



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN
COORDINACIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
ESPECIALIZACIÓN EN GEOTECNIA

T E S I N A

**PARA OBTENER EL TÍTULO DE
ESPECIALISTA EN GEOTECNIA**

“REVISIÓN GEOTÉCNICA DE UN HANGAR”

P R E S E N T A
JOSE LUIS ECHAVARRIA SANTIAGO

DIRIGIDA POR:
DR. RICARDO ENRIQUE ORTIZ HERMOSILLO



Santa Cruz Acatlán, Estado de México

octubre 2021



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

ÍNDICE

1.	Introducción.....	7
2.	Objetivo.....	7
3.	Descripción del proyecto.....	8
4.	Ubicación del sitio en estudio.....	11
5.	Aspectos geológicos y geotécnicos.....	11
5.1.	Geología General (Auvinet, 2017).....	11
5.2.	Zonificación geotécnica, NTC-DCC, 2017.....	14
5.3.	Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño, SASID, 2017.....	16
5.4.	Hundimiento regional (Auvinet, 2017).....	17
5.5.	Piezometría.....	21
6.	Exploración geotécnica.....	24
6.1.	Sondeos exploratorios mixtos (SM).....	24
6.2.	Sondeo de cono eléctrico (CPT).....	25
6.3.	Piezómetro eléctrico (Sensor de cuerda vibrante), SCV-01.....	26
7.	Interpretación estratigráfica.....	28
7.1.	Estratigrafía.....	28
7.2.	Resultados de laboratorio.....	35
7.2.1.	Ensayes índice.....	35
7.2.2.	Ensayes mecánicos.....	37
7.3.	Nivel de aguas freáticas.....	38
7.4.	Modelo Geotécnico.....	38
7.5.	Determinación de esfuerzos geostáticos verticales efectivos.....	40
8.	Análisis geotécnico.....	42
8.1.	Análisis de cargas.....	42
8.2.	Tipo de cimentación.....	49
8.3.	Revisión de los estados límite de falla.....	51
8.4.	Revisión de los estados límite de servicio.....	53
8.4.1.	Asentamientos inmediatos.....	53
8.4.2.	Expansión inmediata, (Tamez, 2001).....	54
8.4.3.	Análisis de compensación.....	56
8.4.4.	Asentamientos a largo plazo.....	57
8.5.	Fenómeno de flotación.....	67
8.6.	Empuje de tierras.....	67
8.6.1.	Empuje de tierra en reposo, largo plazo.....	68
8.6.2.	Empuje de tierra activo, corto plazo.....	70
9.	Análisis computacional.....	72
9.1.	Settle3D, (V2.015, 2011).....	72
9.1.1.	Determinación de esfuerzos.....	73
9.1.2.	Asentamientos.....	74
10.	Conclusiones.....	86
	Anexo 1. Resultados de laboratorio.....	92
	Referencias.....	110

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Planta baja.....	8
Figura 2 Primer piso.....	9
Figura 3 Fachada principal.....	9
Figura 4 Corte A-A'.....	10
Figura 5 Corte B-B'.....	10
Figura 6 Corte C-C'.....	10
Figura 7 Localización general del Proyecto.....	11
Figura 8 Geología y morfología de la cuenca de México (Mooser, en Santoyo et al., 2005).....	13
Figura 9 Secuencia estratigráfica debajo de la Ciudad de México (Modificada de Santoyo, 2007).	14
Figura 10 Ubicación del predio en la Zonificación Geotécnica (NTC-DCC, 2017).....	15
Figura 11 Espectro de peligro uniforme, (SASID, 2017).....	16
Figura 12 Mapa de localización, (SASID, 2017).....	17
Figura 13 Velocidad de hundimiento (cm/año), (Auvinet, et al., 2017).	18
Figura 14 Evolución de los espectros de diseño, SEHEDIS-CDMX.....	20
Figura 15 Estación piezométrica 185, Venustiano Carranza, (Tesis, Pérez, 2009).....	21
Figura 16 Ubicación de la estación piezométrica P-185 (Tesis, Pérez, 2009).....	22
Figura 17 Ejecución de sondeos mixtos SM-02 y SM-03.....	24
Figura 18 Corte transversal del penetrómetro Eléctrico, (Santoyo, 2010).....	25
Figura 19 Ejecución de Sondeo de Cono Eléctrico (SCE-01).	25
Figura 20 Piezómetro eléctrico de cuerda vibrante. (GEOKON, 2019).....	26
Figura 21 Ejecución del Piezómetro de cuerda vibrante (SCV-01).	27
Figura 22 Ubicación de exploraciones geotécnicas. (Google Earth, 2020).	27
Figura 23 Sondeo mixto 02 (SM-02).....	29
Figura 24 Sondeo mixto 03 (SM-03).....	31
Figura 25 Sondeo de cono eléctrico 01 (SCE-01).....	32
Figura 26 Corte estratigráfico general.....	34
Figura 27 Sembrado de columnas en Hangar y puertas de acceso.....	45
Figura 28 Sembrado de columnas en Área Adosada.....	48
Figura 29 Planta de cimentación.....	50
Figura 30 Sección de la cimentación.....	51
Figura 31 Factor de forma de Egorov, (Tamez, 2001).....	55
Figura 32 Diagrama de presiones en reposo, (Braja M. Das, 2001).	69
Figura 33 Esfuerzos, (SETTLE3D V2.015, 2011).....	74
Figura 34 Asentamiento inmediato, (SETTLE3D V2.015, 2011).	75

<i>Figura 35 Asentamientos elásticos o inmediatos, zona 1, (SETTLE3D V2.015, 2011).</i>	78
<i>Figura 36 Asentamientos a largo plazo, zona 1, (SETTLE3D V2.015, 2011).</i>	78
<i>Figura 37 Asentamientos elásticos o inmediatos, zona 2, (SETTLE3D V2.015, 2011).</i>	79
<i>Figura 38 Asentamientos a largo plazo, zona 2, (SETTLE3D V2.015, 2011).</i>	79
<i>Figura 39 Asentamientos elásticos o inmediatos, zona 3, (SETTLE3D V2.015, 2011).</i>	80
<i>Figura 40 Asentamientos a largo plazo, zona 3, (SETTLE3D V2.015, 2011).</i>	80
<i>Figura 41 Asentamientos elásticos o inmediatos, plataforma, (SETTLE3D V2.015, 2011).</i>	81
<i>Figura 42 Asentamientos a largo plazo, plataforma, (SETTLE3D V2.015, 2011).</i>	82
<i>Figura 43 Asentamientos elásticos o inmediatos, cimentación total, (SETTLE3D V2.015, 2011).</i>	83
<i>Figura 44 Asentamientos a largo plazo, cimentación total, (SETTLE3D V2.015, 2011).</i>	83
<i>Figura 45 Asentamientos elásticos o inmediatos, Hangar total, (SETTLE3D V2.015, 2011).</i>	84
<i>Figura 46 Asentamientos a largo plazo, Hangar total, (SETTLE3D V2.015, 2011).</i>	85

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1 Factores sísmicos.....</i>	<i>16</i>
<i>Tabla 2 Parámetros sísmicos.....</i>	<i>16</i>
<i>Tabla 3 Parámetros de los espectros de diseño, SEHEDIS-CDMX.....</i>	<i>20</i>
<i>Tabla 4 Requisitos mínimos para la investigación del subsuelo (tabla 2.3.1, NTC-DCC).....</i>	<i>28</i>
<i>Tabla 5 Modelo geotécnico.....</i>	<i>39</i>
<i>Tabla 6 Distribución de esfuerzos efectivos.....</i>	<i>40</i>
<i>Tabla 7 Combinaciones de cargas.....</i>	<i>42</i>
<i>Tabla 8 Cargas en Hangar.....</i>	<i>43</i>
<i>Tabla 9 Cargas por combinación en Hangar.....</i>	<i>44</i>
<i>Tabla 10 Cargas en Área Adosada.....</i>	<i>46</i>
<i>Tabla 11 Cargas por combinación en Área Adosada.....</i>	<i>47</i>
<i>Tabla 12 Análisis de cargas zona 1.....</i>	<i>48</i>
<i>Tabla 13 Análisis de cargas zona 2.....</i>	<i>49</i>
<i>Tabla 14 Análisis de cargas zona 3.....</i>	<i>49</i>
<i>Tabla 15 Capacidad de carga.....</i>	<i>52</i>
<i>Tabla 16 Asentamientos elásticos (inmediatos).....</i>	<i>54</i>
<i>Tabla 17 Asentamientos elásticos (inmediatos) suelo estratificado.....</i>	<i>54</i>
<i>Tabla 18 Expansión inmediata.....</i>	<i>56</i>
<i>Tabla 19 Asentamientos elásticos finales (inmediatos).....</i>	<i>56</i>
<i>Tabla 20 Análisis de compensación.....</i>	<i>57</i>
<i>Tabla 21 Asentamientos a largo plazo.....</i>	<i>67</i>
<i>Tabla 22 Asentamientos totales.....</i>	<i>67</i>
<i>Tabla 23 Comparativa de asentamientos.....</i>	<i>89</i>

ÍNDICE DE GRÁFICAS

<i>Grafica 1 Hundimiento medido, SEHEDIS-CDMX.....</i>	<i>19</i>
<i>Grafica 2 Evolución del hundimiento, SEHEDIS-CDMX.....</i>	<i>19</i>
<i>Grafica 3 Piezometría actual.</i>	<i>23</i>
<i>Grafica 4 Resultados de piezometría.</i>	<i>33</i>
<i>Grafica 5 Esfuerzos efectivos al centro de cada estrato.....</i>	<i>41</i>
<i>Grafica 6 Distribución de esfuerzos para Zona 1.</i>	<i>59</i>
<i>Grafica 7 Distribución de esfuerzos para Zona 2.</i>	<i>60</i>
<i>Grafica 8 Distribución de esfuerzos para Zona 3.</i>	<i>61</i>
<i>Grafica 9 Distribución de esfuerzos para la plataforma.</i>	<i>62</i>
<i>Grafica 10 Distribución de esfuerzos para Zona 1, diferentes autores, centro y esquina de cimentación.....</i>	<i>63</i>
<i>Grafica 11 Distribución de esfuerzos para Zona 2, diferentes autores, centro y esquina de cimentación.....</i>	<i>64</i>
<i>Grafica 12 Distribución de esfuerzos para Zona 3, diferentes autores, centro y esquina de cimentación.....</i>	<i>65</i>
<i>Grafica 13 Distribución de esfuerzos para la plataforma, diferentes autores, centro y esquina de cimentación. .</i>	<i>66</i>
<i>Grafica 14 Empuje de tierra en reposo, largo plazo.</i>	<i>70</i>
<i>Grafica 15 Empuje de tierra activo, corto plazo.</i>	<i>71</i>
<i>Grafica 16 Relación de vacíos vs esfuerzo vertical efectivo, (SETTLE3D V2.015, 2011).</i>	<i>76</i>

1. Introducción.

El presente documento forma parte del Trabajo de Titulación correspondiente a la especialización en Geotecnia. En este trabajo se incluyen los análisis geotécnicos para la estructura denominada "HANGAR", para lo cual se toman en cuenta los resultados de campo y de laboratorio.

2. Objetivo.

El objetivo de este trabajo es conocer las propiedades físicas y mecánicas del subsuelo en el sitio de estudio, con el fin de realizar los análisis de mecánica de suelos necesarios, para poder analizar el tipo de cimentación que se considere más adecuada para soportar las superestructuras a proyectar y así garantizar las condiciones de seguridad y estabilidad del Hangar.

Los objetivos del presente trabajo son los siguientes:

- Descripción y presentación de resultados de los trabajos de campo y de los ensayos de laboratorio.
- Determinar las características del subsuelo del sitio en estudio para lo cual se realizó un Sondeo de Cono Eléctrico a una profundidad de 40.0 m (SCE-01), dos Sondeos Mixtos, a una profundidad de 39.80 m y 66.20 m, (SM-02 y SM-03, respectivamente) y pruebas de disipación de presión de poro.
- Las muestras obtenidas en la exploración geotécnica se sometieron a diferentes ensayos de laboratorio para determinar las propiedades índice y mecánicas, las cuales se describen más adelante.
- Con los parámetros obtenidos y con los resultados de las exploraciones se realiza el modelo geotécnico representativo de la zona.
- Se realizaron los análisis geotécnicos para la revisión de la cimentación de la superestructura proyectada utilizando las propiedades obtenidas; así mismo, se presentan los métodos utilizados para la revisión de las diferentes consideraciones.
- Se presentan las conclusiones generales de acuerdo con los resultados obtenidos en los análisis de mecánica de suelos.
- Recomendaciones generales al procedimiento constructivo de la alternativa de cimentación y conclusiones finales de acuerdo con los análisis geotécnicos realizados.

3. Descripción del proyecto.

El proyecto consta de un hangar para el alojamiento de aeronaves, así como áreas adosadas de dos niveles para oficinas, almacenes y dormitorios. La superestructura es tipo A1, nave industrial conformada por perfiles de acero, concreto reforzado y mampostería.

En las siguientes figuras se aprecia el proyecto arquitectónico en plantas y cortes.

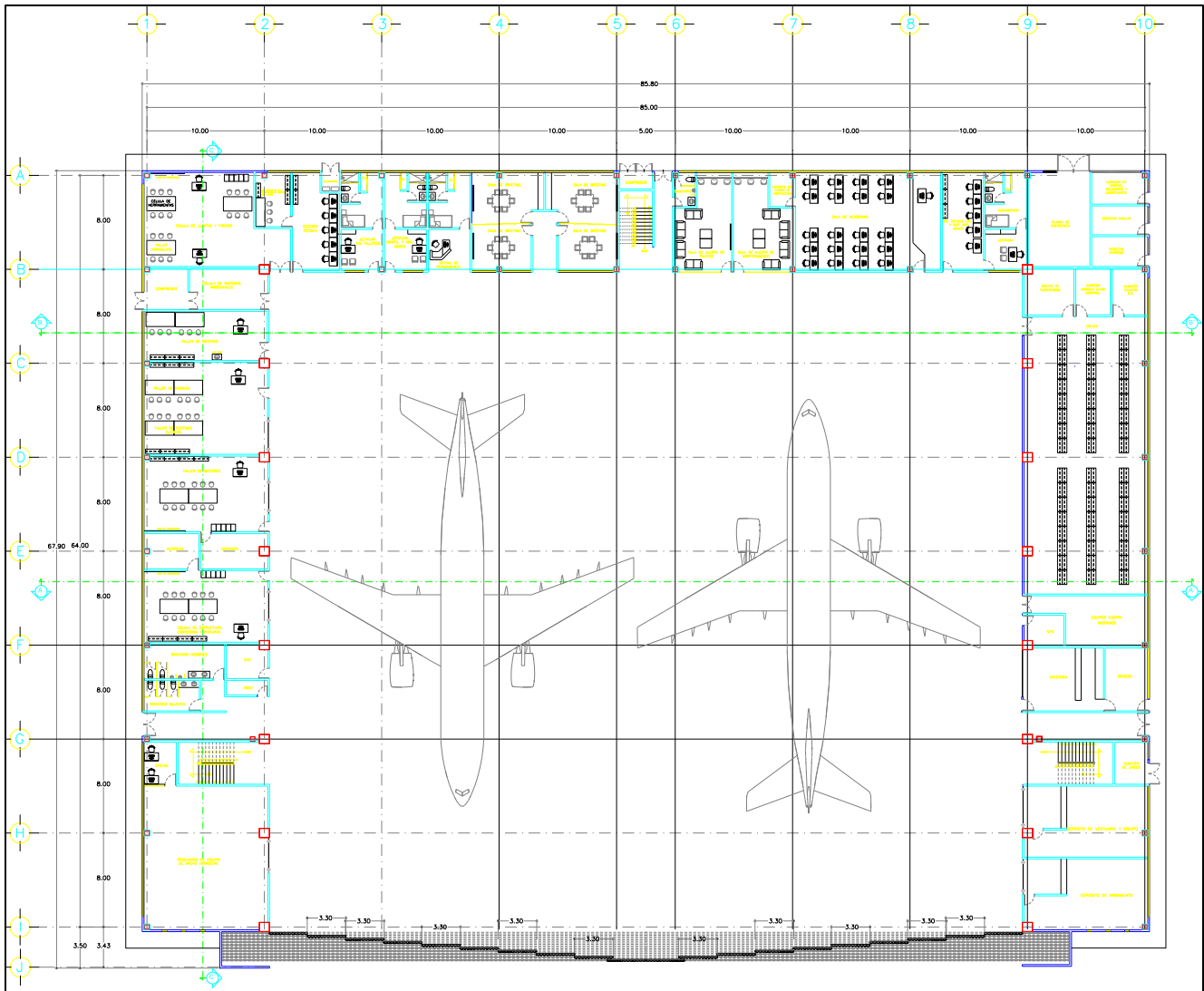


Figura 1 Planta baja.

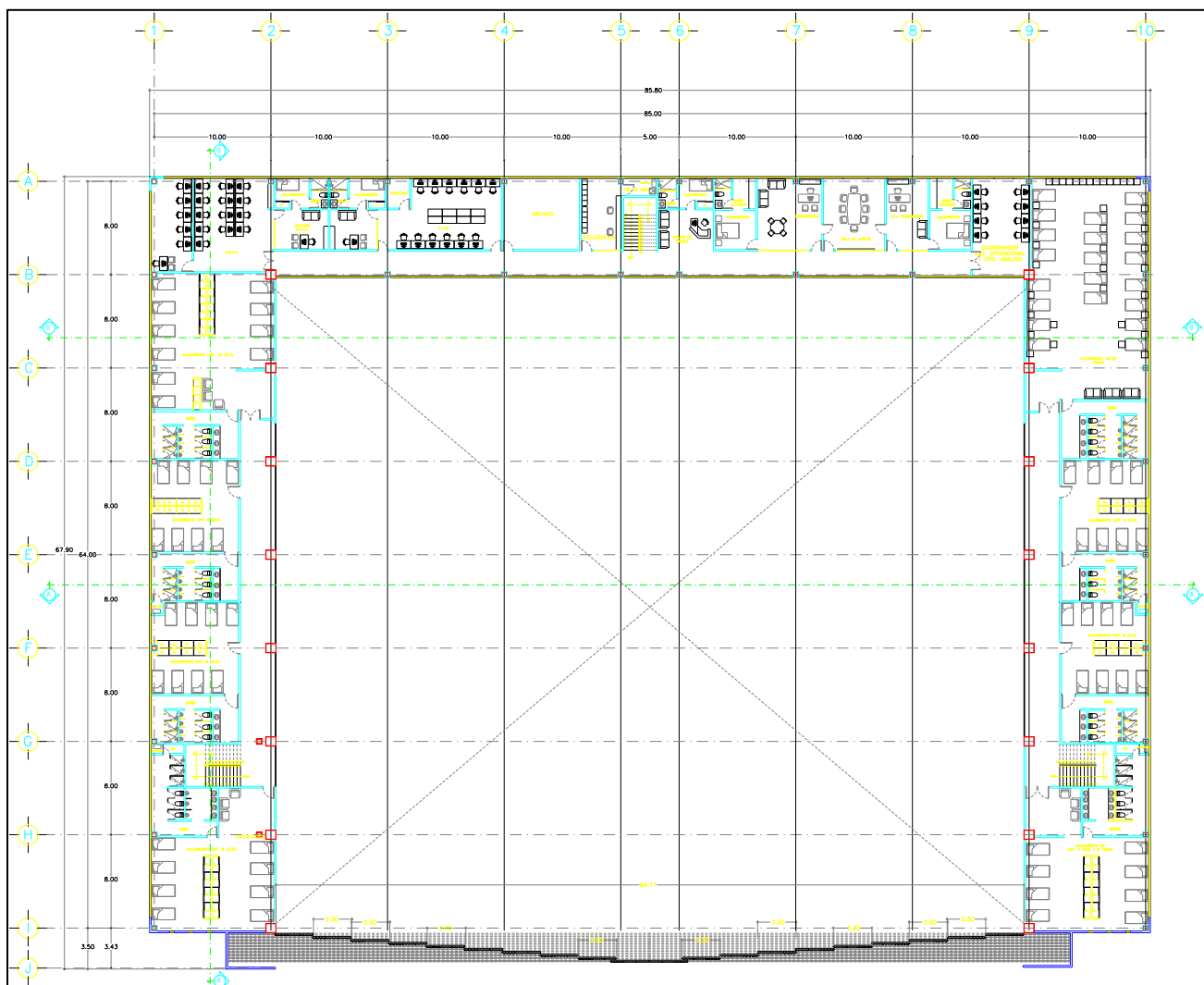


Figura 2 Primer piso.

