundidad de desplante y el peso volumétrico del material y con ello se calculara el alivio de esfuerzos que se generara, ó también conocido como “q” de excavación

$$q_{exc} = 16(3.5) = 56 \text{ kPa}$$

Una vez calculado la q_{exc} procedemos al cálculo del incremento de esfuerzos con la profundidad utilizando las ecuaciones de Boussinesq mencionadas en el capítulo anterior.

El resultado de este cálculo se muestra en la tabla siguiente.

Tabla 5.2. Cálculo de incremento de esfuerzos por Boussinesq, para expansión.

| Cálculo de incrementos de esfuerzos normales verticales para un cimiento de planta rectangular de 10 x 17.68 m | | | | | | | | | | | | | |
|--|------|------|----|---------|------|---------|---------|--------|--------|--------|---------|-------|-----|
| x | y | z | q | B | v | σz | 4σz | σx | 4σx | σy | 4σy | zm | Df |
| 5 | 8.84 | -2 | 56 | 10.3511 | 0.33 | -13.647 | -54.589 | 24.153 | 96.612 | 28.159 | 112.636 | 1.5 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | -1.4 | 56 | 10.2521 | 0.33 | -13.868 | -55.474 | 23.072 | 92.288 | 26.520 | 106.082 | 2.1 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | -0.8 | 56 | 10.1875 | 0.33 | -13.974 | -55.896 | 21.920 | 87.678 | 24.657 | 98.629 | 2.7 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 0.4 | 56 | 10.1639 | 0.33 | 13.997 | 55.987 | 9.995 | 39.979 | 11.074 | 44.296 | 3.9 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 1.45 | 56 | 10.259 | 0.33 | 13.855 | 55.419 | 7.955 | 31.818 | 7.734 | 30.936 | 4.95 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 1.85 | 56 | 10.3232 | 0.33 | 13.714 | 54.857 | 7.229 | 28.916 | 6.627 | 26.509 | 5.35 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 2.4 | 56 | 10.4358 | 0.33 | 13.430 | 53.721 | 6.296 | 25.182 | 5.292 | 21.168 | 5.9 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 3 | 56 | 10.5899 | 0.33 | 13.008 | 52.034 | 5.372 | 21.487 | 4.085 | 16.339 | 6.5 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 4.95 | 56 | 11.2981 | 0.33 | 11.129 | 44.516 | 3.077 | 12.306 | 1.651 | 6.602 | 8.45 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 6.85 | 56 | 12.2502 | 0.33 | 9.145 | 36.580 | 1.722 | 6.888 | 0.627 | 2.506 | 10.35 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 7.4 | 56 | 12.566 | 0.33 | 8.609 | 34.435 | 1.450 | 5.800 | 0.461 | 1.842 | 10.9 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 9.2 | 56 | 13.7035 | 0.33 | 7.042 | 28.169 | 0.819 | 3.276 | 0.133 | 0.532 | 12.7 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 11 | 56 | 14.9715 | 0.33 | 5.773 | 23.091 | 0.455 | 1.821 | -0.012 | 0.000 | 14.5 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 12.3 | 56 | 15.951 | 0.33 | 5.022 | 20.088 | 0.293 | 1.172 | -0.062 | 0.000 | 15.8 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 13.6 | 56 | 16.9737 | 0.33 | 4.389 | 17.557 | 0.184 | 0.734 | -0.088 | 0.000 | 17.1 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 14.5 | 56 | 17.703 | 0.33 | 4.010 | 16.041 | 0.129 | 0.518 | -0.097 | 0.000 | 18 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 15.4 | 56 | 18.4474 | 0.33 | 3.673 | 14.692 | 0.088 | 0.352 | -0.102 | 0.000 | 18.9 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 16.3 | 56 | 19.2051 | 0.33 | 3.373 | 13.491 | 0.056 | 0.225 | -0.104 | 0.000 | 19.8 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 17.2 | 56 | 19.9746 | 0.33 | 3.105 | 12.419 | 0.032 | 0.128 | -0.103 | 0.000 | 20.7 | 3.5 |

Una vez obtenido el incremento de esfuerzos con la profundidad utilizando la q_{exc} y con los parámetros obtenidos de laboratorio de la tabla siguiente, se procede al cálculo de la expansión utilizando la expresión derivada de la ley de Hooke mencionada en la capítulo anterior.

Tabla 5.3. Parámetros obtenidos del suelo en laboratorio, para cálculo de expansión.

| Descripción | Estrato | profundidad | | espesores | ΔZe | cohesión | N | γ | Ee |
|-----------------------------|---------|-------------|----------|-----------|-----|----------|--------|-------|----------|
| | | m | m | | | | | | |
| | | superior | inferior | | cm | Kpa | golpes | kN/m3 | kPa |
| Relleno | 1 | 0 | 1.2 | 1.2 | | 5 | 14 | 15.51 | 12825.40 |
| Arcilla café oscuro | 2 | 1.2 | 1.8 | 0.6 | | 6 | 10 | 15.05 | 12825.40 |
| Limo arcilloso café oscuro | 3 | 1.8 | 2.4 | 0.6 | | 6.4 | 4.0 | 16.08 | 12825.40 |
| Limo arenoso gris claro | 4 | 2.4 | 3 | 0.6 | | 7.0 | 13.0 | 16.37 | 13093.57 |
| Limo café oscuro, con arena | 5 | 3 | 4.8 | 1.8 | 90 | 9.1 | 4.0 | 15.22 | 12691.32 |
| Limo arcilloso gris verdoso | 6 | 4.8 | 5.1 | 0.3 | 15 | 9.4 | ---- | 14.10 | 12610.87 |
| Limo arcilloso gris verdoso | 7 | 5.1 | 5.6 | 0.5 | 25 | 10 | ---- | 12.41 | 12812.00 |
| Arcilla gris verdoso | 8 | 5.6 | 6.2 | 0.6 | 30 | 12 | 2 | 12.46 | 11605.23 |
| Arcilla gris verdoso | 9 | 6.2 | 6.8 | 0.6 | 30 | 14 | 1 | 14.45 | 10398.46 |
| Arcilla café verdoso | 10 | 6.8 | 10.1 | 3.3 | 165 | 24 | 1 | 11.33 | 3761.23 |
| Arcilla verde rojizo | 11 | 10.1 | 10.6 | 0.5 | 25 | 25 | ---- | 11.38 | 2755.59 |
| Arcilla verde rojizo | 12 | 10.6 | 11.2 | 0.6 | 30 | 29 | 2 | 11.63 | 3389.82 |
| Arcilla gris verdoso | 13 | 11.2 | 14.2 | 3 | 150 | 46 | 2 | 11.52 | 6560.99 |
| Arcilla gris verdoso | 14 | 14.2 | 14.8 | 0.6 | 30 | 50 | 5 | 12.13 | 7195.22 |
| Arcilla café rojizo | 15 | 14.8 | 16.8 | 2 | 100 | 62 | 1 | 12.82 | 9309.33 |
| Arcilla café rojizo | 16 | 16.8 | 17.4 | 0.6 | 30 | 64 | 9 | 12.58 | 9943.56 |
| Arcilla café rojizo | 17 | 17.4 | 18.6 | 1.2 | 60 | 68 | 30 | 12.29 | 11212.02 |
| Arcilla gris verdoso | 18 | 18.6 | 19.2 | 0.6 | 30 | 69 | 13 | 14.11 | 11846.25 |
| Arcilla gris verdoso | 19 | 19.2 | 20.4 | 1.2 | 60 | 73 | 10 | 12.46 | 13114.70 |
| Limo gris verdoso | 20 | 20.4 | 21 | 0.6 | 30 | 75 | 11 | 16.30 | 13748.93 |

$$\delta_{ze} = \frac{1.8}{12691.32} [55.98 - 0.33(39.97 + 44.29)] = 0.00400m$$

Procediendo en forma análoga con los demás estratos, obtenemos los siguientes resultados de la expansión.

Tabla 5.4. Análisis y Resultado de expansión.

| Descripción | Estrato | profundidad | | espesores | | ΔZe cm | δze |
|-----------------------------|---------|---------------|---------------|-----------|-----|-------------------|-------------|
| | | m superior | m inferior | m | m | | |
| Relleno | 1 | 0 | 1.2 | 1.2 | | | |
| Arcilla café oscuro | 2 | 1.2 | 1.8 | 0.6 | | | |
| Limo arcilloso café oscuro | 3 | 1.8 | 2.4 | 0.6 | | | |
| Limo arenoso gris claro | 4 | 2.4 | 3 | 0.6 | | | |
| Limo café oscuro, con arena | 5 | 3 | 4.8 | 1.8 | 90 | 0.00400 | |
| Limo arcilloso gris verdoso | 6 | 4.8 | 5.1 | 0.3 | 15 | 0.00083 | |
| Limo arcilloso gris verdoso | 7 | 5.1 | 5.6 | 0.5 | 25 | 0.00143 | |
| Arcilla gris verdoso | 8 | 5.6 | 6.2 | 0.6 | 30 | 0.00199 | |
| Arcilla gris verdoso | 9 | 6.2 | 6.8 | 0.6 | 30 | 0.00228 | |
| Arcilla café verdoso | 10 | 6.8 | 10.1 | 3.3 | 165 | 0.03358 | |
| Arcilla verde rojizo | 11 | 10.1 | 10.6 | 0.5 | 25 | 0.00607 | |
| Arcilla verde rojizo | 12 | 10.6 | 11.2 | 0.6 | 30 | 0.00565 | |
| Arcilla gris verdoso | 13 | 11.2 | 14.2 | 3 | 150 | 0.01231 | |
| Arcilla gris verdoso | 14 | 14.2 | 14.8 | 0.6 | 30 | 0.00188 | |
| Arcilla café rojizo | 15 | 14.8 | 16.8 | 2 | 100 | 0.00423 | |
| Arcilla café rojizo | 16 | 16.8 | 17.4 | 0.6 | 30 | 0.00104 | |
| Arcilla café rojizo | 17 | 17.4 | 18.6 | 1.2 | 60 | 0.00170 | |
| Arcilla gris verdoso | 18 | 18.6 | 19.2 | 0.6 | 30 | 0.00074 | |
| Arcilla gris verdoso | 19 | 19.2 | 20.4 | 1.2 | 60 | 0.00123 | |
| Limo gris verdoso | 20 | 20.4 | 21 | 0.6 | 30 | 0.00054 | |
| | | | | | | | 0.07949 |

Con lo anterior se puede decir que debido a la excavación, ocurre una expansión inmediata del fondo del corte de 7.9 cm.

5.4.2 Cálculo del asentamiento inmediato.

El incremento neto de presión para el asentamiento inmediato se calcula tomando en cuenta el peso unitario máximo de la estructura y la q_{exc} como se muestra a continuación.

$$INP = 86 - 56 = 30 \text{ kPa}$$

Una vez obtenido INP procedemos al cálculo del incremento de esfuerzos con la profundidad, dando los resultados de la tabla siguiente.