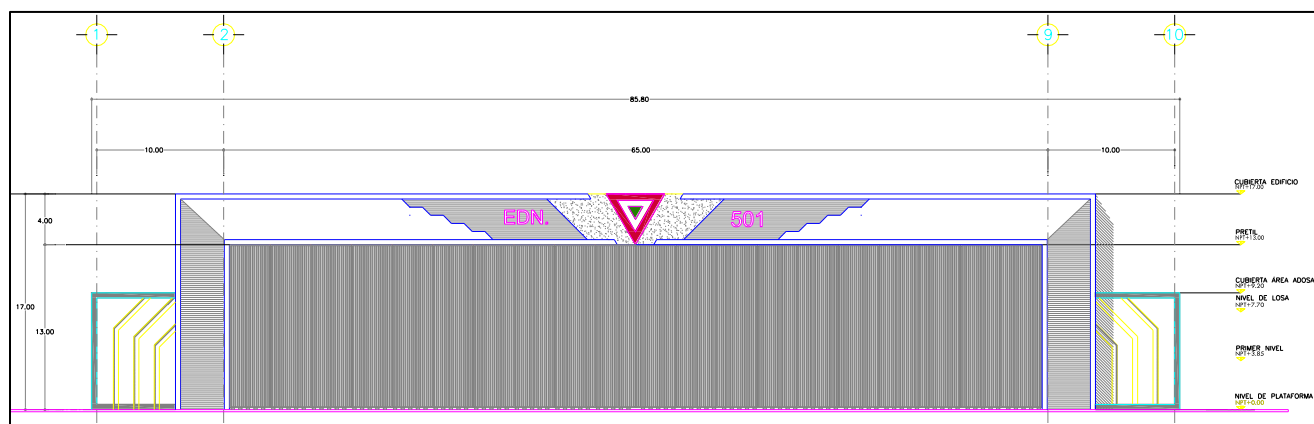


Figura 3 Fachada principal.

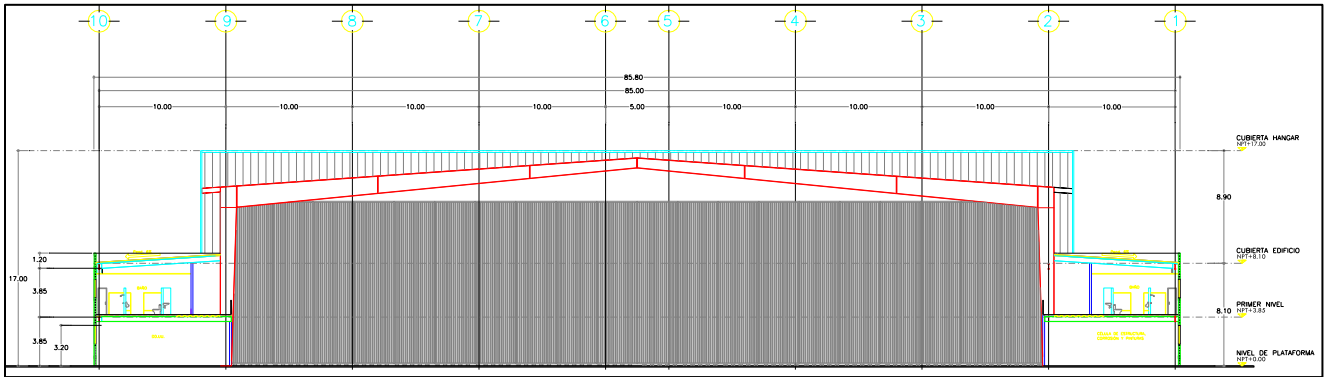


Figura 4 Corte A-A'.

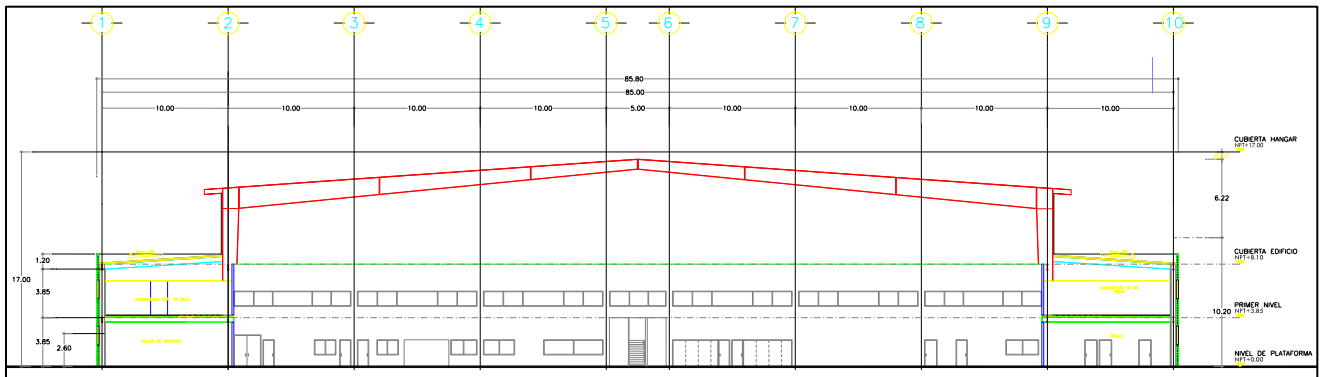


Figura 5 Corte B-B'.

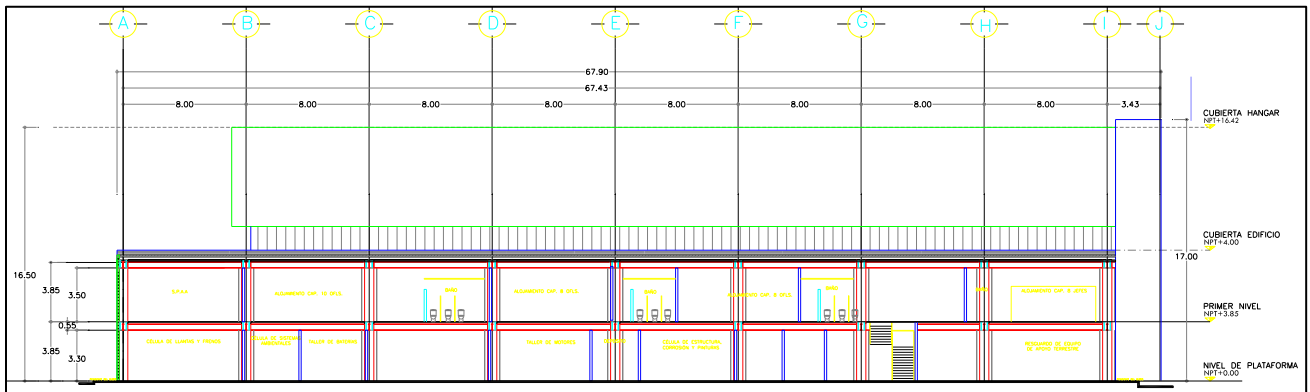


Figura 6 Corte C-C'.

4. Ubicación del sitio en estudio.

El sitio en estudio se ubica dentro de las instalaciones del Aeropuerto Internacional "Benito Juárez" de la Ciudad de México, en la Alcaldía Benito Juárez, Ciudad de México, como se puede apreciar en la siguiente figura.

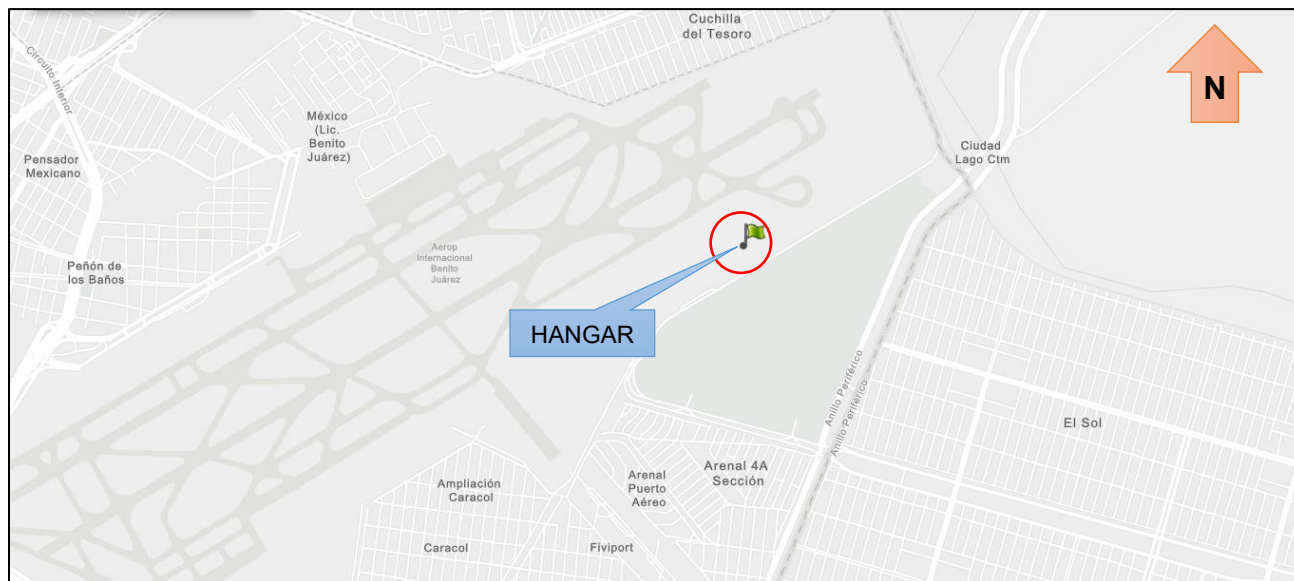


Figura 7 Localización general del Proyecto.

5. Aspectos geológicos y geotécnicos.

5.1. Geología General (Auvinet, 2017).

La información geológica representa la base fundamental para la descripción de las características del subsuelo del valle de México.

Ordóñez resumía así la geología del valle (Vizcaino y Bistrain, 1952):

"El fondo de nuestro gran altiplano, dentro del cual se encuentra la gran Cuenca del valle de México, está constituido por calizas mesozoicas de forma análoga a las de la gran Sierra Madre Oriental y sierras diseminadas dentro de la Mesa Central. Al formarse este fondo a principios de la era terciaria es cuando se inicia la historia geológica del valle. Para corroborar esto se observa que estas calizas cretácicas o mesozoicas se asoman hacia el norte por Apasco (60km de la capital); y al sureste, en Tepoztlán, Morelos (inmediato a Cuernavaca). Estas calizas no se observan dentro de la Cuenca del Valle porque hubo enormes hundimientos geológicos y acciones orogénicas intensas precisándose tres etapas intensas, a saber:

- a) Continuas y prolongadas emisiones y erupciones de rocas volcánicas.
- b) Formaciones de capas tepetatosas y brechiformes en las laderas bajas de las montañas volcánicas, resultantes de enormes erupciones explosivas con productos cineríficos.

c) Acumulación de grandes volúmenes de agua en el fondo de ese gigantesco depósito que fue en su origen el valle de México.

Ocurridas las grandes convulsiones volcánicas ya señaladas, las lluvias y tempestades arrastraron al fondo materiales volcánicos y lacustres que se fueron acomodando en capas de depósitos sucesivos. Los materiales arrastrados fueron en incremento debido a efectos erosivos intensos ocurridos en la era cuaternaria y muy especialmente a sus principios, cuando fueron abundantísimas las ablaciones de los glaciares localizados en las cimas de las montañas del valle. A los materiales indicados, deben agregarse los propios de la cuenca, puesto que huellas del pasado acusan la existencia de una vida animal y vegetal intensa. Finalmente existe la posibilidad de que el fondo de ésta se encuentre en algunas partes a 1500m abajo del nivel medio actual. Por tanto, careciendo las aguas de salida natural se formaron los grandes lagos".

Una síntesis del estado actual del conocimiento respecto a la estratigrafía del subsuelo de la zona metropolitana del valle de México (ZMVM). ha sido presentada por Mooser y Molina (1993).

Dentro del área que ocupa la planicie lacustre, sobresalen diversas formaciones como el Cerro de la Estrella, Peñón del Marqués, el Pedregal, así como la cadena de conos volcánicos de la Sierra de Santa Catarina, el Cerro de Xico y el de Tlapacoya. Asimismo, sobre esta superficie, se distinguen zonas geológicas aisladas, tales como formaciones volcánicas de lavas basálticas y andesíticas aluviales y lacustres pertenecientes al periodo Cuaternario. En estas zonas se distinguen volcanes cineríticos, superficies de piroclastos, de relieve volcánico efusivo; así como las coladas de lava del Xitle en la zona suroeste y un relieve acumulativo lacustre en la mayor parte del área estudiada.

La formación de los Depósitos Lacustres que pertenece al periodo Cuaternario (QI) es el resultado del característico relieve acumulativo, representativo de la planicie que en la actualidad es ocupada por parte importante de la Ciudad de México. El área cubierta por estos estratos es cercana al 23.3% (848km²) de la superficie total de la subcuenca (3632km²). Esta unidad está constituida principalmente por arcillas y limos con algunas intercalaciones de gravas y arenas, y con escasos horizontes de tobas mal definidos. En el centro de la Ciudad de México, intercalado dentro de la arcilla y a una profundidad de alrededor de 30m, existe un estrato apropiadamente llamado capa dura (CD), que durante muchos años se ha usado para cimentar edificios grandes mediante pilotes. En otras partes del valle existen capas similares a profundidades diversas. El examen de núcleos provenientes de pozos revela que la capa dura es un depósito de ceniza volcánica de finura similar a un limo, densa y cementada, y de permeabilidad suficiente para funcionar como acuífero. Estudios recientes muestran que la capa dura (CD) proviene de erupciones originadas en el volcán Cerro de la Palma (Mooser y Zúñiga, 2005; Zúñiga, 2006). Su dureza se asocia con el comportamiento puzolánico de estos materiales pumíticos y varía con la distancia a este volcán. Este estrato es capaz de soportar pozos de gasto reducido y en él se inició la explotación del agua subterránea en la Ciudad de México, en el siglo XIX.

La Formación Aluvial (Qal), pertenece al período Cuaternario con menor extensión que la superficie lacustre. Se encuentra principalmente al pie de la Sierra de las Cruces, de la Sierra de Chichinautzin y de la Sierra Nevada. Esta formación representa un relieve acumulativo aluvial equivalente a las condiciones de un proceso fluvial originadas en las desembocaduras de los pequeños cauces. Con el cierre del valle por la Sierra de Chichinautzin, los depósitos lacustres que rellenan o azolvan el antiguo valle sepultan el fondo de la mayoría de los cauces en sus desembocaduras y, por consiguiente, los abanicos aluviales. Dichos depósitos se caracterizan en perfil, por la alternancia de capas correspondientes a fases de acumulación de piroclastos, residuos rocosos, material arenoso y limos en ocasiones interestratificadas con lavas.

La figura 8 sintetiza el estado actual del conocimiento respecto a la estratigrafía del subsuelo de la zona metropolitana del valle de México (Mooser, en Santoyo et al., 2005). Este modelo 3D muestra las diferentes formaciones geológicas y abarca desde la Sierra del Chichinautzin (Sur) hasta Pachuca (Norte) y desde la Sierra de las Cruces (Oeste) hasta la Sierra Nevada (Este). Aparecen en ella los Arcos Tarasco y Chichinautzin y dos de los colapsos del Cerro de San Miguel. También ofrece la estratigrafía condensada de la cuenca en un corte a lo largo de la Sierra de Chichinautzin, que muestra también la fosa Roma.

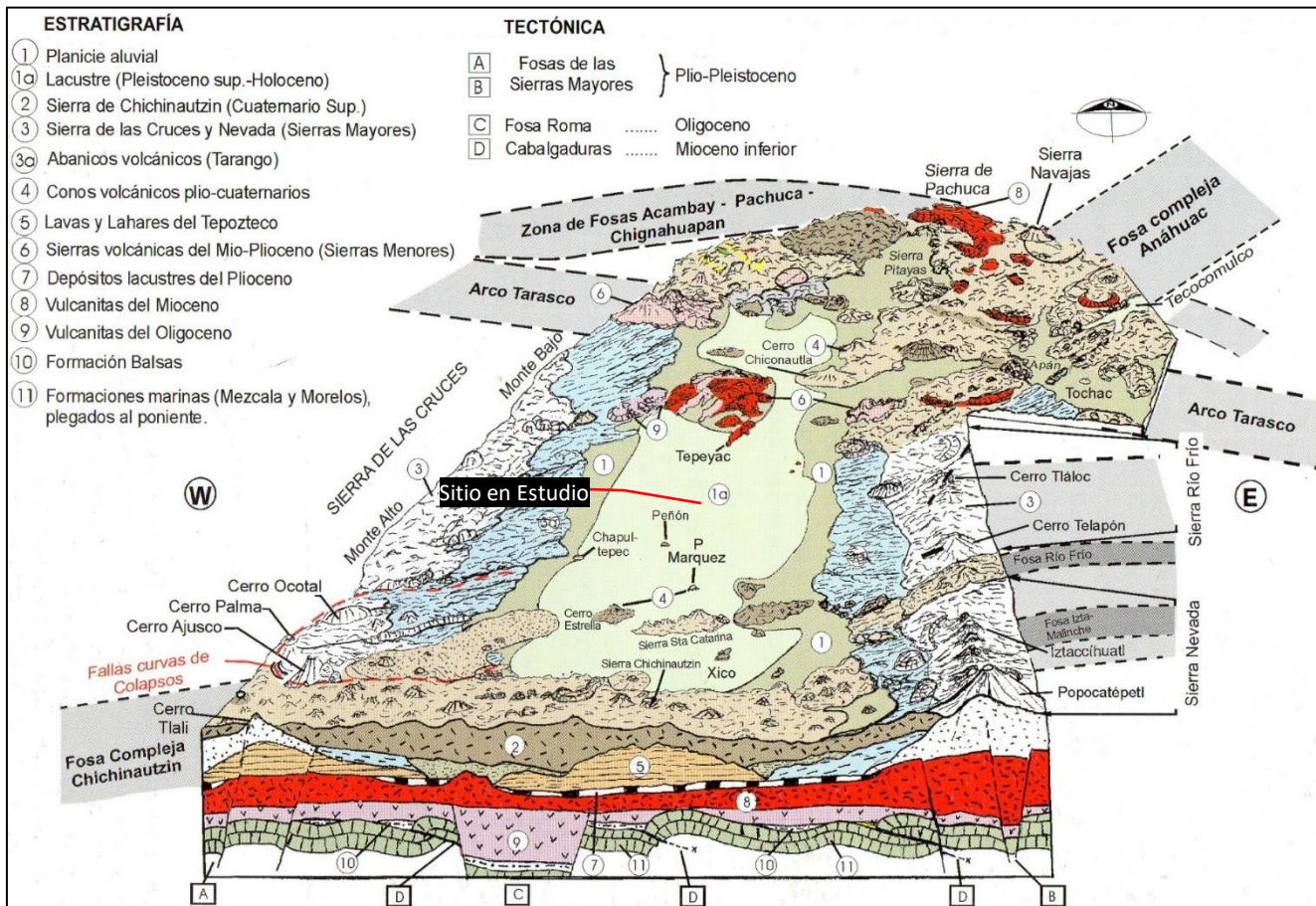


Figura 8 Geología y morfología de la cuenca de México (Mooser, en Santoyo et al., 2005).

La Figura 9 muestra una sección de la secuencia estratigráfica deducida en común por ingenieros geotécnicos y geólogos, para las arcillas y el relleno aluvial debajo de la ciudad de México. Resumiendo, se trata de: a) Arcillas Superiores, b) Capa Dura, c) Arcillas Inferiores Consolidadas y d) Depósitos Profundos.