Tabla 5.5 Cálculo de incremento de esfuerzos por Boussinesq, para asentamiento inmediato.

| Cálculo de incrementos de esfuerzos normales verticales para un cimiento de planta rectangular de 10 x 17.68 m | | | | | | | | | | | | | |
|--|------|------|----|-----------|------|------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|-------|-----|
| x | y | z | q | B | v | σ_z | $4\sigma_z$ | σ_x | $4\sigma_x$ | σ_y | $4\sigma_y$ | zm | Df |
| 5 | 8.84 | -2 | 30 | 10.351 | 0.33 | -7.311 | -29.244 | 12.939 | 51.756 | 15.085 | 60.341 | 1.5 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | -1.4 | 30 | 10.252 | 0.33 | -7.430 | -29.718 | 12.360 | 49.440 | 14.207 | 56.829 | 2.1 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | -0.8 | 30 | 10.188 | 0.33 | -7.486 | -29.944 | 11.743 | 46.971 | 13.209 | 52.837 | 2.7 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 0.4 | 30 | 10.164 | 0.33 | 7.498 | 29.993 | 5.354 | 21.418 | 5.932 | 23.730 | 3.9 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 1.45 | 30 | 10.259 | 0.33 | 7.422 | 29.689 | 4.261 | 17.046 | 4.143 | 16.573 | 4.95 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 1.85 | 30 | 10.323 | 0.33 | 7.347 | 29.388 | 3.873 | 15.491 | 3.550 | 14.201 | 5.35 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 2.4 | 30 | 10.436 | 0.33 | 7.195 | 28.779 | 3.373 | 13.490 | 2.835 | 11.340 | 5.9 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 3 | 30 | 10.590 | 0.33 | 6.969 | 27.875 | 2.878 | 11.511 | 2.188 | 8.753 | 6.5 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 4.95 | 30 | 11.298 | 0.33 | 5.962 | 23.848 | 1.648 | 6.593 | 0.884 | 3.537 | 8.45 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 6.85 | 30 | 12.250 | 0.33 | 4.899 | 19.596 | 0.923 | 3.690 | 0.336 | 1.343 | 10.35 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 7.4 | 30 | 12.566 | 0.33 | 4.612 | 18.447 | 0.777 | 3.107 | 0.247 | 0.987 | 10.9 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 9.2 | 30 | 13.703 | 0.33 | 3.773 | 15.091 | 0.439 | 1.755 | 0.071 | 0.285 | 12.7 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 11 | 30 | 14.971 | 0.33 | 3.093 | 12.370 | 0.244 | 0.976 | -0.006 | 0 | 14.5 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 12.3 | 30 | 15.951 | 0.33 | 2.690 | 10.761 | 0.157 | 0.628 | -0.033 | 0 | 15.8 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 13.6 | 30 | 16.974 | 0.33 | 2.351 | 9.405 | 0.098 | 0.393 | -0.047 | 0 | 17.1 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 14.5 | 30 | 17.703 | 0.33 | 2.148 | 8.593 | 0.069 | 0.277 | -0.052 | 0 | 18 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 15.4 | 30 | 18.447 | 0.33 | 1.968 | 7.871 | 0.047 | 0.189 | -0.055 | 0 | 18.9 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 16.3 | 30 | 19.205 | 0.33 | 1.807 | 7.227 | 0.030 | 0.121 | -0.056 | 0 | 19.8 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 17.2 | 30 | 19.974624 | 0.33 | 1.663 | 6.653 | 0.017 | 0.069 | -0.055 | 0 | 20.7 | 3.5 |

De manera similar al cálculo de expansiones, para conocer el asentamiento inmediato hacemos uso de la ley de Hooke, y utilizamos los parámetros mencionados en la tabla siguiente, junto con el módulo de elasticidad en condiciones no drenadas.

Tabla 5.6. Parámetros obtenidos del suelo en laboratorio, para cálculo de asentamiento inmediato.

| Descripción | Estrato | profundidad | | espesores | Δz_e | cohesión | N | ν | Eu |
|-----------------------------|---------|-------------|------------|-----------|--------------|----------|------|-------|---------|
| | | m superior | m inferior | | | | | | |
| Relleno | 1 | 0 | 1.2 | 1.2 | | 5 | 14 | 15.51 | 8815.19 |
| Arcilla café oscuro | 2 | 1.2 | 1.8 | 0.6 | | 6 | 10 | 15.05 | 8815.19 |
| Limo arcilloso café oscuro | 3 | 1.8 | 2.4 | 0.6 | | 6.4 | 4.0 | 16.08 | 8815.19 |
| Limo arenoso gris claro | 4 | 2.4 | 3 | 0.6 | | 7.0 | 13.0 | 16.37 | 8992.58 |
| Limo café oscuro, con arena | 5 | 3 | 4.8 | 1.8 | 90 | 9.1 | 4.0 | 15.22 | 8726.49 |
| Limo arcilloso gris verdoso | 6 | 4.8 | 5.1 | 0.3 | 15 | 9.4 | ---- | 14.10 | 8673.28 |
| Limo arcilloso gris verdoso | 7 | 5.1 | 5.6 | 0.5 | 25 | 10 | ---- | 12.41 | 8806.32 |
| Arcilla gris verdoso | 8 | 5.6 | 6.2 | 0.6 | 30 | 12 | 2 | 12.46 | 8008.06 |
| Arcilla gris verdoso | 9 | 6.2 | 6.8 | 0.6 | 30 | 14 | 1 | 14.45 | 7209.80 |
| Arcilla café verdoso | 10 | 6.8 | 10.1 | 3.3 | 165 | 24 | 1 | 11.33 | 2819.36 |
| Arcilla verde rojizo | 11 | 10.1 | 10.6 | 0.5 | 25 | 25 | ---- | 11.38 | 2154.14 |
| Arcilla verde rojizo | 12 | 10.6 | 11.2 | 0.6 | 30 | 29 | 2 | 11.63 | 2537.66 |
| Arcilla gris verdoso | 13 | 11.2 | 14.2 | 3 | 150 | 46 | 2 | 11.52 | 4455.30 |
| Arcilla gris verdoso | 14 | 14.2 | 14.8 | 0.6 | 30 | 50 | 5 | 12.13 | 4838.82 |
| Arcilla café rojizo | 15 | 14.8 | 16.8 | 2 | 100 | 62 | 1 | 12.82 | 6117.25 |
| Arcilla café rojizo | 16 | 16.8 | 17.4 | 0.6 | 30 | 64 | 9 | 12.58 | 6500.78 |
| Arcilla café rojizo | 17 | 17.4 | 18.6 | 1.2 | 60 | 68 | 30 | 12.29 | 7267.85 |
| Arcilla gris verdoso | 18 | 18.6 | 19.2 | 0.6 | 30 | 69 | 13 | 14.11 | 7651.38 |
| Arcilla gris verdoso | 19 | 19.2 | 20.4 | 1.2 | 60 | 73 | 10 | 12.46 | 8418.45 |
| Limo gris verdoso | 20 | 20.4 | 21 | 0.6 | 30 | 75 | 11 | 16.30 | 8801.98 |

Reemplazando en la ecuación 9 del capítulo anterior se obtiene el resultado siguiente.

$$\delta_{zu} = \frac{1.8}{8726.49} [29.99 - 0.33(21.41 + 23.73)] = 0.00311m$$

Procediendo en forma análoga con los demás estratos, obtenemos los siguientes resultados.

Tabla 5.7 Análisis y Resultado de asentamiento inmediato.

| Descripción | Estrato | profundidad | | espesores | ΔZe | δu |
|-----------------------------|---------|-------------|----------|-----------|-------------|------------|
| | | m | | | | |
| | | superior | inferior | | | |
| Relleno | 1 | 0 | 1.2 | 1.2 | | |
| Arcilla café oscuro | 2 | 1.2 | 1.8 | 0.6 | | |
| Limo arcilloso café oscuro | 3 | 1.8 | 2.4 | 0.6 | | |
| Limo arenoso gris claro | 4 | 2.4 | 3 | 0.6 | | |
| Limo café oscuro, con arena | 5 | 3 | 4.8 | 1.8 | 90 | 0.00311 |
| Limo arcilloso gris verdoso | 6 | 4.8 | 5.1 | 0.3 | 15 | 0.00064 |
| Limo arcilloso gris verdoso | 7 | 5.1 | 5.6 | 0.5 | 25 | 0.00111 |
| Arcilla gris verdoso | 8 | 5.6 | 6.2 | 0.6 | 30 | 0.00154 |
| Arcilla gris verdoso | 9 | 6.2 | 6.8 | 0.6 | 30 | 0.00176 |
| Arcilla café verdoso | 10 | 6.8 | 10.1 | 3.3 | 165 | 0.02400 |
| Arcilla verde rojizo | 11 | 10.1 | 10.6 | 0.5 | 25 | 0.00416 |
| Arcilla verde rojizo | 12 | 10.6 | 11.2 | 0.6 | 30 | 0.00404 |
| Arcilla gris verdoso | 13 | 11.2 | 14.2 | 3 | 150 | 0.00971 |
| Arcilla gris verdoso | 14 | 14.2 | 14.8 | 0.6 | 30 | 0.00149 |
| Arcilla café rojizo | 15 | 14.8 | 16.8 | 2 | 100 | 0.00345 |
| Arcilla café rojizo | 16 | 16.8 | 17.4 | 0.6 | 30 | 0.00086 |
| Arcilla café rojizo | 17 | 17.4 | 18.6 | 1.2 | 60 | 0.00140 |
| Arcilla gris verdoso | 18 | 18.6 | 19.2 | 0.6 | 30 | 0.00061 |
| Arcilla gris verdoso | 19 | 19.2 | 20.4 | 1.2 | 60 | 0.00102 |
| Limo gris verdoso | 20 | 20.4 | 21 | 0.6 | 30 | 0.00045 |
| | | | | | | 0.05938 |

Con lo anterior se dice que debido a un incremento neto de presión de 30 kPa, la cimentación sufre un asentamiento inmediato de 5.93 cm.

5.4.3 Cálculo del asentamiento diferido.

Para el cálculo de dicho asentamiento es necesario obtener el incremento neto de presión para condiciones a largo plazo, el cual se calcula tomando el peso unitario medio de la estructura menos la “q” de excavación como se muestra a continuación.

$$INP = 75 - 56 = 19 \text{ kPa}$$

Una vez calculado el *INP* procedemos al cálculo del incremento de esfuerzos con la profundidad utilizando las ecuaciones de Boussinesq mencionadas en el capítulo anterior. El resultado de este cálculo se muestra en la tabla siguiente.

Tabla 5.8. Cálculo de incremento de esfuerzos por Boussinesq, para asentamiento inmediato.