Como esta secuencia no se conoce a profundidades mayores de 150 m (los sondeos con buena recuperación no han avanzado más allá) no aparece la morfología sepultada a profundidad, deducida por sismología. Toda la ciencia de la mecánica de suelos y de la ingeniería sísmica para el área de la ciudad de México, que es extensa, compleja y fascinante, se desarrolla solamente en esta porción del subsuelo. Los edificios, o se cimientan en pilotes de fricción dentro de las Arcillas Superiores para hundirse simultáneamente con ellas, o se desplantan sobre la Capa Dura para no hundirse, o de ser muy pesados, se apoyan en los Depósitos Profundos. Además, una cimentación a cierta profundidad también resulta necesaria para evadir las extraordinarias amplificaciones

de la intensidad sísmica que se desarrollan en las capas muy blandas de las arcillas superficiales (Singh et al, 1988).

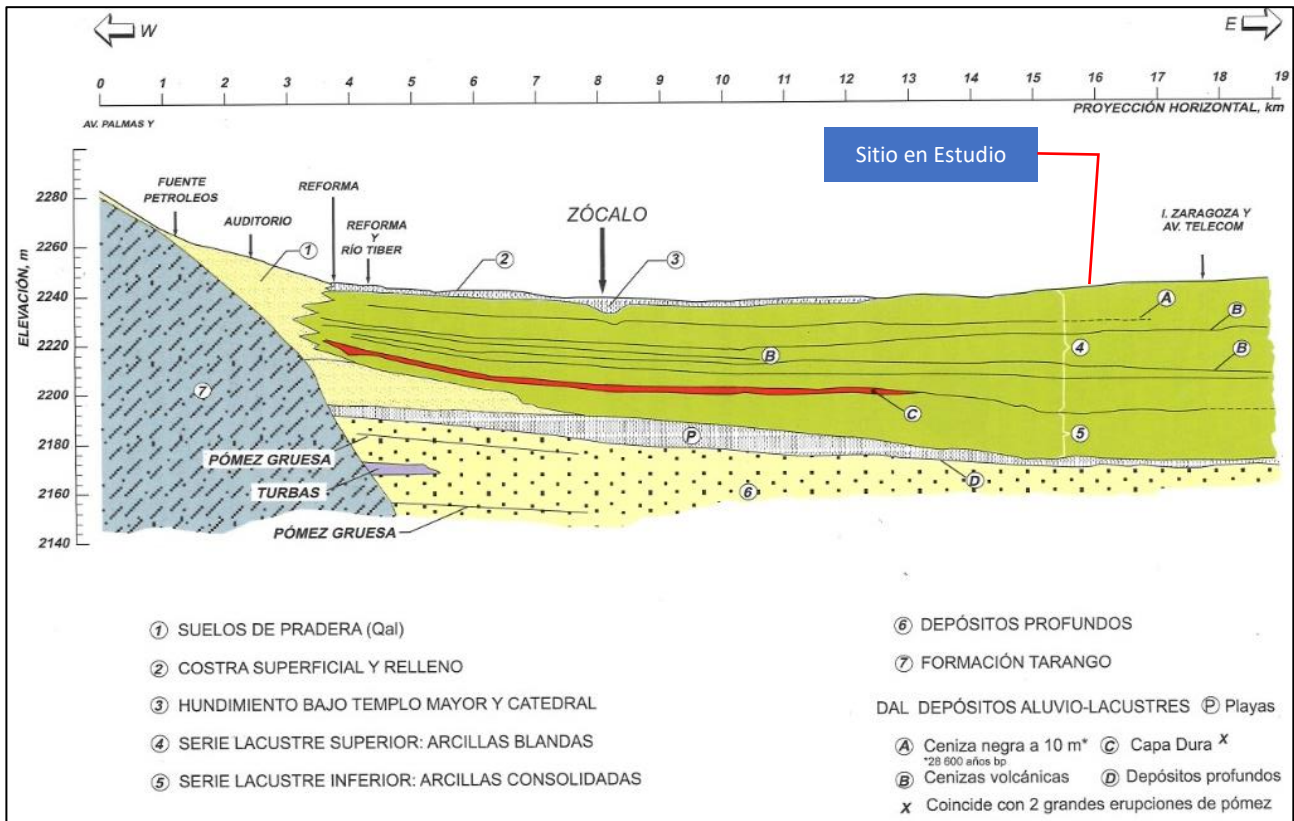


Figura 9 Secuencia estratigráfica debajo de la Ciudad de México (Modificada de Santoyo, 2007).

5.2. Zonificación geotécnica, NTC-DCC, 2017.

Como lo define el artículo 170 del Capítulo VIII del Título Sexto del Reglamento, para fines de las presentes Normas, la Ciudad de México se divide en tres zonas con las siguientes características generales:

- a) **Zona I.** Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas, de cavernas excavadas en suelos para explotar minas de arena y de rellenos artificiales no controlados;
- b) **Zona II.** Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros; y
- c) **Zona III.** Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son en general medianamente compactas a muy compactas y de espesor variable de centímetros a varios metros. Los

depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

En la siguiente figura se muestran las porciones de la Ciudad de México cuyo subsuelo se conoce aproximadamente en cuanto a la zonificación anterior.

El predio se localiza de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de cimentaciones, dentro de la **Zona III, Zona de Lago**.

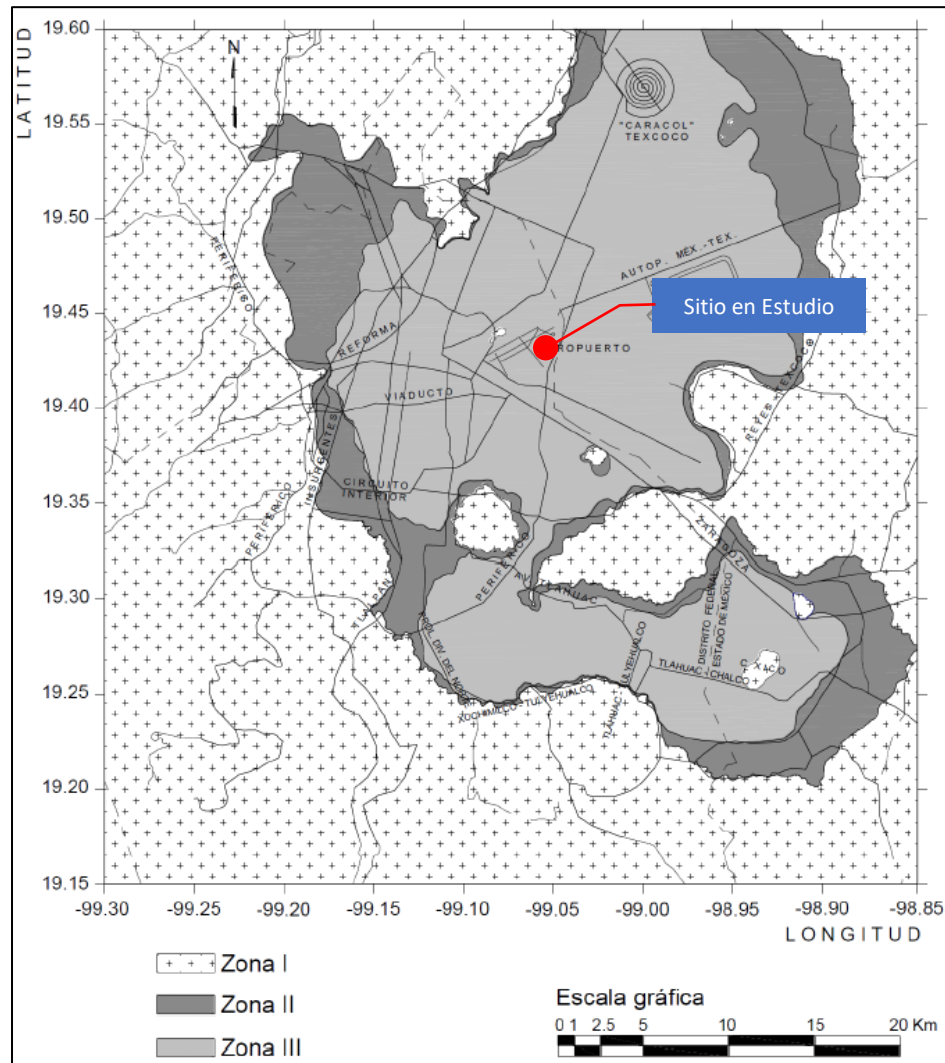


Figura 10 Ubicación del predio en la Zonificación Geotécnica (NTC-DCC, 2017).

*NTC-DCC: NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES, 2017.

5.3. Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño, SASID, 2017.

Se ubica el sitio de interés de acuerdo al Sistema de Acciones Sísmica de Diseño (SASID, 2017) donde los espectros de diseño obtenidos no sólo dependen de la coordenada seleccionada, también dependen de los factores sísmicos y las mallas de datos.

La siguiente tabla muestra los factores sísmicos utilizados para determinar el espectro de diseño, así como los resultados obtenidos.

Tabla 1 Factores sísmicos.

Importancia	Irregularidad	Comportamiento sísmico	Hiperestaticidad
A1	0.8	2.0	0.8

Tabla 2 Parámetros sísmicos.

Ts (s)	a0	c	Ta (s)	Tb (s)	k
4.390	0.330	0.611	1.471	3.958	0.560

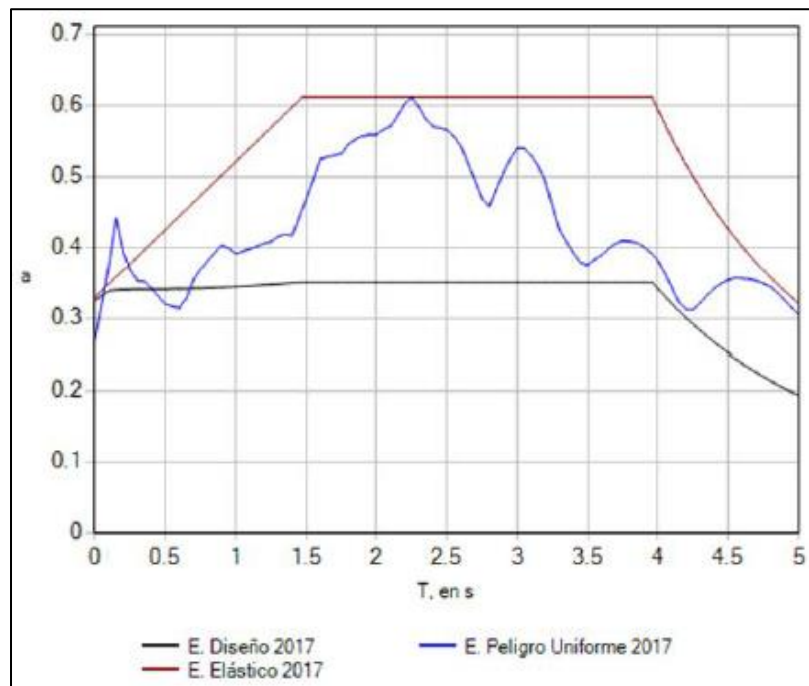


Figura 11 Espectro de peligro uniforme, (SASID, 2017).

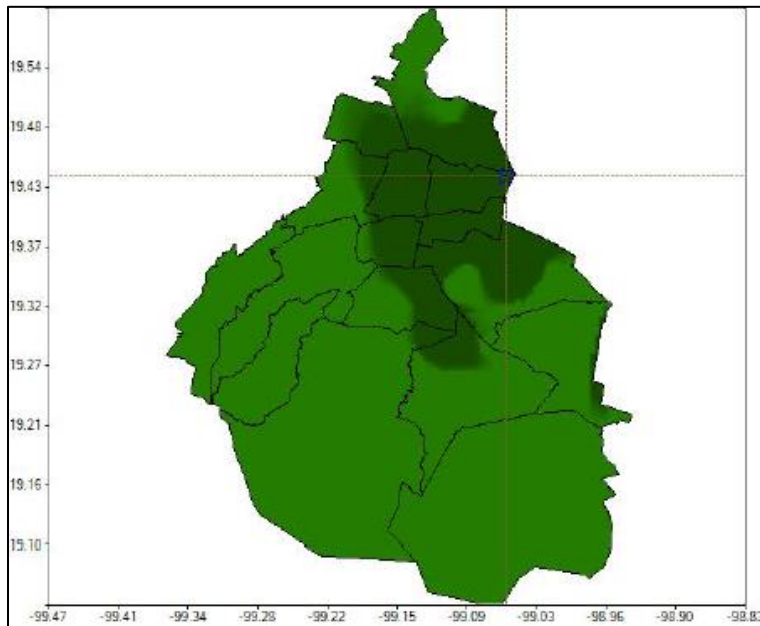


Figura 12 Mapa de localización, (SASID, 2017).

5.4. Hundimiento regional (Auvinet, 2017).

Gracias a la información histórica y a los más de 100 años de trabajos sistemáticos de nivelación realizados en la Ciudad de México ha sido posible reconstruir la historia del hundimiento general en algunos sitios de la antigua traza de la Ciudad.

La configuración topográfica original del valle de México, antes de que se iniciara la extracción de agua del acuífero mediante pozos para el abastecimiento de agua para la población de la Ciudad, ha podido ser establecida gracias a la memoria técnica de los trabajos de geodesia y topografía que emprendiera en 1856 la primera Comisión Hidrológica del valle de México bajo la dirección de Francisco Díaz Covarrubias.

El fondo (punto más bajo) de la antigua cuenca cerrada de México era el lugar donde concurrían todas las corrientes superficiales que originaban las inundaciones periódicas desde la época de los aztecas. Tales inundaciones condujeron a que se construyeran obras de defensa; desde el Dique de Nezahualcóyotl (1449), el Tajo de Nochistongo (1607-1789), los Túneles de Tequisquiac (1867), hasta el Gran Canal de Desagüe (1900), y más recientemente obras como el Túnel de la Compañía, las plantas de bombeo (Casa Colorada, Caldera y Gran Canal) y el Túnel Emisor Oriente.

En la parte superior de la figura 13 se muestra la distribución espacial de la celeridad del hundimiento para el periodo 1999-2008 en la zona lacustre del valle de México (Auvinet et al., 2015a). Se observa que la velocidad de hundimiento se acerca en algunos sitios a 40cm/año. Este mapa pudo elaborarse al combinar los datos obtenidos por varias dependencias. Cabe señalar que actualmente los sitios de mayor celeridad ya no se ubican en la antigua traza de la Ciudad; ahora se localizan en varios sitios del oriente y del sur del valle de México. Estos sitios corresponden a las zonas donde el subsuelo presenta mayores espesores de arcilla. Cabe observar que valores de celeridad semejantes fueron registrados a finales de la década de los cuarenta del siglo XX, obligando a las autoridades a imponer una veda de pozos en la antigua traza de la Ciudad de México con el fin de proteger a las edificaciones actuales y al patrimonio arquitectónico de los efectos indeseables del hundimiento general.

Por el tipo de material detectado y la zona donde se encuentra el sitio en estudio los asentamientos regionales son del orden de 27.0 a 32.0 cm/año, de acuerdo a lo mostrado en la siguiente figura.

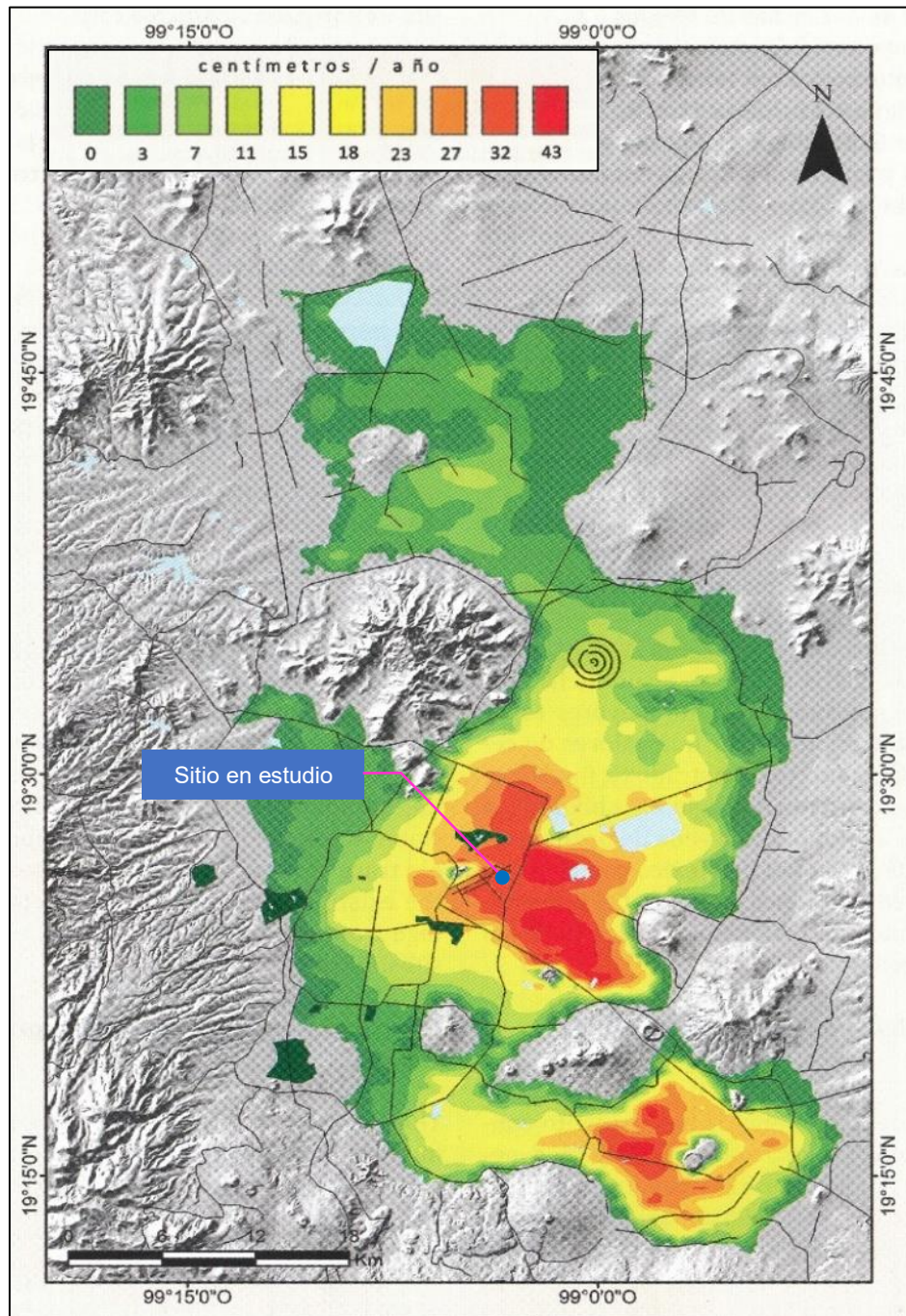
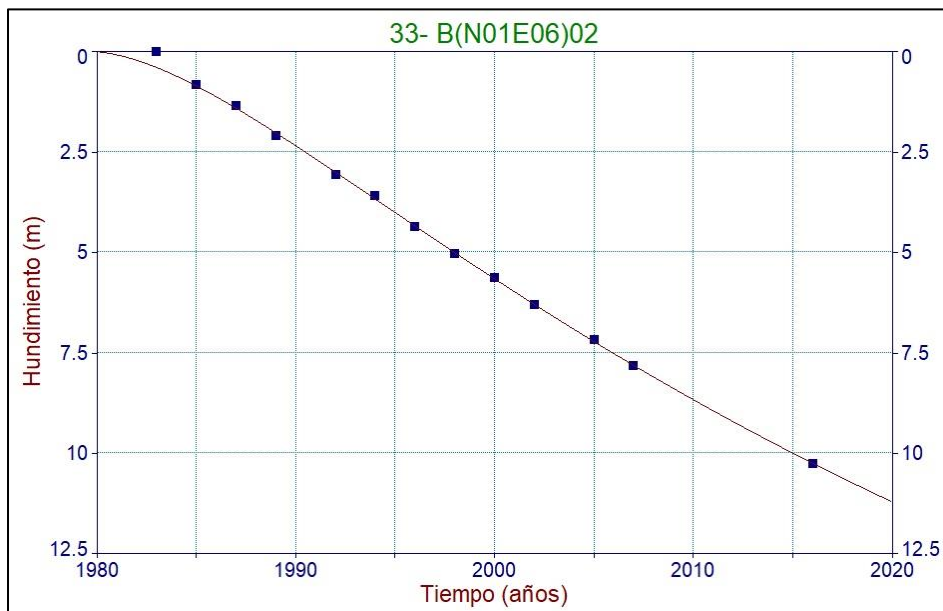


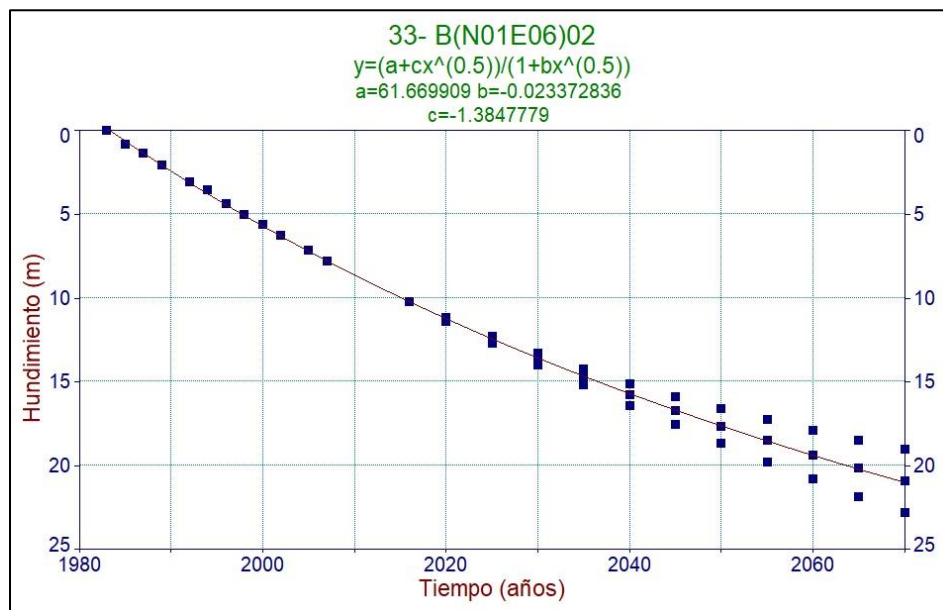
Figura 13 Velocidad de hundimiento (cm/año), (Auvinet, et al., 2017).

* EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MÉXICO, VOL. III, Gabriel Auvinet, Edgar Méndez, Moisés Juárez, Universidad Nacional Autónoma de México, Instituto de Ingeniería, CDMX, 2017.

Así mismo, se realizó una investigación de acuerdo a lo mostrado en el “Sistema de Evolución del Hundimiento y Espectros de Diseño Sísmico, SEHEDIS – CDMX”, (<https://sismica.com.mx/sehedis/>, 2020) el banco más cercano se encuentra a una distancia aproximada de 150 m, en donde se obtiene una velocidad de hundimiento promedio (1985-2016) de 32.3 cm/año y una velocidad de hundimiento última (2007-2016) de 29.9 cm/año.



Gráfica 1 Hundimiento medido, SEHEDIS-CDMX.



Gráfica 2 Evolución del hundimiento, SEHEDIS-CDMX.

La grafica 2 muestra la predicción del comportamiento del hundimiento a futuro la cual depende de los registros medidos y del uso de funciones matemáticas que ajustan los datos que permiten estimar su

evolución, lo cual nos da una idea más cercana a la realidad del comportamiento del hundimiento en la zona de estudio.

Los datos mostrados en la figura 14 no se utilizan en este trabajo, se muestran con la finalidad de observar que, si los parámetros del suelo evolucionan con el tiempo por el hundimiento regional, también lo hará la respuesta sísmica.

Se pueden apreciar los cambios de las aceleraciones y periodos con respecto al tiempo, así mismo se observa que la aceleración incrementa y la meseta se acorta, para un hundimiento proyectado para el año 2070, que es mayor que el presentado en 2016.

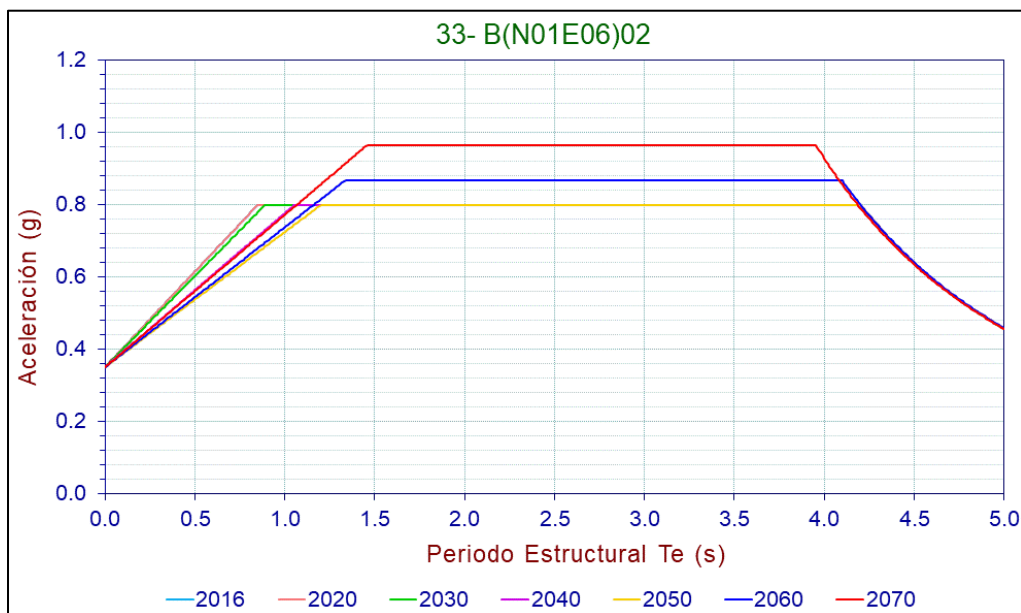


Figura 14 Evolución de los espectros de diseño, SEHEDIS-CDMX.

Tabla 3 Parámetros de los espectros de diseño, SEHEDIS-CDMX.

33- B(N01E06)02						
Año	T_s	a_0	c	T_a	T_b	k
2016	4.12	0.35	0.80	0.85	4.20	0.35
2020	4.04	0.35	0.80	0.85	4.20	0.35
2030	3.86	0.35	0.80	0.89	4.20	0.35
2040	3.70	0.35	0.80	1.05	4.20	0.35
2050	3.55	0.35	0.80	1.20	4.20	0.35
2060	3.42	0.35	0.87	1.33	4.10	0.35
2070	3.29	0.35	0.96	1.46	3.95	0.35
Velocidad de hundimiento promedio		(1985-2016)	32.3		(cm/año)	
Velocidad de hundimiento última		(2007-2016)	29.9		(cm/año)	

5.5. Piezometría.

La evolución de los abatimientos piezométricos en distintos puntos de la zona lacustre ha podido ser evaluada para diferentes periodos (Juárez et al., 2009; Pérez, 2009). Para cada estación, los registros de presiones obtenidos en diferentes épocas han sido capturados digitalmente y transformados en perfiles verticales de abatimientos piezométricos con la profundidad (Figura 15). En el análisis de estas mediciones se ha distinguido entre el acuitardo, constituido por los materiales arcillosos de la formación arcillosa superior (FAS) y de la formación arcillosa inferior (FAI) y los materiales localizados a mayor profundidad dentro de los depósitos profundos.

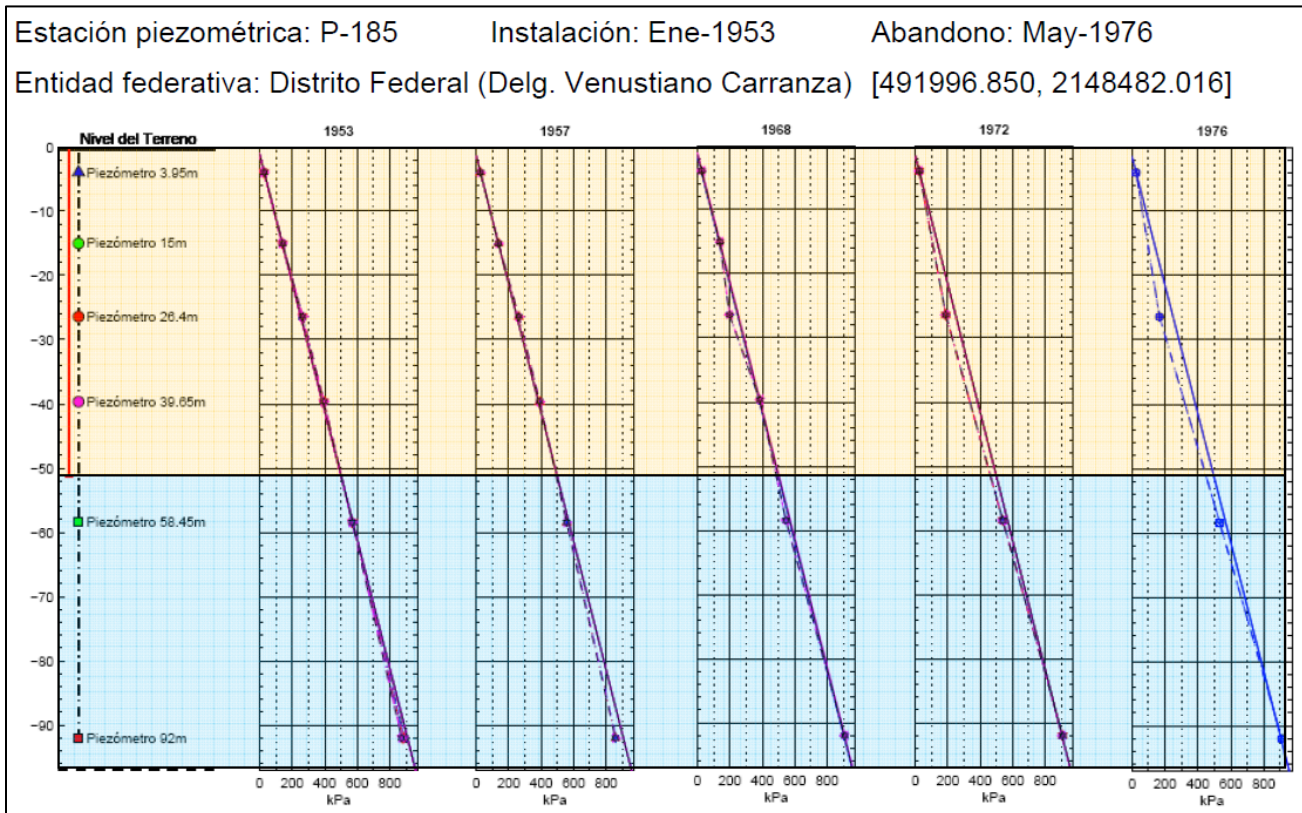
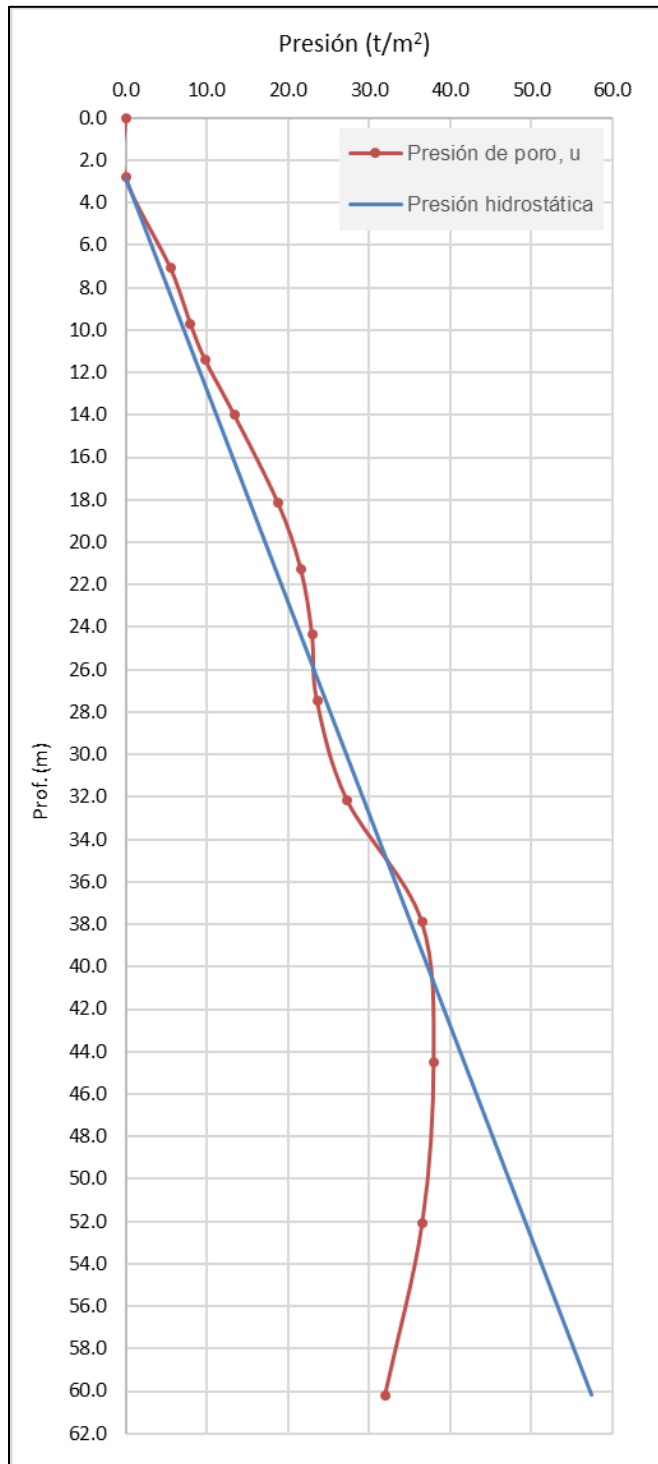


Figura 15 Estación piezométrica 185, Venustiano Carranza, (Tesis, Pérez, 2009).

Simbología:

- La línea continua indica la presión hidrostática.
- La línea discontinua indica la presión de poro medida.

En la siguiente figura se muestra la ubicación de la estación piezométrica, misma que se encontraba dentro de las instalaciones del Aeropuerto Internacional Benito Juárez, la cual fue abandonada en mayo de 1976.



Grafica 3 Piezometría actual.

6. Exploración geotécnica.

De acuerdo con los criterios se realizaron las siguientes exploraciones geotécnicas, esto con la finalidad de determinar el modelo geotécnico de la zona de estudio.

6.1. Sondeos exploratorios mixtos (SM).

Se realizaron dos sondeos exploratorios mixtos denominados como SM-02 y SM-03 a una profundidad de 39.80 m y 66.20 m, respectivamente. Se empleó la técnica de la penetración estándar combinando la recuperación de muestras alteradas por medio del tubo partido y muestras inalteradas mediante tubo Shelby.

La prueba de la penetración estándar se realizó mediante lo especificado en la norma ASTM-D1586 (American Standard for Testing and Materials), que indica el uso de un martinete de 64 kg que, cayendo desde una altura de 75 cm, golpea una tubería en cuyo extremo se encuentra el penetrómetro estándar (tubo partido de 5.08 cm de diámetro exterior, 3.64 cm de diámetro interior y 60 cm de longitud).

El número de golpes necesarios para hincar los 30 cm intermedios del penetrómetro en el suelo, es indicativo de la resistencia de éste.

Los procedimientos descritos se realizaron con la ayuda de una máquina rotaria, una bomba para lodos además de los andamios y la tubería necesaria para alcanzar la profundidad requerida.



Figura 17 Ejecución de sondeos mixtos SM-02 y SM-03.

Se llevó un registro de campo donde se anotó la clasificación de las muestras obtenidas y el número de golpes.

6.2. Sondeo de cono eléctrico (CPT).

Se realizó un sondeo mediante Cono Eléctrico denominado SCE-01, llevado a la profundidad de 40.0 m.

El método de ensayo CPT (Cone Penetration Test) consiste en introducir a presión una punta cónica instrumentada en el suelo mediante varias barras. Mide de forma continua la resistencia necesaria para penetrar en el suelo a una velocidad constante de centímetro por segundo (2 cm/s). La fuerza total que actúa sobre el cono se llama resistencia del cono. En la figura 17 se muestra un corte esquemático del dispositivo.

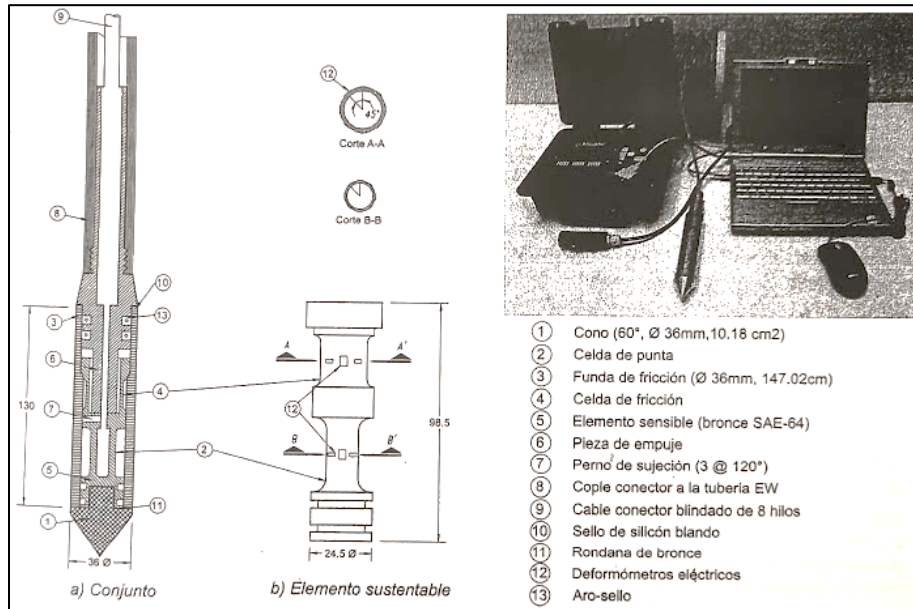


Figura 18 Corte transversal del penetrómetro Eléctrico, (Santoyo, 2010).



Figura 19 Ejecución de Sondeo de Cono Eléctrico (SCE-01).

6.3. Piezómetro eléctrico (Sensor de cuerda vibrante), SCV-01.

Se realizaron 10 pruebas de disipación de presión de poro, a diferentes profundidades, con el objetivo de definir la piezometría del sitio de interés, para lo cual se utilizó un piezómetro eléctrico de cuerda vibrante.

El principio de operación de un piezómetro eléctrico (electric piezometer) se basa en un diafragma que se flexiona bajo la acción de la presión de poro que actúa en uno de sus lados después de pasar por una piedra porosa. La deflexión es proporcional a la presión aplicada y se mide por medio de diversos sensores o transductores eléctricos. Los sensores convierten la presión de agua en una señal eléctrica que se transmite mediante un cable hasta el sitio de medición.

En la siguiente figura se muestra esquemáticamente un piezómetro eléctrico de cuerda vibrante (PCV). Un cambio en la presión de poro induce una deflexión del diafragma y, en consecuencia, un cambio en la tensión de la cuerda. La tensión en la cuerda se mide haciéndola vibrar para conocer su frecuencia natural de vibración.

La vibración se produce mediante un pulso de voltaje a través de la bobina colocada junto a la cuerda. La frecuencia de vibración de la cuerda es idéntica a la frecuencia de voltaje de salida, que se trasmite a lo largo del cable eléctrico hasta el dispositivo que mide dicha frecuencia. La frecuencia de vibración de la cuerda varía en función de su tensión y ésta varía en función de la presión de agua.

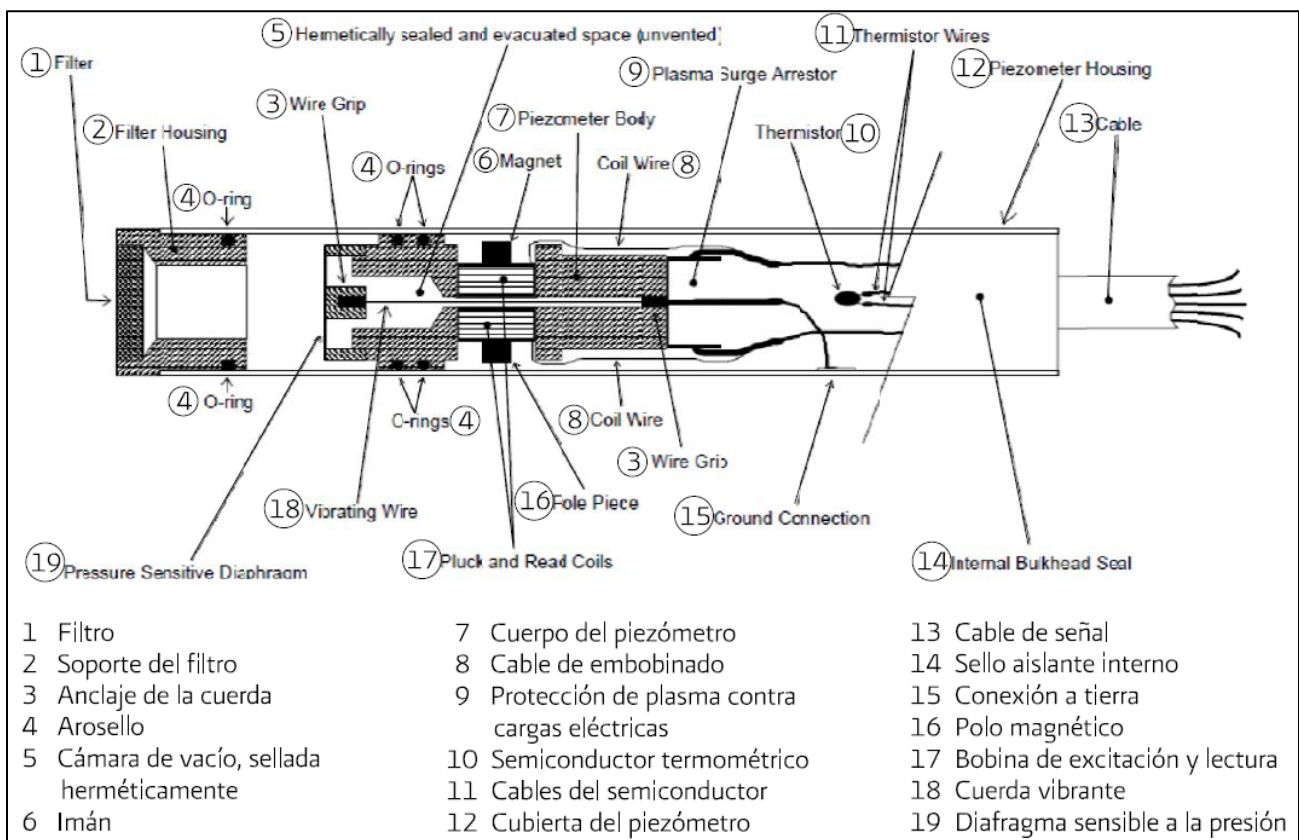


Figura 20 Piezómetro eléctrico de cuerda vibrante. (GEOKON, 2019)



Figura 21 Ejecución del Piezómetro de cuerda vibrante (SCV-01).

En la figura 21 se muestra la ubicación aproximada de las exploraciones geotécnicas realizadas en el área de estudio.



Figura 22 Ubicación de exploraciones geotécnicas. (Google Earth, 2020).

Las exploraciones para la investigación del subsuelo cumplen con lo estipulado en las NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES ya que indican lo siguiente:

“La investigación del suelo deberá abarcar todas las formaciones que sean relevantes para el comportamiento de las cimentaciones. El número mínimo de exploraciones a realizar (pozos a cielo abierto o sondeos según lo especifica la tabla 2.3.1) será de una por cada 80 m o fracción del perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción en las zonas I y II, y de una por cada 120 m o fracción de dicho perímetro en la zona III. La profundidad de las exploraciones dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del subsuelo, pero no será inferior a dos metros bajo el nivel de desplante en terreno firme o a la profundidad máxima a la que los incrementos de esfuerzos en el terreno sean significativos. Los sondeos que se realicen con el propósito de explorar el espesor de los materiales compresibles en las zonas II y III deberán, además, penetrar en el estrato incompresible al menos 3 m y, en su caso, en las capas compresibles subyacentes si se pretende apoyar pilotes o pilas en dicho estrato. En edificios formados por cuerpos con estructuras desligadas, deberán realizarse exploraciones suficientemente profundas para poder estimar los asentamientos inducidos por la carga combinada del conjunto de las estructuras individuales”.

Tabla 4 Requisitos mínimos para la investigación del subsuelo (tabla 2.3.1, NTC-DCC).

ZONA III	
1)	Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del medio para detección de rellenos sueltos y grietas.
2)	Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales y definir la profundidad de desplante mediante muestreo y/o pruebas de campo. En por lo menos uno de los sondeos se obtendrá un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es uniforme o definir sus variaciones dentro del área estudiada.
3)	En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de: a) los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y b) las condiciones piezométricas en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados.

7. Interpretación estratigráfica.

7.1. Estratigrafía.

Con base en la información proporcionada en los trabajos de campo y de laboratorio, se determinó la estratigrafía del sitio de interés, indicando sus espesores, número de golpes, contenido de agua, propiedades índice de cada uno de los estratos detectados y la posición del nivel de aguas freáticas.

A continuación, se muestran los perfiles estratigráficos de las exploraciones realizadas.

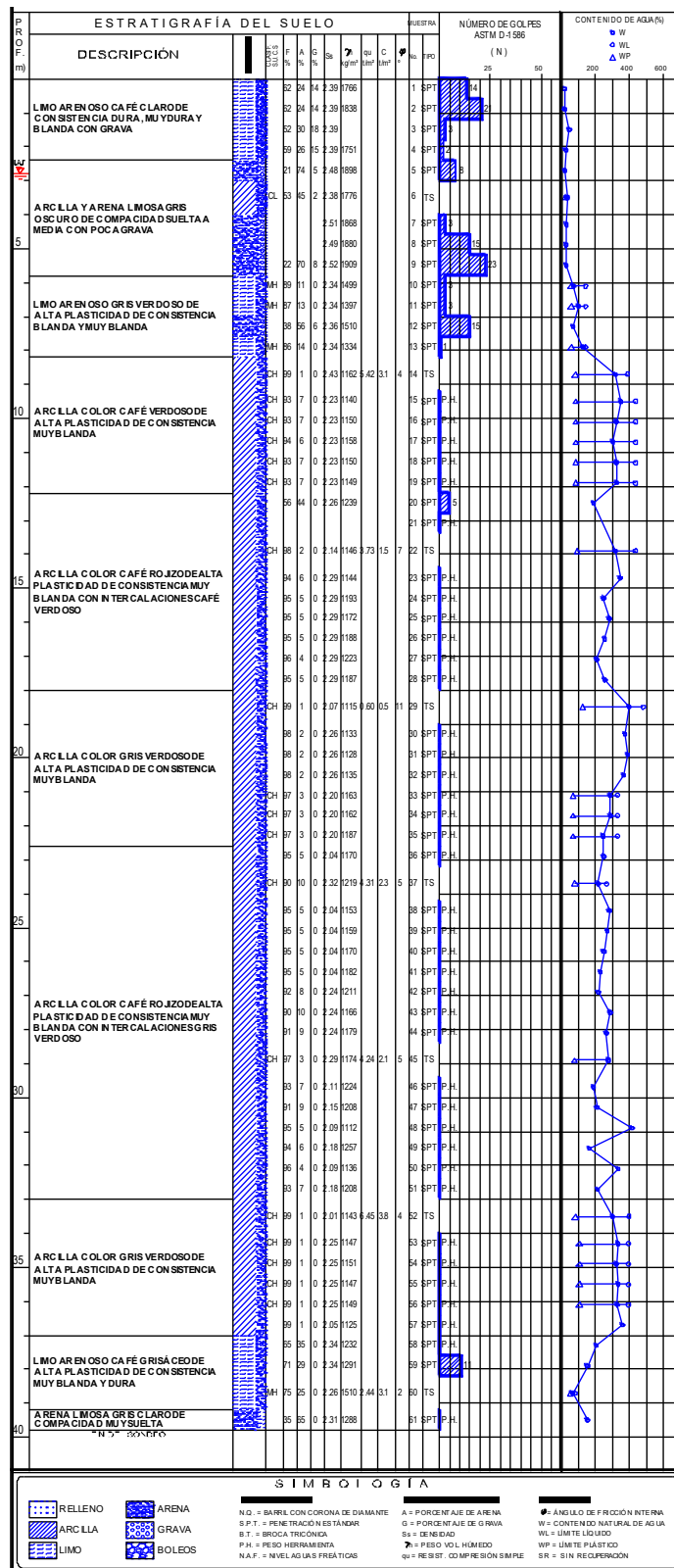
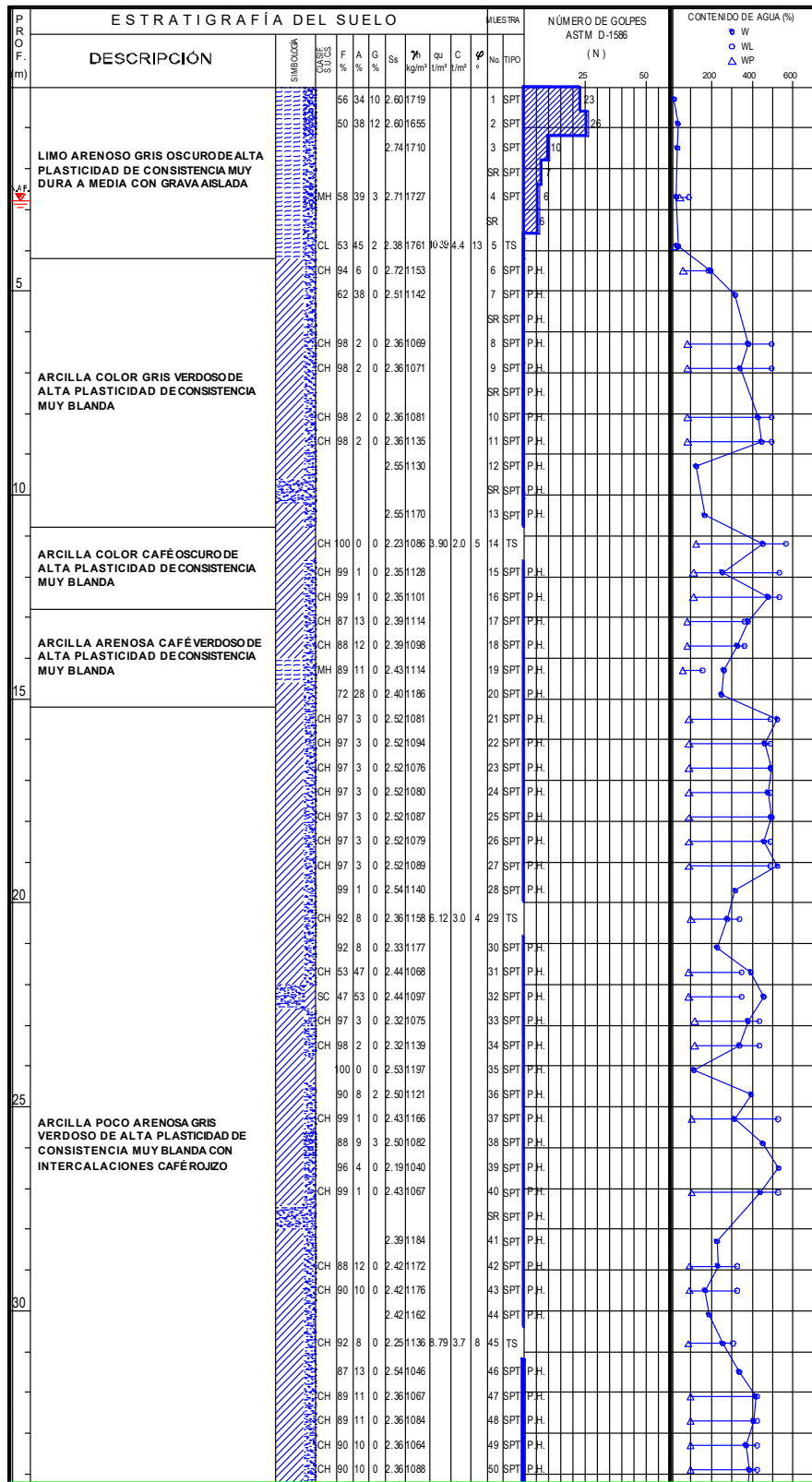


Figura 23 Sondeo mixto 02 (SM-02).



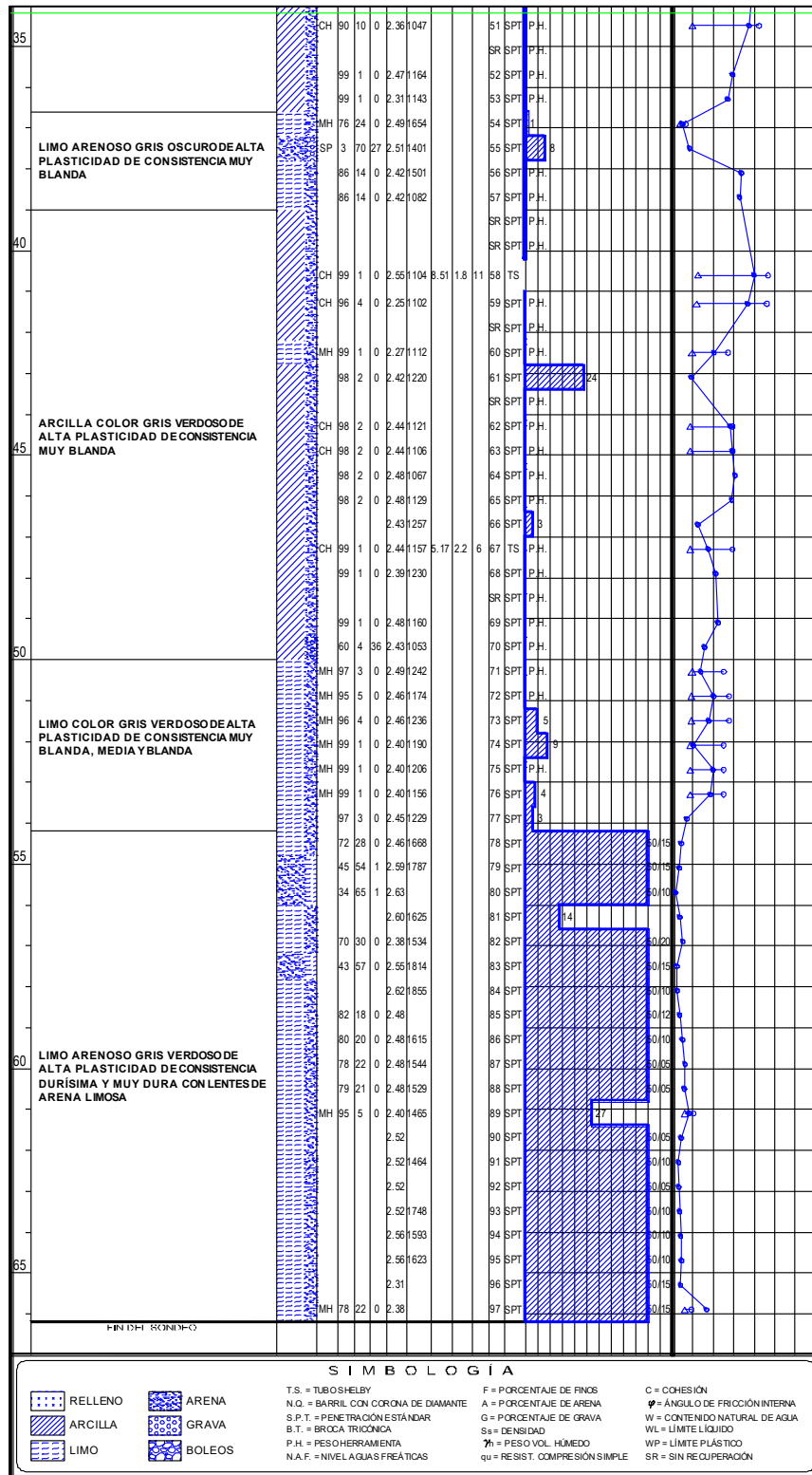


Figura 24 Sondeo mixto 03 (SM-03).

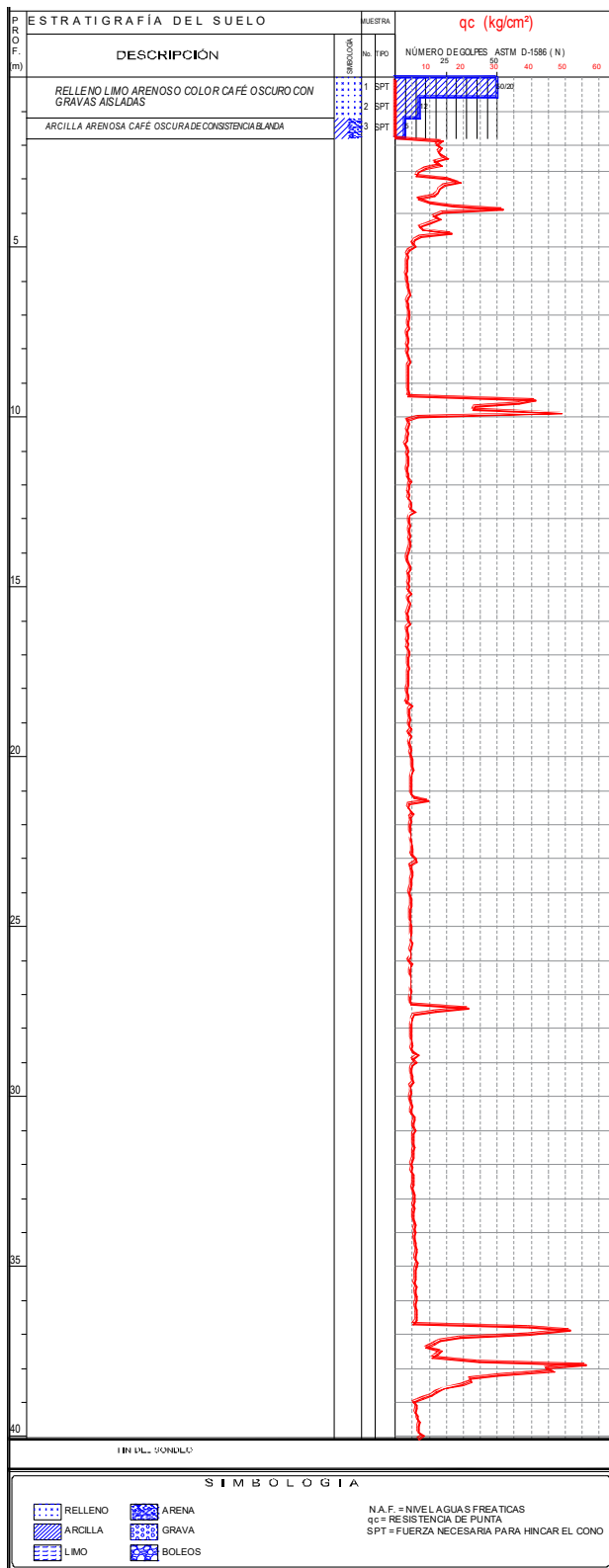
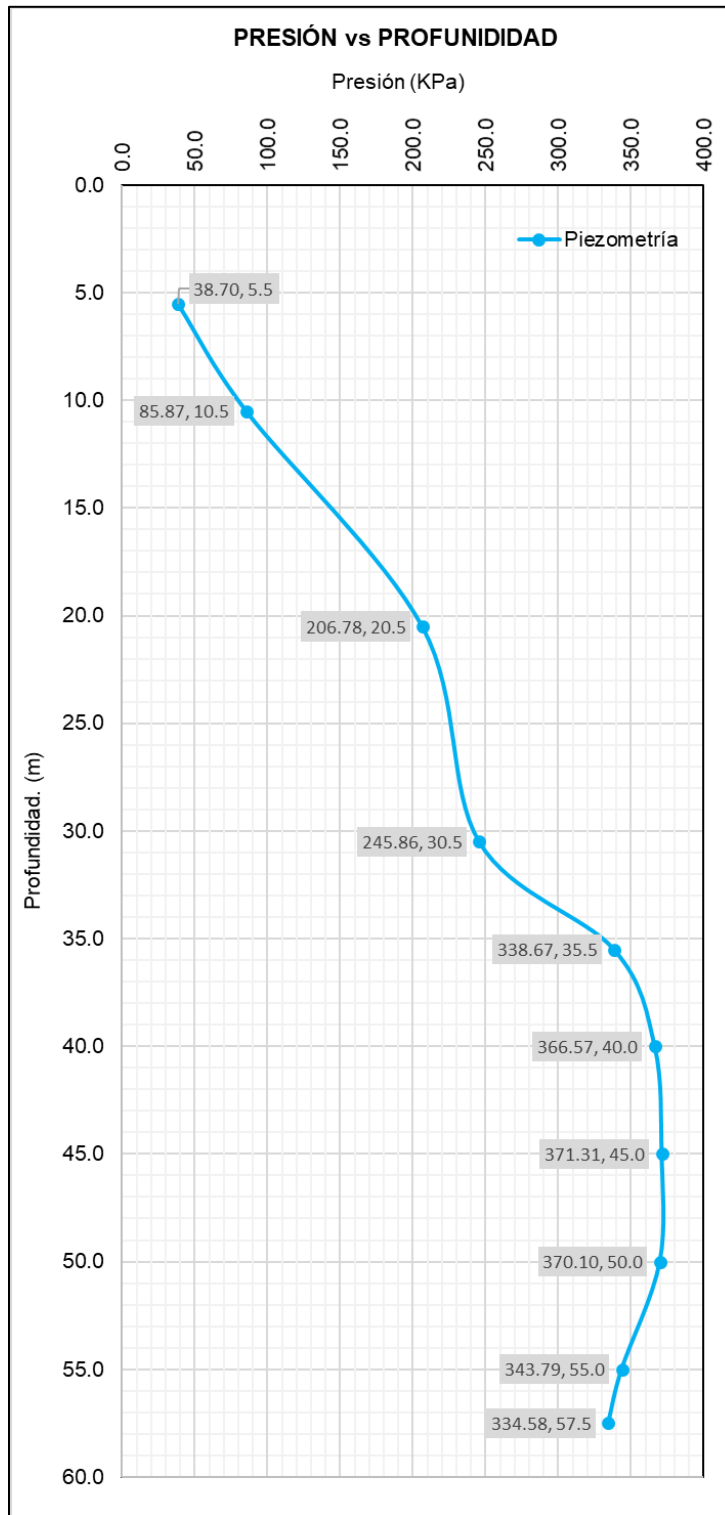


Figura 25 Sondeo de cono eléctrico 01 (SCE-01).