| Calculo de incrementos de esfuerzos normales verticales para un cimiento de planta rectangular de 10 x 17.68 m | | | | | | | | | | | | | |
|--|------|------|----|--------|------|------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|-------|-----|
| x | y | z | q | B | v | σ_z | $4\sigma_z$ | σ_x | $4\sigma_x$ | σ_y | $4\sigma_y$ | zm | Df |
| 5 | 8.84 | -2 | 19 | 10.351 | 0.33 | -4.630 | -18.521 | 8.195 | 32.779 | 9.554 | 38.216 | 1.5 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | -1.4 | 19 | 10.252 | 0.33 | -4.705 | -18.822 | 7.828 | 31.312 | 8.998 | 35.992 | 2.1 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | -0.8 | 19 | 10.188 | 0.33 | -4.741 | -18.965 | 7.437 | 29.748 | 8.366 | 33.463 | 2.7 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 0.4 | 19 | 10.164 | 0.33 | 4.749 | 18.995 | 3.391 | 13.564 | 3.757 | 15.029 | 3.9 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 1.45 | 19 | 10.259 | 0.33 | 4.701 | 18.803 | 2.699 | 10.796 | 2.624 | 10.496 | 4.95 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 1.85 | 19 | 10.323 | 0.33 | 4.653 | 18.612 | 2.453 | 9.811 | 2.249 | 8.994 | 5.35 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 2.4 | 19 | 10.436 | 0.33 | 4.557 | 18.227 | 2.136 | 8.544 | 1.796 | 7.182 | 5.9 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 3 | 19 | 10.59 | 0.33 | 4.414 | 17.654 | 1.823 | 7.290 | 1.386 | 5.544 | 6.5 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 4.95 | 19 | 11.298 | 0.33 | 3.776 | 15.104 | 1.044 | 4.175 | 0.560 | 2.240 | 8.45 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 6.85 | 19 | 12.25 | 0.33 | 3.103 | 12.411 | 0.584 | 2.337 | 0.213 | 0.850 | 10.35 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 7.4 | 19 | 12.566 | 0.33 | 2.921 | 11.683 | 0.492 | 1.968 | 0.156 | 0.625 | 10.9 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 9.2 | 19 | 13.703 | 0.33 | 2.389 | 9.557 | 0.278 | 1.111 | 0.045 | 0.181 | 12.7 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 11 | 19 | 14.971 | 0.33 | 1.959 | 7.835 | 0.154 | 0.618 | -0.004 | 0.000 | 14.5 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 12.3 | 19 | 15.951 | 0.33 | 1.704 | 6.816 | 0.099 | 0.398 | -0.021 | 0.000 | 15.8 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 13.6 | 19 | 16.974 | 0.33 | 1.489 | 5.957 | 0.062 | 0.249 | -0.030 | 0.000 | 17.1 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 14.5 | 19 | 17.703 | 0.33 | 1.361 | 5.442 | 0.044 | 0.176 | -0.033 | 0.000 | 18 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 15.4 | 19 | 18.447 | 0.33 | 1.246 | 4.985 | 0.030 | 0.119 | -0.035 | 0.000 | 18.9 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 16.3 | 19 | 19.205 | 0.33 | 1.144 | 4.577 | 0.019 | 0.076 | -0.035 | 0.000 | 19.8 | 3.5 |
| 5 | 8.84 | 17.2 | 19 | 19.975 | 0.33 | 1.053 | 4.214 | 0.011 | 0.043 | -0.035 | 0.000 | 20.7 | 3.5 |

Para proceder al cálculo se emplean las siguientes ecuaciones:

Deformación por consolidación primaria

$$\delta_{pt} = \delta_p U \quad (14)$$

Donde

$$\delta_p = \left(\frac{\Delta Z_0}{E_p} \right) \sigma_z \quad (12)$$

U= es el grado de consolidación

Deformación por consolidación secundaria

$$\delta_t = C_t \log(1 + \xi T) \quad (16)$$

Donde:

$$C_t = \left(\frac{\Delta Z_0}{E_{cs}} \right) \sigma_z \quad (17)$$

$$T = \frac{C_v t}{(A z_e)^2} \quad (15)$$

Con las ecuaciones anteriores y con los parámetros obtenidos en la tabla siguiente se procede el cálculo.

Tabla 5.9. Parámetros obtenidos del suelo en laboratorio, para cálculo de asentamiento inmediato.

| Descripción | Estrato | profundidad | | espesores | ΔZ_e | cohesión | N | γ | Eu | Ee | cv | Ep | Ecs | ξ | |
|-----------------------------|---------|-------------|------------|-----------|--------------|----------|------|----------|---------|----------|--------|---------|----------|-------|--|
| | | m superior | m inferior | | | | | | | | | | | | |
| Relleno | 1 | 0 | 1.2 | 1.2 | | 5 | 14 | 15.51 | 8815.19 | 12825.40 | | | | | |
| Arcilla café oscuro | 2 | 1.2 | 1.8 | 0.6 | | 6 | 10 | 15.05 | 8815.19 | 12825.40 | | | | | |
| Limo arcilloso café oscuro | 3 | 1.8 | 2.4 | 0.6 | | 6.4 | 4.0 | 16.08 | 8815.19 | 12825.40 | | | | | |
| Limo arenoso gris claro | 4 | 2.4 | 3 | 0.6 | | 7.0 | 13.0 | 16.37 | 8992.58 | 13093.57 | | | | | |
| Limo café oscuro, con arena | 5 | 3 | 4.8 | 1.8 | 90 | 9.1 | 4.0 | 15.22 | 8726.49 | 12691.32 | 0.0034 | 6888.00 | 12100.00 | 5 | |
| Limo arcilloso gris verdoso | 6 | 4.8 | 5.1 | 0.3 | 15 | 9.4 | ---- | 14.10 | 8673.28 | 12610.87 | 0.0035 | 6909.30 | 12281.95 | 5 | |
| Limo arcilloso gris verdoso | 7 | 5.1 | 5.6 | 0.5 | 25 | 10 | ---- | 12.41 | 8806.32 | 12812.00 | 0.0033 | 6921.37 | 12385.06 | 5 | |
| Arcilla gris verdoso | 8 | 5.6 | 6.2 | 0.6 | 30 | 12 | 2 | 12.46 | 8008.06 | 11605.23 | 0.0032 | 6934.41 | 12496.41 | 5 | |
| Arcilla gris verdoso | 9 | 6.2 | 6.8 | 0.6 | 30 | 14 | 1 | 14.45 | 7209.80 | 10398.46 | 0.0034 | 6945.88 | 12594.40 | 5 | |
| Arcilla café verdoso | 10 | 6.8 | 10.1 | 3.3 | 165 | 24 | 1 | 11.33 | 2819.36 | 3761.23 | 0.0031 | 6983.39 | 12914.86 | 5 | |
| Arcilla verde rojizo | 11 | 10.1 | 10.6 | 0.5 | 25 | 25 | ---- | 11.38 | 2154.14 | 2755.59 | 0.0036 | 6988.35 | 12957.21 | 5 | |
| Arcilla verde rojizo | 12 | 10.6 | 11.2 | 0.6 | 30 | 29 | 2 | 11.63 | 2537.66 | 3389.82 | 0.0032 | 6992.38 | 12991.64 | 5 | |
| Arcilla gris verdoso | 13 | 11.2 | 14.2 | 3 | 150 | 46 | 2 | 11.52 | 4455.30 | 6560.99 | 0.0033 | 7010.58 | 13147.14 | 5 | |
| Arcilla gris verdoso | 14 | 14.2 | 14.8 | 0.6 | 30 | 50 | 5 | 12.13 | 4838.82 | 7195.22 | 0.0034 | 7013.23 | 13169.76 | 5 | |
| Arcilla café rojizo | 15 | 14.8 | 16.8 | 2 | 100 | 62 | 1 | 12.82 | 6117.25 | 9309.33 | 0.0032 | 7020.85 | 13234.87 | 5 | |
| Arcilla café rojizo | 16 | 16.8 | 17.4 | 0.6 | 30 | 64 | 9 | 12.58 | 6500.78 | 9943.56 | 0.0031 | 7022.38 | 13247.89 | 5 | |
| Arcilla café rojizo | 17 | 17.4 | 18.6 | 1.2 | 60 | 68 | 30 | 12.29 | 7267.85 | 11212.02 | 0.0037 | 7024.92 | 13269.59 | 5 | |
| Arcilla gris verdoso | 18 | 18.6 | 19.2 | 0.6 | 30 | 69 | 13 | 14.11 | 7651.38 | 11846.25 | 0.0039 | 7024.75 | 13268.19 | 5 | |
| Arcilla gris verdoso | 19 | 19.2 | 20.4 | 1.2 | 60 | 73 | 10 | 12.46 | 8418.45 | 13114.70 | 0.0034 | 7024.43 | 13265.39 | 5 | |
| Limo gris verdoso | 20 | 20.4 | 21 | 0.6 | 30 | 75 | 11 | 16.30 | 8801.98 | 13748.93 | 0.0036 | 7030.00 | 13313.00 | 5 | |