Grafica 4 Resultados de piezometría.

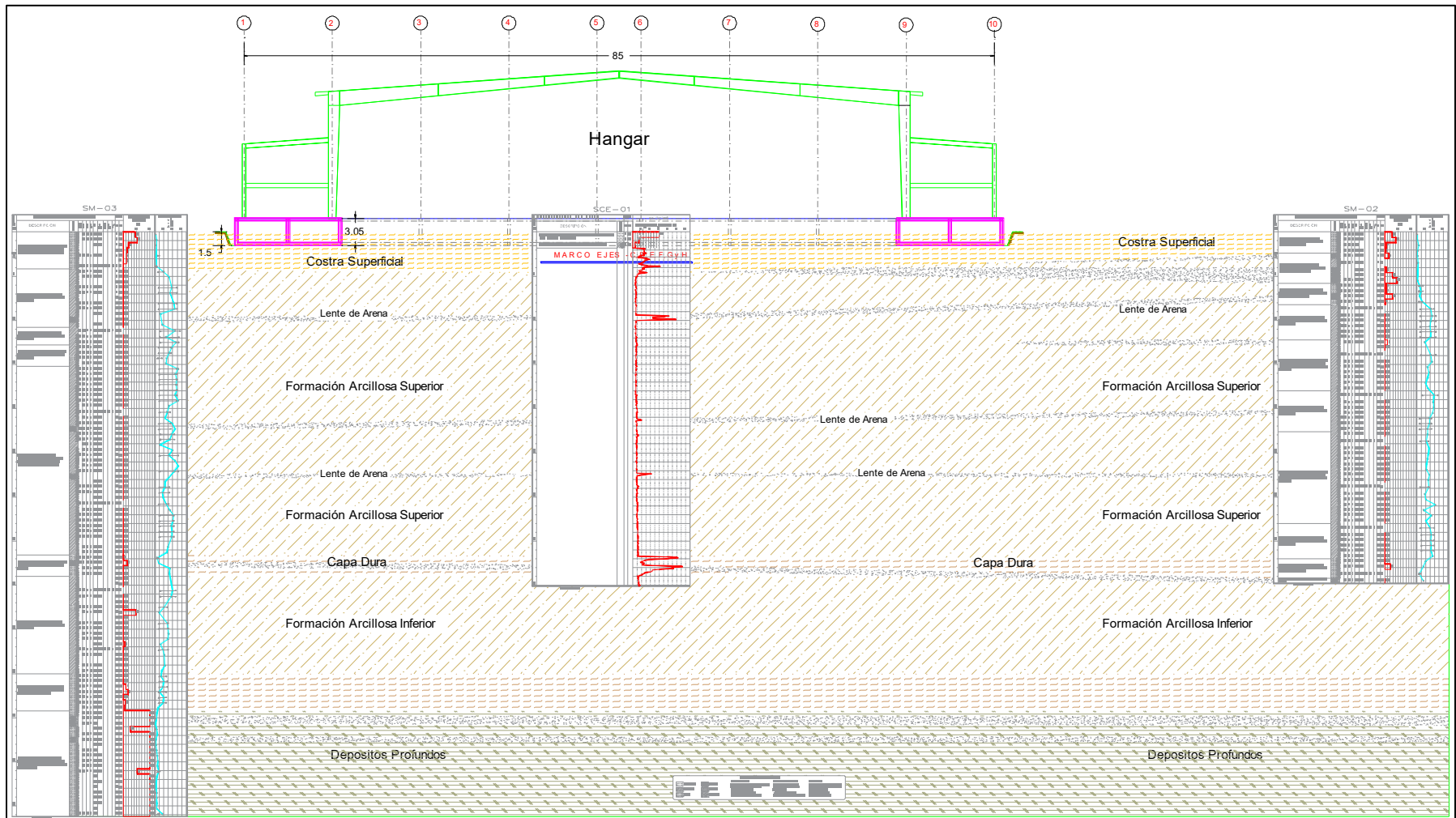


Figura 26 Corte estratigráfico general.

7.2. Resultados de laboratorio.

Los resultados de laboratorio se presentan en el Anexo 1:

Muestras alteradas

Son muestras cuyo acomodo estructural se pierde a consecuencia de su extracción; se utilizan en el laboratorio para identificar el tipo de suelo a que corresponde y realizar ensayos índice.

Los ensayos índice que se realizaron a las muestras alteradas e inalteradas, son las que a continuación se mencionan:

7.2.1. Ensayes índice.

Contenido Natural de Agua.

Con este nombre se designará a la relación entre el peso del agua y el de la materia sólida de un suelo en su estado natural, expresado en porciento. Se usará el símbolo w ; para denotar dicha relación. La humedad se ha determinado secando las muestras en un horno a temperatura constante e igual a 105°C , durante un periodo de 12 horas o mayor.

El contenido de agua es una de las características más expresivas de las arcillas del Valle y tiene la ventaja de ser fácilmente determinable en el laboratorio. Se obtuvieron contenidos de agua máximos de 530% y mínimos de 30%, esto en la formación arcillosa, en la costra superficial y capa dura se obtuvieron valores mucho más bajos, máximos de 168% y mínimos de 15%.

Densidad de sólidos.

Según convención usual en mecánica de suelos, densidad de sólidos es la relación de los pesos específicos de los sólidos y del agua a 4°C de temperatura, empleando las letras S_s para expresarla en forma breve. Esta propiedad de los sólidos se ha determinado de modo sistemático al investigar las arcillas, pues presentan variaciones significativas no obstante que los especímenes aparentemente pertenezcan a un mismo estrato. Los valores obtenidos de esta característica están comprendidos entre 2.14 y 2.72.

Límites de Atterberg.

La plasticidad, es una de las propiedades de las arcillas y en general de los suelos constituidos por partículas finas: Atterberg, hizo ver que la plasticidad no era una propiedad permanente de los suelos finos, sino circunstancial y dependiente de su contenido de agua; así, si el contenido de agua es muy elevado, en realidad se tiene una suspensión muy concentrada sin resistencia al esfuerzo cortante; al perder agua, va aumentando esa resistencia hasta alcanzar un estado plástico en que el material es fácilmente moldeable; si el secado continúa, el suelo llega a adquirir las características de un sólido, pudiendo resistir esfuerzos de compresión considerables.

Según su contenido de agua en orden decreciente, un suelo susceptible de ser plástico puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia, definidos por Atterberg:

- ◆ *Estado Líquido.*
- ◆ *Estado Plástico.*

- ◆ *Estado semisólido.*
- ◆ *Estado sólido.*

Arbitrariamente, Atterberg marcó las fronteras de los cuatro estados en que pueden presentarse los materiales granulares muy finos, fijando los límites siguientes: Líquido, Plástico y de contracción. El primero es la frontera entre el estado líquido y el plástico; el segundo entre el estado plástico y el semisólido; y el tercero separa el estado semisólido del sólido. A estos límites se les llama Límites de Consistencia.

Con la finalidad de clasificar a la porción fina de un suelo, se determinaron los límites líquido, plástico e índice de plasticidad.

Límite Líquido (LL)

En la mayoría de los casos se obtuvieron valores mayores o iguales al contenido de agua natural.

Límite Plástico (LP)

Es por definición el contenido de agua a partir del cual el suelo se empieza a agrietar y a desmoronar cuando se remoldea manualmente en forma de rollito de 3 mm de diámetro, se obtuvieron valores en la mayoría de los casos menores al contenido de natural de agua y del orden de 100%.

Índice de Plasticidad (IP)

Se define como el intervalo de contenido de agua donde el suelo exhibe propiedades plásticas.

Peso Volumétrico Natural.

El peso por unidad de volumen o peso volumétrico, es una de las propiedades físicas más importantes del suelo, ya que es indispensable su determinación para los análisis de estabilidad realizados en la mecánica de suelos.

Su determinación en el laboratorio, consiste en obtener el peso de una muestra labrada, sensiblemente cúbica de dimensiones entre 1 y 3 cm de lado; posteriormente se sujeta con un hilo y se introduce dentro de un recipiente que contiene parafina y brea diluidas por calentamiento, una vez que la mezcla impregnada se ha enfriado, se determina el peso de la muestra con la parafina. Colgando la muestra con parafina del pescante de una balanza de tres brazos y sujetándola con el hilo, se pesa la muestra emparafinada suspendida dentro del vaso de precipitado lleno de agua de tal manera que ni las paredes ni el fondo del vaso de precipitado rocen la muestra.

Los valores obtenidos son del orden de 1.1 – 1.2 t/m³, valores característicos de la formación arcillosa, en la costra superficial y capa dura se obtuvieron valores mayores a 1.5 t/m³.

Análisis Granulométrico Vía Húmeda (Lavados).

Comúnmente se realizan muestreos en suelos constituidos por arenas finas en combinación con limos o arcillas y viceversa; el interés de conocer el porcentaje en el que se encuentran estos materiales, radica en determinar, qué material es el que predomina y así dar una clasificación exacta del material muestreado.

La determinación del porcentaje de arenas y finos, consiste en realizar un análisis granulométrico vía húmeda, lo cual se logra obteniendo el peso seco del material que queda retenido en la malla número 200, después de cribar con esta malla la muestra mezclada con agua; previo al tamizado se obtiene el peso seco del espécimen.

Con base en los resultados de los ensayos mencionados se procedió a identificar los principales depósitos que constituyen el subsuelo, clasificándolos conforme al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

Muestras inalteradas

Son aquellas en las que se conserva la estructura y contenido de agua que tiene el suelo en el lugar donde se obtenga la muestra, las mismas se obtuvieron mediante un tubo de pared delgada Shelby.

En Mecánica de Suelos se ha comprobado que las pruebas realizadas en el laboratorio a los diversos tipos de materiales aportan datos que son de gran utilidad al proyectista, sin embargo, el ensayo para conocer la resistencia al esfuerzo cortante en un espécimen cualquiera proporciona una información que es primordial, ya que los parámetros obtenidos, se aplican en diferentes diseños geotécnicos.

7.2.2. Ensayes mecánicos.

Resistencia a la compresión inconfiada (compresión simple).

Determinar por medio de una prueba confiable la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo, así como los parámetros que son necesarios para resolver problemas prácticos evaluando las cargas que es posible aplicar sin provocarle su falla o ruptura.

La resistencia a la compresión simple (q_u) es la carga máxima por unidad de área, a la que falla un espécimen cilíndrico o prismático de un suelo sin confinar.

Ensaye triaxial no consolidada no drenada UU (Rápida).

La prueba triaxial, la prueba más común y versátil utilizada para determinar las propiedades esfuerzo-deformación del suelo. Una muestra cilíndrica de suelo se somete en primer lugar a una presión de confinamiento σ_c , en todas sus caras. A continuación, se incrementa el esfuerzo axial $\Delta\sigma_o$ hasta que se rompe la muestra. Como no existen esfuerzos tangenciales sobre las caras de la muestra cilíndrica, el esfuerzo axial $\sigma_c + \Delta\sigma_o$ y la presión de confinamiento σ_c son los esfuerzos principales mayor y menor, σ_1 y σ_3 , respectivamente. El incremento de esfuerzo axial, $\Delta\sigma_o = \sigma_1 - \sigma_3$, es el esfuerzo desviador.

El ensayo Tx-UU, consiste en someter 3 especímenes gemelos a diferentes confinamientos a una carga vertical a compresión hasta lograr la falla.

La prueba triaxial No consolidada – No drenada (TX- UU), tiene dos etapas, la primera consiste en aplicar un esfuerzo confinante isotrópico (σ_c), sin dejar que se drene el espécimen, esto no permite un cambio volumétrico (no consolidado), en la segunda etapa se carga con un esfuerzo desviador vertical a compresión ($\Delta\sigma$), sin dejar que drene el espécimen, etapa de falla No drenada.

El esfuerzo desviador ($\Delta\sigma$) se define como la diferencia del esfuerzo principal mayor (σ_1) menos el esfuerzo de confinamiento σ_c .

Consolidación unidimensional.

El procedimiento de prueba de consolidación unidimensional fue sugerido por primera vez por Terzaghi (1925). Esta prueba se llevó a cabo en un consolidómetro (a veces referido como un edómetro). La muestra de suelo se coloca

dentro de un anillo de metal con dos piedras porosas, una en la parte superior de la probeta y otra en la parte inferior. Los especímenes median aproximadamente 80 mm de diámetro y 20 mm de espesor. La carga de la probeta es aplicada a través de un brazo de palanca y la compresión se mide mediante un micrómetro calibrado. Durante la prueba, la muestra se mantiene bajo el agua. Cada carga generalmente se mantiene durante 24 horas. Después de eso la carga por lo general se duplica, duplicando así la presión sobre la muestra, y se continúa con la medición de la compresión, se repite el mismo procedimiento, pero para las etapas de descarga, al final de la prueba se determinan los pesos del espécimen para así calcular sus propiedades índice.

Con estos ensayos se determinaron las propiedades mecánicas de los estratos representativos del subsuelo, obteniendo parámetros característicos de la zona.

7.3. Nivel de aguas freáticas.

El nivel de aguas freáticas se detectó a una profundidad de 2.80 m, como se muestra en la **gráfica 3**, se puede apreciar que el comportamiento de la presión de poro es un poco mayor a la presión hidrostática teórica, esto hasta los 25.0 m de profundidad, posteriormente la presión de poro se empieza a disipar, teniendo una disminución importante hasta la profundidad explorada.

7.4. Modelo Geotécnico.

En la siguiente tabla se muestra en modelo geotécnico general de la zona de interés, mismo que fue tomado en cuenta para los respectivos análisis geotécnicos además de considerar todos los resultados obtenidos tanto en campo como en laboratorio.

Tabla 5 Modelo geotécnico.

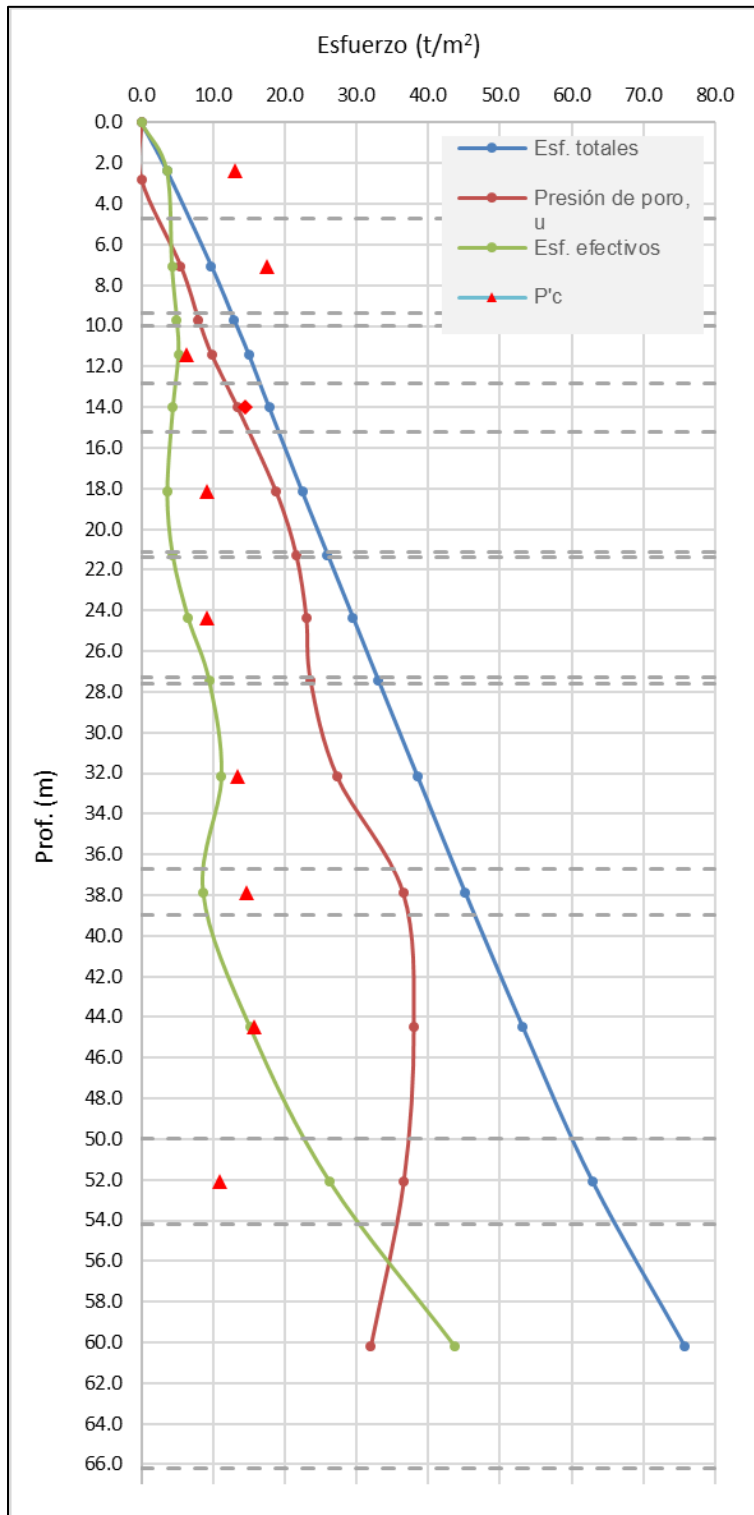
Modelo Geotécnico																
Unidad Geotécnica	Formación	De	A	Espesor	Descripción	SUCS	Cohesión aparente (c_u)	ϕ_u	Peso vol. (γ_{nat})	P'c	Cc	Cs	e_0	E50	v	Gw
		m	m	m			kg/cm ²	°	kg/m ³	kg/cm ²				kg/cm ²		%
1	Costra Superficial	0.00	4.70	4.70	Limo arenoso color gris oscuro, de alta plasticidad, de consistencia muy dura a media, con gravas aisladas.	MH	0.44	13.0	1513	1.30	0.55	0.03	1.51	39.60	0.35	98.0
2	Formación arcillosa superior	4.70	9.40	4.70	Arcilla color gris de tonalidad verdosa, de alta plasticidad, de consistencia muy blanda.	CH	0.31	4.0	1135	1.75	9.49	0.22	7.19	30.00	0.45	97.3
3		9.40	10.00	0.60	Lente de arena arcillosa, color gris oscuro, de compacidad media.	---	---	---	1682	---	---	---	---	---	---	82.0
4	Formación arcillosa superior	10.00	12.80	2.80	Arcilla color café oscuro, de alta plasticidad, de consistencia muy blanda.	CH	0.20	5.0	1086	0.63	6.50	0.08	8.95	27.00	0.50	97.5
5		12.80	15.20	2.40	Arcilla color café de tonalidad verdosa, de alta plasticidad, de consistencia muy blanda.	CH	0.15	7.0	1098	1.45	8.66	0.25	7.35	27.80	0.50	95.2
6		15.20	21.10	5.90	Arcilla color gris de tonalidad verdosa con intercalaciones color café de tonalidad rojiza, de alta plasticidad, de consistencia muy blanda.	CH	0.23	5.0	1118	0.91	5.16	0.21	7.40	30.00	0.50	90.2
7		21.10	21.40	0.30	Lente de arena arcillosa, color gris oscuro, de compacidad muy suelta.	---	---	---	1682	---	---	---	---	---	---	97.7
8	Formación arcillosa superior	21.40	27.30	5.90	Arcilla color gris de tonalidad verdosa con intercalaciones color café de tonalidad rojiza, de alta plasticidad, de consistencia muy blanda.	CH	0.23	5.0	1118	0.91	5.16	0.21	7.62	30.00	0.50	90.2
9		27.30	27.60	0.30	Lente de arena arcillosa, color gris oscuro, de compacidad media.	---	---	---	1637	---	---	---	---	---	---	94.1
10	Formación arcillosa superior	27.60	36.70	9.10	Arcilla color gris de tonalidad verdosa con intercalaciones color café de tonalidad rojiza, de alta plasticidad, de consistencia muy blanda.	CH	0.37	8.0	1136	1.35	3.02	0.11	4.64	35.00	0.50	95.2
11	Capa dura	36.70	39.00	2.30	Limo arenoso color gris oscuro, de alta plasticidad, de consistencia blanda con un lente de arena limosa color gris.	MH	0.31	2.0	1269	1.47	3.83	0.31	6.46	20.00	0.45	82.9
12	Formación arcillosa inferior	39.00	50.00	11.00	Arcilla color gris de tonalidad verdosa, de alta plasticidad, de consistencia muy blanda.	CH	0.22	6.0	1202	1.58	3.27	0.12	3.92	35.40	0.50	90.0
13		50.00	54.20	4.20	Limo color gris de tonalidad verdosa, de alta plasticidad, de consistencia muy blanda media y blanda.	MH	0.92	8.0	1478	1.10	2.45	0.14	4.40	40.00	0.45	99.0
14	Depósitos profundos	54.20	66.20	12.00	Limo arenoso color gris de tonalidad verdosa, de alta plasticidad, de consistencia durísima y muy dura, con lentes de arena limosa	MH	1.00	30.0	1626	---	---	---	---	350.00	0.35	82.8