Reemplazando en las ecuaciones anteriores tenemos:

$$\delta_p = \left(\frac{1.8}{6888} \right) 18.995 = 0.004964 \text{ m}$$

$$C_t = \left(\frac{1.8}{12100} \right) 18.995 = 0.002826 \text{ m}$$

Calculamos el asentamiento para $t = 50$ años

$$t = 365.25 * 86400 * 50 = 1.57788 * 10^9 \text{ s}$$

$$T = \frac{(0.0034)(1.57788 * 10^9)}{(90)^2} = 658.42 > 2$$

Por lo tanto, ya se completó la consolidación primaria y $U = 100\% = 1$. Sustituimos en las ecuaciones 14, 16 y 11.

$$\delta_{pt} = (0.004964)(1) = 0.004964 \text{ m}$$

$$\delta_t = 0.002826 \log[1 + 5(658.42)] = 0.009940 \text{ m}$$

$$\delta_t = 0.004964 + 0.009940 = 0.014904 \text{ m}$$

Procediendo de forma similar para los demás estratos se obtiene lo siguiente:

Tabla 5.10. Análisis y Resultado de asentamiento inmediato.

| Descripción | Estrato | profundidad | | espesores | δP | Ct | t | t | T | U | δPt | δSt | δt |
|-----------------------------|---------|-------------|------------|-----------|------------|----------|----|------------|----------|---|-------------|-------------|------------|
| | | m superior | m inferior | | | | | | | | | | |
| Relleno | 1 | 0 | 1.2 | 1.2 | | | | | | | | | |
| Arcilla café oscuro | 2 | 1.2 | 1.8 | 0.6 | | | | | | | | | |
| Limo arcilloso café oscuro | 3 | 1.8 | 2.4 | 0.6 | | | | | | | | | |
| Limo arenoso gris claro | 4 | 2.4 | 3 | 0.6 | | | | | | | | | |
| Limo café oscuro, con arena | 5 | 3 | 4.8 | 1.8 | 0.004964 | 0.002826 | 50 | 1577880000 | 658.42 | 1 | 0.004964 | 0.009940 | 0.014904 |
| Limo arcilloso gris verdoso | 6 | 4.8 | 5.1 | 0.3 | 0.000816 | 0.000459 | 50 | 1577880000 | 24544.80 | 1 | 0.000816 | 0.002337 | 0.003154 |
| Limo arcilloso gris verdoso | 7 | 5.1 | 5.6 | 0.5 | 0.001345 | 0.000751 | 50 | 1577880000 | 8331.21 | 1 | 0.001345 | 0.003471 | 0.004816 |
| Arcilla gris verdoso | 8 | 5.6 | 6.2 | 0.6 | 0.001577 | 0.000875 | 50 | 1577880000 | 5610.24 | 1 | 0.001577 | 0.003893 | 0.005470 |
| Arcilla gris verdoso | 9 | 6.2 | 6.8 | 0.6 | 0.001525 | 0.000841 | 50 | 1577880000 | 5925.82 | 1 | 0.001525 | 0.003761 | 0.005286 |
| Arcilla café verdoso | 10 | 6.8 | 10.1 | 3.3 | 0.007137 | 0.003859 | 50 | 1577880000 | 179.67 | 1 | 0.007137 | 0.011400 | 0.018537 |
| Arcilla verde rojizo | 11 | 10.1 | 10.6 | 0.5 | 0.000888 | 0.000479 | 50 | 1577880000 | 9088.59 | 1 | 0.000888 | 0.002231 | 0.003119 |
| Arcilla verde rojizo | 12 | 10.6 | 11.2 | 0.6 | 0.001003 | 0.000540 | 50 | 1577880000 | 5610.24 | 1 | 0.001003 | 0.002400 | 0.003403 |
| Arcilla gris verdoso | 13 | 11.2 | 14.2 | 3 | 0.004090 | 0.002181 | 50 | 1577880000 | 231.42 | 1 | 0.004090 | 0.006682 | 0.010771 |
| Arcilla gris verdoso | 14 | 14.2 | 14.8 | 0.6 | 0.000670 | 0.000357 | 50 | 1577880000 | 5925.82 | 1 | 0.000670 | 0.001596 | 0.002266 |
| Arcilla café rojizo | 15 | 14.8 | 16.8 | 2 | 0.001942 | 0.001030 | 50 | 1577880000 | 504.92 | 1 | 0.001942 | 0.003504 | 0.005446 |
| Arcilla café rojizo | 16 | 16.8 | 17.4 | 0.6 | 0.000509 | 0.000270 | 50 | 1577880000 | 5434.92 | 1 | 0.000509 | 0.001196 | 0.001705 |
| Arcilla café rojizo | 17 | 17.4 | 18.6 | 1.2 | 0.000930 | 0.000492 | 50 | 1577880000 | 1621.71 | 1 | 0.000930 | 0.001924 | 0.002854 |
| Arcilla gris verdoso | 18 | 18.6 | 19.2 | 0.6 | 0.000426 | 0.000225 | 50 | 1577880000 | 6837.48 | 1 | 0.000426 | 0.001022 | 0.001448 |
| Arcilla gris verdoso | 19 | 19.2 | 20.4 | 1.2 | 0.000782 | 0.000414 | 50 | 1577880000 | 1481.45 | 1 | 0.000782 | 0.001602 | 0.002384 |
| Limo gris verdoso | 20 | 20.4 | 21 | 0.6 | 0.000360 | 0.000190 | 50 | 1577880000 | 6311.52 | 1 | 0.000360 | 0.000854 | 0.001214 |
| | | | | | | | | | | | | | 0.08677584 |