7.5. Determinación de esfuerzos geostáticos verticales efectivos.

Con la finalidad de realizar los diferentes análisis geotécnicos se determinaron los esfuerzos efectivos, tomando en cuenta las presiones hidrostáticas teóricas y las medidas en campo (condiciones piezométricas), obteniendo así dos graficas con fines de comparativa a diferentes profundidades, las cuales se muestran en la sección 7.1, la gráfica 6 muestra la distribución de esfuerzos al centro de cada estrato.

Tabla 6 Distribución de esfuerzos efectivos.

Unidad Geotécnica	De	A	Espesor	Centro del estrato, m	Prof. Total al centro de cada estrato, m	Peso vol. (γ_{nat})	σ_v (centro del estrato)	Presión de poro, u	σ'_v (centro del estrato)	P'c	OCR	
	m		m			t/m ³	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²		
1	0.00	4.70	4.70	2.35	2.35	1.513	3.56	0.00	3.56	13.0	3.66	OC
2	4.70	9.40	4.70	2.35	7.05	1.135	9.78	5.50	4.28	17.50	4.09	OC
3	9.40	10.00	0.60	0.30	9.70	1.682	12.95	8.00	4.95	----	----	----
4	10.00	12.80	2.80	1.40	11.40	1.086	14.97	9.80	5.17	6.30	1.22	OC
5	12.80	15.20	2.40	1.20	14.00	1.098	17.81	13.40	4.41	14.50	3.29	OC
6	15.20	21.10	5.90	2.95	18.15	1.118	22.43	18.80	3.63	9.10	2.51	OC
7	21.10	21.40	0.30	0.15	21.25	1.682	25.98	21.60	4.38	----	----	----
8	21.40	27.30	5.90	2.95	24.35	1.118	29.53	23.00	6.53	9.10	1.39	OC
9	27.30	27.60	0.30	0.15	27.45	1.637	33.07	23.60	9.47	----	----	----
10	27.60	36.70	9.10	4.55	32.15	1.136	38.48	27.30	11.18	13.50	1.21	OC
11	36.70	39.00	2.30	1.15	37.85	1.269	45.11	36.50	8.61	14.70	1.71	OC
12	39.00	50.00	11.00	5.50	44.50	1.202	53.18	38.00	15.18	15.80	1.04	NC
13	50.00	54.20	4.20	2.10	52.10	1.478	62.90	36.60	26.30	11.00	0.42	NC
14	54.20	66.20	12.00	6.00	60.20	1.626	75.76	32.00	43.76	----	----	----



Grafica 5 Esfuerzos efectivos al centro de cada estrato.

8. Análisis geotécnico.

8.1. Análisis de cargas.

Para los diferentes análisis geotécnicos se consideraron las descargas que se muestran a continuación.

Notas:

1. El peso propio no incluye el peso de la cimentación.
2. Compresión (-).
3. Tensión (+).

Esquema de direcciones en planta.

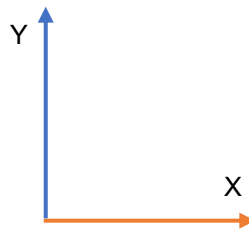


Tabla 7 Combinaciones de cargas.

Combinación	PP	CM	Cv _{máx}	Cv _{vacc}	Granizo	Sismo X	Sismo Y
Comb1	1.5	1.5	1.7				
Comb2	1.1	1.1		1.1		1.1	0.33
Comb3	1.1	1.1		1.1		1.1	-0.33
Comb4	1.1	1.1		1.1		-1.1	0.33
Comb5	1.1	1.1		1.1		-1.1	-0.33
Comb6	1.1	1.1		1.1		0.33	1.1
Comb7	1.1	1.1		1.1		0.33	-1.1
Comb8	1.1	1.1		1.1		-0.33	1.1
Comb9	1.1	1.1		1.1		-0.33	-1.1
Comb10	1.1	1.1			1.1		

Tabla 8 Cargas en Hangar.

<i>cargas en toneladas (t)</i>						
Columna	PP	CM	CVMAX	Cvacc	Cvmed	Granizo
1	-31.1	-13.9	-11.6	-6.9	-1.5	-16.9
2	-13.9	-11.0	-9.9	-7.1	-1.2	0.6
3	-14.6	-11.5	-10.3	-7.4	-1.3	0.4
4	-7.2	-4.9	-4.4	-3.2	-0.6	0.5
5	-7.2	-4.9	-4.4	-3.2	-0.6	0.6
6	-14.6	-11.5	-10.3	-7.4	-1.3	0.4
7	-13.9	-11.0	-9.9	-7.1	-1.2	0.6
8	-30.4	-13.9	-11.6	-6.9	-1.5	-16.9
9	-32.7	-21.9	-18.1	-10.1	-2.3	-33.0
10	-13.9	-11.0	-9.9	-7.2	-1.2	0.5
11	-14.7	-11.9	-10.6	-7.6	-1.3	-0.4
12	-7.3	-5.4	-4.8	-3.4	-0.6	-0.4
13	-7.3	-5.4	-4.8	-3.4	-0.6	-0.4
14	-14.7	-11.9	-10.6	-7.6	-1.3	-0.4
15	-13.9	-11.0	-9.9	-7.2	-1.2	0.5
16	-32.7	-21.9	-18.1	-10.1	-2.3	-33.0
17	-26.1	-16.4	-13.1	-6.6	-1.6	-32.7
18	-26.1	-16.4	-13.1	-6.6	-1.6	-32.8
19	-26.2	-16.5	-13.2	-6.6	-1.6	-33.0
20	-26.2	-16.5	-13.2	-6.6	-1.6	-33.0
21	-26.2	-16.5	-13.2	-6.6	-1.7	-33.0
22	-26.2	-16.5	-13.2	-6.6	-1.7	-33.0
23	-26.2	-16.5	-13.2	-6.6	-1.7	-33.0
24	-26.2	-16.5	-13.2	-6.6	-1.7	-33.0
25	-26.2	-16.5	-13.2	-6.6	-1.6	-33.0
26	-26.2	-16.5	-13.2	-6.6	-1.6	-33.0
27	-26.2	-16.2	-13.0	-6.5	-1.6	-32.4
28	-26.2	-16.2	-13.0	-6.5	-1.6	-32.4
29	-24.6	-12.7	-10.4	-5.0	-1.3	-28.0
30	-24.5	-12.7	-10.4	-5.0	-1.3	-28.0
67	-4.9	-1.4	-1.3	-0.8	-0.2	-1.4
68	-6.5	-2.8	-2.4	-1.4	-0.3	-4.5
69	-9.9	-2.7	-2.4	-1.5	-0.3	-3.2
70	-7.7	-2.0	-1.8	-1.1	-0.2	-2.3
71	-7.8	-2.2	-2.1	-1.1	-0.3	-3.9
72	-9.6	-3.0	-2.9	-1.5	-0.4	-7.0
73	-4.8	-1.4	-1.3	-0.8	-0.2	-1.4
74	-6.5	-2.8	-2.4	-1.4	-0.3	-4.5
75	-9.9	-2.6	-2.4	-1.5	-0.3	-3.2
76	-7.7	-1.9	-1.8	-1.1	-0.2	-2.3
77	-7.8	-2.2	-2.1	-1.1	-0.3	-3.9
78	-9.5	-3.0	-2.9	-1.5	-0.4	-7.0

Tabla 9 Cargas por combinación en Hangar.

Columna	Combinaciones carga (t)									
	Comb1	Comb2	Comb3	Comb4	Comb5	Comb6	Comb7	Comb8	Comb9	Comb10
1	-87.3	-15.6	-98.7	55.4	-169.7	18.2	-49.4	-64.9	-132.4	67.9
2	-54.2	-27.2	-43.4	-8.9	-61.7	-19.2	-35.1	-35.5	-51.3	-6.5
3	-56.6	-35.1	-38.6	-13.5	-60.2	-28.1	-42.1	-31.6	-45.6	-13.0
4	-25.7	-2.5	-31.3	3.4	-37.2	3.6	-8.6	-25.2	-37.4	7.7
5	-25.7	-2.6	-31.2	2.9	-36.7	3.4	-8.5	-25.3	-37.2	7.2
6	-56.5	-35.2	-38.5	-13.6	-60.0	-28.2	-42.2	-31.5	-45.4	-13.2
7	-54.2	-27.1	-43.5	-8.8	-61.7	-19.2	-35.0	-35.5	-51.4	-6.4
8	-86.3	-15.5	-97.2	55.1	-167.8	17.9	-49.0	-63.7	-130.6	67.4
9	-112.6	-42.0	-100.3	-47.8	-94.6	-35.0	-49.0	-93.3	-107.3	-39.1
10	-54.2	-23.5	-47.2	-8.3	-62.3	-15.4	-31.6	-39.1	-55.3	-4.8
11	-57.8	-35.9	-39.2	-14.2	-60.9	-28.9	-42.9	-32.2	-46.2	-13.7
12	-27.1	-0.3	-35.1	2.4	-37.8	5.7	-6.3	-29.0	-41.1	7.6
13	-27.1	-0.2	-35.2	2.5	-37.9	5.9	-6.3	-29.1	-41.2	7.8
14	-57.8	-35.9	-39.2	-14.4	-60.7	-29.0	-42.9	-32.2	-46.1	-13.9
15	-54.2	-23.6	-47.0	-8.6	-62.1	-15.6	-31.7	-39.0	-55.0	-5.1
16	-112.6	-42.2	-100.2	-48.3	-94.1	-35.3	-49.0	-93.3	-107.1	-39.5
17	-86.1	-47.2	-60.8	-19.6	-88.4	-36.9	-57.6	-50.4	-71.1	-17.5
18	-86.1	-47.1	-60.9	-19.7	-88.3	-36.8	-57.4	-50.6	-71.2	-17.7
19	-86.4	-43.6	-64.7	-49.6	-58.8	-42.2	-45.0	-63.3	-66.1	-46.4
20	-86.4	-43.6	-64.7	-49.6	-58.8	-42.2	-45.0	-63.3	-66.1	-46.4
21	-86.4	-43.3	-65.1	-53.2	-55.2	-43.0	-43.6	-64.8	-65.4	-49.9
22	-86.4	-43.3	-65.1	-53.2	-55.2	-43.0	-43.6	-64.8	-65.4	-50.0
23	-86.4	-42.4	-66.0	-52.8	-55.6	-42.0	-42.8	-65.6	-66.4	-49.3
24	-86.4	-42.4	-66.0	-52.8	-55.6	-42.0	-42.8	-65.6	-66.4	-49.2
25	-86.4	-42.3	-66.1	-50.7	-57.6	-41.2	-43.3	-65.0	-67.1	-47.2
26	-86.4	-42.2	-66.1	-51.0	-57.4	-41.3	-43.2	-65.1	-67.1	-47.4
27	-85.7	-36.9	-70.8	-30.1	-77.5	-29.8	-44.0	-63.7	-77.9	-25.0
28	-85.7	-37.0	-70.7	-29.9	-77.8	-29.8	-44.2	-63.5	-77.8	-24.8
29	-73.6	-18.1	-75.0	85.0	-178.1	21.3	-57.6	-35.5	-114.4	93.5
30	-73.6	-18.7	-74.3	84.7	-177.7	20.6	-58.0	-34.9	-113.6	93.0
67	-11.6	-7.6	-8.0	-1.6	-13.9	-5.7	-9.4	-6.1	-9.8	-1.6
68	-18.1	-11.6	-11.8	-5.3	-18.2	-9.7	-13.5	-9.9	-13.8	-5.2
69	-23.0	-8.3	-22.5	-1.8	-29.0	-4.2	-12.4	-18.5	-26.6	0.3
70	-17.5	-8.7	-15.0	2.7	-26.4	-4.3	-13.0	-10.6	-19.3	3.7
71	-18.6	-6.0	-18.6	-3.6	-21.0	-3.4	-8.6	-16.0	-21.2	-1.7
72	-23.8	-8.4	-22.6	-12.2	-18.8	-7.4	-9.4	-21.6	-23.6	-10.0
73	-11.5	-7.6	-7.9	-1.6	-13.9	-5.7	-9.4	-6.1	-9.8	-1.6
74	-18.0	-11.6	-11.8	-5.3	-18.1	-9.6	-13.5	-9.9	-13.7	-5.2
75	-22.9	-8.3	-22.4	-1.8	-28.9	-4.2	-12.4	-18.4	-26.5	0.3
76	-17.5	-8.6	-14.9	2.7	-26.2	-4.3	-13.0	-10.6	-19.2	3.6
77	-18.5	-6.0	-18.5	-3.6	-20.9	-3.4	-8.6	-15.9	-21.1	-1.7
78	-23.7	-8.3	-22.5	-12.1	-18.7	-7.3	-9.3	-21.5	-23.5	-10.0

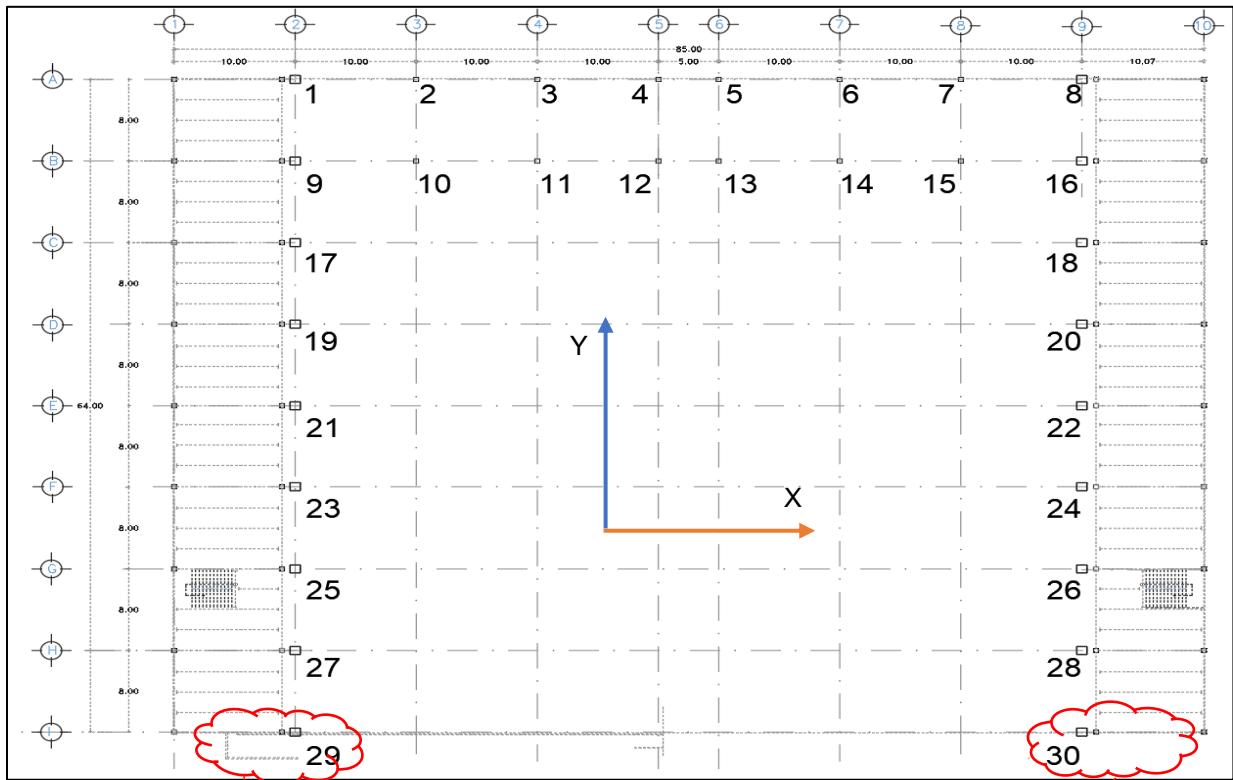


Figura 27 Sembrado de columnas en Hangar y puertas de acceso.

Tabla 10 Cargas en Área Adosada.