Es decir, para una vida útil de 50 años, el asentamiento diferido de la cimentación en este período resulta de 8.67 cm.

Por lo tanto el asentamiento total es:

$$\delta_t = \delta_u + \delta_t = 5.93 + 8.67 = 14.6 \text{ cm}$$

Conclusiones

La geología es parte fundamental para cualquier trabajo de exploración e investigación de suelos ya que nos permite conocer y determinar la naturaleza de los depósitos que subyacen en el lugar donde se va llevar a cabo la construcción de obra civil. También se pueden establecer los tipos de suelos que probablemente se encontraran y a su vez seleccionar las mejores soluciones en cuanto a exploraciones de los mismos se presenten.

La estratigrafía de la ciudad de México en especial la zona III genera gran interés ya que se caracteriza por sus potentes estratos de arcilla de alta compresibilidad cuyos contenidos de agua llegan a rebasar por mucho el 100%.

El sondeo exploratorio para este trabajo con el fin de realizar el perfil estratigráfico el cual permitió definir los estratos involucrados en el comportamiento del proyecto fue a una profundidad máxima de 21.00 m. (figura 3.1), donde el Nivel de Aguas Freáticas (N.A.F.) se ubicó a una profundidad de 2 m. Es importante mencionar que un programa cuidadosamente planeado del sondeo y de la toma de muestras es el mejor método para la obtención de información específica del lugar.

El propósito de la investigación exploratoria es obtener una información exacta de las condiciones del suelo donde se ve involucrado el proyecto de obra civil. La profundidad, espesor, extensión, composición de cada uno de los estratos y el nivel de aguas freáticas fueron los principales objetivos; además con la investigación realizada y con ayuda de laboratorio se obtuvieron las propiedades mecánicas y de deformabilidad de los estratos involucrados, con el fin de llevar a cabo la determinación de la capacidad de carga y asentamientos de la estructura.

Dichos resultados de laboratorio fueron derivados de los siguientes ensayos:

- Contenido de humedad natural
- Densidad de sólidos
- Compresión simple
- Triaxiales no consolidadas no drenadas (uu)
- Consolidaciones unidimensionales
- Límites de consistencia
- Granulometría

Como se menciona anteriormente con los resultados obtenidos del programa de pruebas en laboratorio se determinaron los parámetros necesarios para que el diseño geotécnico de la cimentación cumpla con una seguridad idónea respecto a sus estados límites de falla y de servicio el cual se menciona a continuación:

La profundidad de desplante para la cimentación fue de 3.5 m, misma desplantada en la zona de lago (Zona III).

La revisión de la seguridad de la cimentación, respecto a su estado límite de falla el cual corresponde a la capacidad de carga fue de 198.76 kPa para el primer tipo de combinaciones, y para el segundo tipo de combinación fue de 142.55, ambas cumplieron con la siguiente desigualdad, $q_{ult} \leq q_R$.

La revisión de la seguridad respecto a su estado límite de servicio está relacionada a expansiones, asentamientos inmediatos y asentamientos a largo plazo, cuyos resultados fueron de 7.9, 5.93 y 8.67 cm respectivamente dando un asentamiento total de 22.5 cm, por lo tanto cumple con lo establecido en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal hoy Ciudad de México el cual menciona los límites máximos para asentamientos en la zona III en construcciones aisladas, el cual es el caso, y no deberá exceder de 30 cm.

La presión crítica no se excedió, para que no se colapse la estructura del suelo.

Se optó por una cimentación compensada ya que esta se utiliza en edificios que transmiten cargas de mediana magnitud a suelos de compresibilidad media a alta y cuya capacidad de carga resulta baja.

Para esta cimentación se remueve un peso de suelo tal que si éste resulta igual al peso de la estructura, la cimentación recibe el nombre de totalmente compensada. En ciertas circunstancias el peso del material removido puede ser menor o mayor que el peso de la

estructura, por lo que la cimentación recibe el nombre de parcialmente compensada y sobrecompensada, respectivamente. En el caso de este trabajo la cimentación fue parcialmente compensada ya que el peso removido de la excavación fue menor al peso de la estructura.

Tener precaución con el momento sísmico, sobre todo en edificios más alto y esbeltos.

Esta cimentación se diseñó considerando que no existe agua dentro del cajón por lo que se tiene que verificar que no se inunde el cajón durante la vida útil del cajón.

REFERENCIAS.

Alberro, J, (1987), Líneas características y estabilidad de las excavaciones en las arcillas del valle de México. Memorias del Simposio Internacional de Ingeniería Geotécnica de Suelos Blandos, Vol 1: 323-330, Soc Mex Mec Suelos, México, D.F.

Auvinet G. Gabriel, (2004), Foundations on soft soils in Mexico City, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Auvinet Guichard Gabriel, Méndez Sánchez Edgar, Juárez Camarena Moisés y Rodríguez Rebolledo Juan Félix, (2013), Riesgos geotécnicos para la construcción de vivienda en el valle de México, Consejo Nacional de la vivienda.

Bjerrum, L. (1967). "Engineering geology of norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings", Géotechnique, 17: 81-118.

Bjerrum, L. (1973). "Problems of soil mechanics and construction on soft clays", Proc VIII Int Conf Soil Mech Found Eng: 111-159, Moscú.

Boussinesq, J., (1885). Application des potentiels á l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques, París.

Comisión Nacional del Agua, (2007), Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Geotecnia en construcción especializada, México D.F.

Damy, J., (1985). "Integración de las ecuaciones de Boussinesq, Westergaard y Fröhlich, sobre superficies poligonales de cualquier forma, cargadas con fuerzas verticales uniformemente repartidas", Rev Ingeniería, Vol LV, N° 1: 82-86.

Dashkó, R. E. y Kagán, A. A., (1980). Mecánica de Suelos en la Práctica de la Geología Aplicada a la Ingeniería, Cap 2, MIR, Moscú.

Deméneghi Colina Agustín, (2014), Temas especiales de geotecnia, Facultad de Ingeniería Universidad Nacional Autónoma de México.

Demeneghi, A. & Puebla M., (2012), Predicción de deformaciones en arcillas preconsolidadas, SMIG, XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Cancún Quintana Roo, Ciudad de México.

Demeneghi, A. (2010), Predicción a largo plazo en arcillas sensitivas, SMIG, XXV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Acapulco Guerrero, Ciudad de México.

Figuroa V. Germán, (1978), El subsuelo y la ingeniería de cimentaciones en el área urbana del Valle de México, Piezometria en el área urbana del Valle de México, Simposio Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

Fries Jr., C., (1956), Bosquejo Geológico de la Región entre México, D.F. y Taxco. Gro: XX Congr. Geol. Int., Libreto-Guía Exc. A-4 y C-2. Inst. Geol. UNAM.

Fuentes, A., (2011), Elaboración de un sistema de información Geográfica para definir el peligro en las zonas minadas en la Delegación Álvaro Obregón, Ciudad de México.

Gobierno del Distrito Federal, (2004), Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Ciudad de México.

Hiriart Fernando, y Marsal J. Raúl, (1969), El hundimiento de la ciudad de México, VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, México.

Marsal R. J., y Mazari M., (1969), “El subsuelo de la ciudad de México”, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F.

Marsal J. Raúl, (1986), Notas sobre el diseño y construcción de cimentaciones en el Distrito Federal, Comisión Federal de Electricidad, México D.F.

Méndez S. Edgar, Juárez C. Moisés, Pérez C. Diego, Auvinet G. Gabriel, (2008) Evolución del hundimiento regional en el valle de México. XXIV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Los nuevos retos de la ingeniería Geotécnica del siglo XXI.

Mitchell, J K (1993). Fundamentals of Soil Behavior, 2nd ed, Wiley.

Mooser, F., (1953), Los Ciclos de Vulcanismo que Formaron la Cuenca de México: Vulcanología del Cenozoico, XX Cong. Geol. Int., II, pp. 337-348. México.

Mooser Federico, Tamez Enrique, Santoyo Enrique, Holguín Ernesto, Gutiérrez E. Carlos, (1986), Características geológicas y geotécnicas del Valle de México, COVITUR, México D.F.

Reséndiz, D., Springall, G., Rodríguez, J. M. y Esquivel, R., (1970). “Información reciente sobre las características del subsuelo y la práctica de la ingeniería de cimentaciones en la ciudad de México”, *V Reunión Nacional Mec Suelos: IV-1 a IV-59*, Soc Mex Mec Suelos, México, D F.

Secretaria de Recursos Hidráulicas, (1970), Dirección de proyectos, Departamento de Ingeniería Experimental, Manual de Mecánica de Suelos, Quinta Edición, México D.F.

Tamez, E., (2001), Ingeniería de cimentaciones. Conceptos básicos, TGC Geotecnia, México D.F.

Tavenas, F. y Leroueil, S. (1987). “Laboratory and in-situ stress-strain-time behavior of soft clays: a state-of-the-art”, *Proc Int Symp Geot Eng on Soft Soils*, vol 2: 3-48, Soc Mex Mec Suelos, México, D F.

Terzaghi, K y Peck, R B, *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2nd ed, Wiley, New York, N Y, 1967.

Zeevaert L., (1983), *Foundation Engineering For Difficult Subsoil Conditions*, Segunda edición, México, D.F.