<i>cargas en toneladas (t)</i>						
Columna	PP	CM	CVMAX	Cvacc	Cvmed	Granizo
31	-7.7	-5.6	-4.9	-3.4	-0.6	-1.6
32	-7.9	-5.8	-5.1	-3.5	-0.6	-2.0
33	-7.9	-5.8	-5.1	-3.5	-0.6	-2.0
34	-7.7	-5.6	-4.9	-3.4	-0.6	-1.6
35	-15.3	-12.8	-11.3	-7.8	-1.4	-3.2
36	-15.5	-13.2	-11.6	-8.0	-1.4	-4.0
37	-15.5	-13.2	-11.6	-8.0	-1.4	-4.0
38	-15.3	-12.8	-11.3	-7.8	-1.4	-3.2
39	-14.6	-12.2	-10.7	-7.5	-1.3	-3.2
40	-14.8	-12.6	-11.0	-7.6	-1.4	-4.0
41	-14.8	-12.6	-11.0	-7.6	-1.4	-4.0
42	-14.6	-12.2	-10.7	-7.5	-1.3	-3.2
43	-14.7	-12.3	-10.8	-7.5	-1.4	-3.2
44	-14.8	-12.6	-11.1	-7.6	-1.4	-4.0
45	-14.8	-12.6	-11.1	-7.6	-1.4	-4.0
46	-14.7	-12.3	-10.8	-7.5	-1.4	-3.2
47	-14.7	-12.3	-10.8	-7.5	-1.3	-3.2
48	-14.8	-12.6	-11.1	-7.6	-1.4	-4.0
49	-14.7	-12.3	-10.8	-7.5	-1.3	-3.2
50	-14.7	-12.3	-10.8	-7.5	-1.4	-3.2
51	-14.8	-12.6	-11.1	-7.6	-1.4	-4.0
52	-14.8	-12.6	-11.1	-7.6	-1.4	-4.0
53	-14.7	-12.3	-10.8	-7.5	-1.4	-3.2
54	-14.6	-12.2	-10.7	-7.5	-1.3	-3.2
55	-14.8	-12.6	-11.0	-7.6	-1.4	-4.0
56	-14.8	-12.6	-11.0	-7.6	-1.4	-4.0
57	-14.6	-12.2	-10.7	-7.5	-1.3	-3.2
58	-14.8	-12.6	-11.1	-7.6	-1.4	-4.0
59	-15.3	-12.8	-11.3	-7.8	-1.4	-3.2
60	-15.5	-13.2	-11.6	-8.0	-1.4	-4.0
61	-15.5	-13.2	-11.6	-8.0	-1.4	-4.0
62	-15.3	-12.8	-11.3	-7.8	-1.4	-3.2
63	-7.7	-5.6	-4.9	-3.4	-0.6	-1.6
64	-7.9	-5.8	-5.1	-3.5	-0.6	-2.0
65	-7.9	-5.8	-5.1	-3.5	-0.6	-2.0
66	-7.7	-5.6	-4.9	-3.4	-0.6	-1.6

Tabla 11 Cargas por combinación en Área Adosada.

Combinaciones carga (t)										
Columna	Comb1	Comb2	Comb3	Comb4	Comb5	Comb6	Comb7	Comb8	Comb9	Comb10
31	-24.7	5.9	-42.7	-0.8	-36.0	11.2	0.6	-37.4	-48.0	6.5
32	-25.5	5.6	-43.4	-1.6	-36.2	10.7	0.4	-38.2	-48.6	5.7
33	-25.5	5.6	-43.4	-1.6	-36.2	10.7	0.4	-38.2	-48.6	5.7
34	-24.7	5.9	-42.7	-0.8	-36.0	11.2	0.6	-37.4	-48.0	6.5
35	-53.4	-11.8	-67.2	-37.4	-41.6	-11.1	-12.4	-66.6	-67.9	-29.1
36	-54.6	-12.3	-68.3	-37.0	-43.5	-11.3	-13.3	-67.3	-69.2	-28.6
37	-54.6	-12.3	-68.3	-37.0	-43.5	-11.3	-13.3	-67.3	-69.2	-28.6
38	-53.4	-11.8	-67.2	-37.4	-41.6	-11.1	-12.4	-66.6	-67.9	-29.1
39	-51.0	-9.9	-65.5	-37.2	-38.2	-9.7	-10.0	-65.4	-65.7	-28.9
40	-52.1	-10.3	-66.5	-38.4	-38.5	-10.3	-10.3	-66.5	-66.5	-29.9
41	-52.1	-10.3	-66.5	-38.4	-38.5	-10.3	-10.3	-66.5	-66.5	-29.9
42	-51.0	-9.9	-65.5	-37.2	-38.2	-9.7	-10.0	-65.4	-65.7	-28.9
43	-51.2	-9.8	-66.0	-37.8	-38.0	-9.8	-9.8	-66.0	-66.0	-29.4
44	-52.4	-10.3	-67.0	-38.4	-38.8	-10.2	-10.3	-66.9	-67.1	-29.9
45	-52.4	-10.3	-67.0	-38.4	-38.8	-10.2	-10.3	-66.9	-67.1	-29.9
46	-51.2	-9.8	-66.0	-37.8	-38.0	-9.8	-9.8	-66.0	-66.0	-29.4
47	-51.2	-9.7	-66.0	-37.9	-37.9	-9.7	-9.7	-66.0	-66.0	-29.4
48	-52.3	-10.1	-67.1	-38.6	-38.6	-10.1	-10.1	-67.1	-67.1	-30.1
49	-51.2	-9.4	-66.3	-37.9	-37.9	-9.4	-9.4	-66.3	-66.3	-29.3
50	-51.2	-9.7	-66.1	-37.9	-37.9	-9.7	-9.7	-66.1	-66.1	-29.4
51	-52.4	-10.5	-66.7	-38.5	-38.7	-10.5	-10.6	-66.7	-66.7	-30.1
52	-52.4	-10.3	-67.0	-38.4	-38.8	-10.2	-10.3	-66.9	-67.1	-29.9
53	-51.2	-9.5	-66.3	-37.7	-38.1	-9.5	-9.6	-66.2	-66.3	-29.2
54	-51.0	-9.6	-65.8	-37.6	-37.8	-9.6	-9.6	-65.8	-65.8	-29.2
55	-52.1	-10.6	-66.2	-37.9	-38.9	-10.5	-10.8	-66.1	-66.4	-29.6
56	-52.1	-10.3	-66.5	-38.4	-38.5	-10.3	-10.3	-66.5	-66.5	-29.9
57	-51.0	-9.6	-65.8	-37.7	-37.7	-9.6	-9.6	-65.8	-65.8	-29.2
58	-52.3	-10.8	-66.4	-38.1	-39.1	-10.6	-10.9	-66.3	-66.6	-29.8
59	-53.4	-11.8	-67.2	-37.4	-41.6	-11.1	-12.4	-66.6	-67.9	-29.1
60	-54.6	-12.3	-68.3	-37.0	-43.5	-11.3	-13.3	-67.3	-69.2	-28.6
61	-54.6	-12.3	-68.2	-37.0	-43.5	-11.3	-13.3	-67.3	-69.2	-28.6
62	-53.4	-11.8	-67.2	-37.4	-41.6	-11.1	-12.4	-66.6	-67.9	-29.1
63	-24.7	5.9	-42.7	-0.8	-36.0	11.2	0.6	-37.4	-48.0	6.5
64	-25.5	5.6	-43.4	-1.6	-36.2	10.7	0.4	-38.2	-48.6	5.7
65	-25.5	5.6	-43.4	-1.6	-36.2	10.7	0.4	-38.2	-48.6	5.7
66	-24.7	5.9	-42.7	-0.8	-36.0	11.2	0.6	-37.4	-48.0	6.5

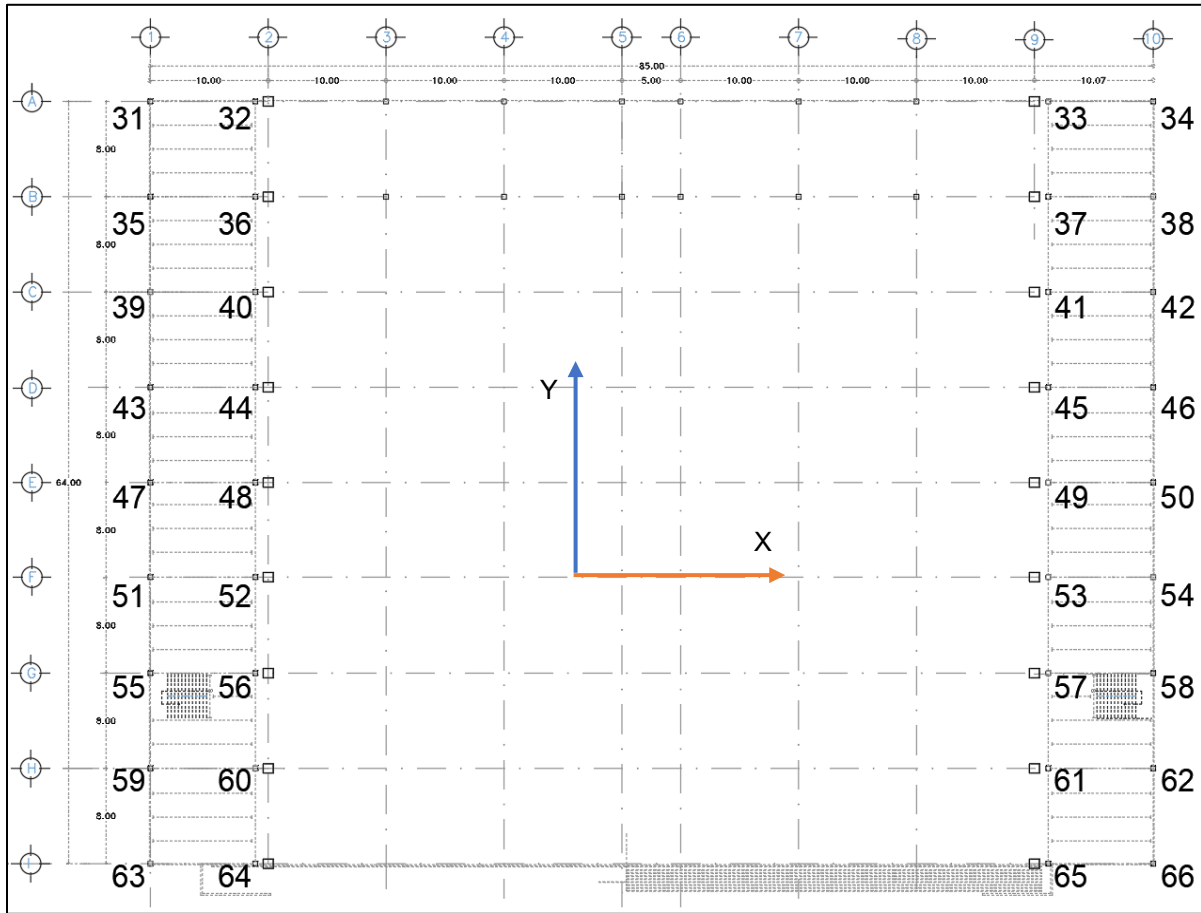


Figura 28 Sembrado de columnas en Área Adosada.

Tabla 12 Análisis de cargas zona 1.

Cargas	toneladas	t/m ²
* PP+CM+Cvmax	1739.20	2.12
* PP+CM+Cvmed	931.40	1.13
* PP+CM+Cvacc	2014.90	2.45
Peso de cimentación		1.15
Peso de Tezontle		0.63
PP+CM+Cvmax		3.90
PP+CM+Cvacc		4.23
PP+CM+Cvmed		2.91

Tabla 13 Análisis de cargas zona 2.

Cargas	toneladas	t/m²
* PP+CM+Cvmax	1109.60	1.76
* PP+CM+Cvmed	552.60	0.88
* PP+CM+Cvacc	1204.00	1.91
Peso de cimentación		1.15
Peso de Tezontle		0.63
PP+CM+Cvmax		3.54
PP+CM+CVacc		3.69
PP+CM+Cvmed		2.66

Tabla 14 Análisis de cargas zona 3.

Cargas	toneladas	t/m²
* PP+CM+Cvmax		0.16
* PP+CM+Cvmed		0.16
* PP+CM+Cvacc		0.16
Peso de cimentación		0.90
Peso de Tezontle		0.63
PP+CM+Cvmax		1.69
PP+CM+CVacc		1.69
PP+CM+Cvmed		1.69

Para el caso de la plataforma se estimó una descarga máxima de 4.60 t/m² y una descarga media de 3.50 t/m², esto considerando el peso de los mejoramientos y el avión de diseño (B747).

** Nota: se considera que las cargas ya están factorizadas por su respectivo factor de carga e incluye el peso de la cimentación y tezontle (Mejoramiento).*

8.2. Tipo de cimentación.

El tipo de cimentación a analizar consta de un cajón parcialmente compensado desplantado a 1.5 m de profundidad, medido a partir del nivel de terreno natural, la geometría es regular y se concentra en todo el perímetro del hangar, siendo una estructura monolítica, como se observa en la figura 29.

De acuerdo a los niveles de piso terminado (según proyecto) y por la topografía de la zona, siendo principalmente para evitar inundaciones, se elevarán niveles con material granular (tezontle), con un espesor máximo de 2.0 m, teniendo una altura total de 3.5 m, lo cual se considera en los análisis de empujes.

Con fines de análisis la planta de cimentación se dividió en tres zonas, la zona 1 achurado en color rojo la cual involucra el extremo del hangar y área adosada, cabe mencionar que el extremo opuesto se considera simétrico, la zona 2 achurada en color verde siendo la parte trasera del hangar y la zona 3 achurado en color azul la cual es la zona de puertas de acceso, en la siguiente figura se muestra lo antes mencionado.

La zona central del polígono corresponde a la plataforma del hangar, para la cual se realizan los análisis de deformaciones provocados por la sobrecarga de la aeronave Boeing 747 y los mejoramientos a colocar.



Figura 29 Planta de cimentación.

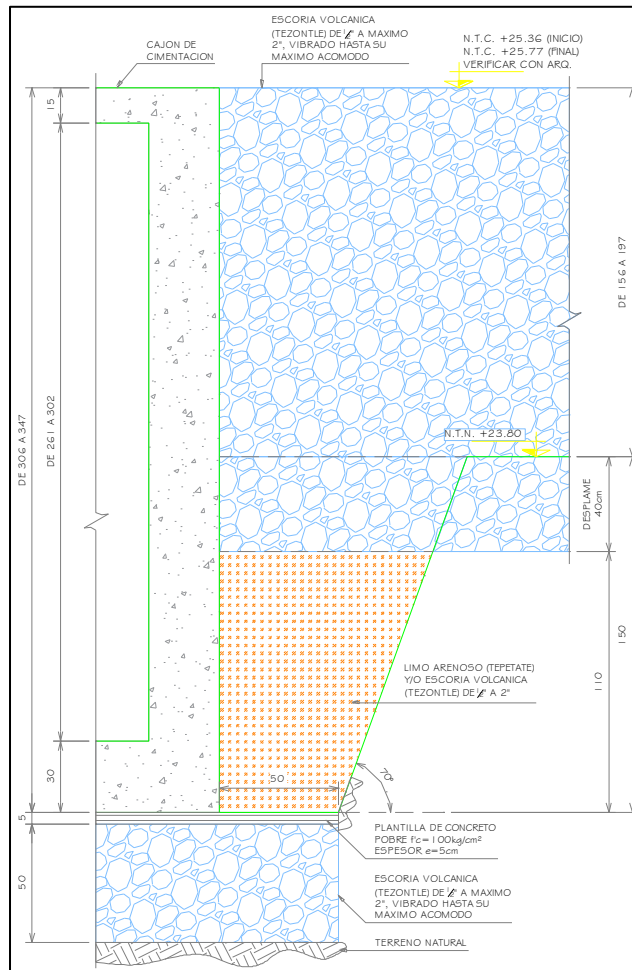


Figura 30 Sección de la cimentación.

8.3. Revisión de los estados límite de falla.

Para la determinación de la capacidad de carga de la cimentación, se utilizó el criterio determinado en las Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Cimentaciones de la Ciudad de México.

Para cimentaciones someras desplantadas en suelos, se verificará el cumplimiento de la desigualdad siguiente para las distintas combinaciones posibles de acciones verticales.

$$\frac{\sum QF_c}{A} < r \quad (1)$$

Dónde:

- QF_c Es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante, afectada por su respectivo factor de carga (combinación máxima).
- A Es el área del elemento de cimentación, en m².
- r Es la capacidad de carga unitaria reducida (es decir afectada por el factor de resistencia correspondiente) de la cimentación, (t/m²).

Para evaluar r , se recurrió a métodos analíticos, para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos.

$$r = (c_u N_c) F_R + p_v \quad (2)$$

Dónde:

- γ Es el peso volumétrico del suelo
 c_u Cohesión aparente determinada en ensaye triaxial no consolidada no drenada (UU), en t/m^2 .
 N_c Coeficiente de capacidad de carga dada por:

$$N_c = 5.14 \left(1 + \frac{0.25 D_f}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right) \quad (3)$$

Para $D_f / B < 2$ y $B / L < 1$, cuando no se cumplen estas desigualdades se consideran los valores de 2 y 1 respectivamente.

D_f = Profundidad de desplante, en m.

B = Ancho de la cimentación, en m.

L = Longitud de la cimentación, en m.

- p_v Presión vertical efectiva total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, en t/m^2 .
 F_R Factor de resistencia definido por:

- a) $F_r = 0.35$ para la capacidad de carga ante cualquier combinación de acciones en la base de zapatas de cualquier tipo en la zona I, zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5 m de profundidad en las zonas II y III y de los pilotes y pilas apoyados en un estrato friccionante; y
- b) $F_r = 0.65$ para los otros casos.

Una vez realizados los análisis correspondientes se obtienen los siguientes resultados para una cimentación a base de cajón (zona 1, 2 y 3) y para la zona central (plataforma):

Tabla 15 Capacidad de carga.

Zona	Dimensiones (m)	Df (m)	r (t/m^2)	$\frac{\sum QF_c}{A}$ (t/m^2)	Condición
1	68.12 x 12.06	1.50	12.0	4.23	Cumple
2	62.88 x 10.01	1.50	12.0	3.69	Cumple
3	62.88 x 3.27	0.00	10.3	1.69	Cumple
Plataforma	62.88 x 58.11	0.00**	13.5	4.60	Cumple

**En este caso se toma un desplante superficial ya que se trata de la plataforma de rodamiento del hangar, para el análisis de deformaciones se toma en cuenta la excavación realizada para alojar mejoramientos ya que los materiales a colocar principalmente tezontle son de menor peso volumétrico que el terreno natural lo cual ayuda a la compensación de las cargas a transmitir.

8.4. Revisión de los estados límite de servicio.

Los asentamientos instantáneos de las cimentaciones bajo solicitaciones estáticas podrán calcularse en primera aproximación usando los resultados de la teoría de la elasticidad previa estimación de los parámetros elásticos del terreno, a partir de la experiencia local o de pruebas directas o indirectas. Para suelos granulares, se tomará en cuenta el incremento de la rigidez del suelo con la presión de confinamiento. Cuando el subsuelo esté constituido por estratos horizontales de características elásticas diferentes, será aceptable despreciar la influencia de las distintas rigideces de los estratos en la distribución de esfuerzos. El desplazamiento horizontal y el giro transitorios de la cimentación bajo las fuerzas cortantes y el momento de volteo correspondientes al segundo tipo de combinación de acciones, se calcularán, cuando proceda, como se indica en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. La magnitud de las deformaciones permanentes que pueden presentarse bajo cargas accidentales cíclicas se podrá estimar con procedimientos de equilibrio límite para condiciones dinámicas.

Para los análisis de los estados límite de servicio se toman en cuenta las cargas en condición media, de acuerdo a la zona de análisis.

8.4.1. Asentamientos inmediatos.

El orden de magnitud de los asentamientos inmediatos puede estimarse empleando la teoría de la elasticidad, previa estimación de los parámetros elásticos del terreno a partir de la experiencia local o de pruebas directas o indirectas (Cap. B.2.5, CFE, 2017). Para ello, se podrá emplear la siguiente ecuación:

$$\Delta\rho = \frac{\sum Q}{A} B \left[\frac{1 - \nu^2}{E} \right] I_w \quad (4)$$

La ecuación anterior es un caso particular de la ecuación general de Steinbrenner.

Dónde:

$\Delta\rho$	asentamiento inmediato, en m.
$\sum Q$	suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación media , en toneladas.
A	área de la cimentación, en m ² .
B	dimensión lateral menor de la cimentación, en m
I_w	factor de influencia.

$$I_w = \frac{1}{\pi} \left\{ \frac{L}{B} \ln \left[\frac{1 + \sqrt{\left(\frac{L}{B}\right)^2 + 1}}{L/B} \right] + \ln \left[\frac{L}{B} + \sqrt{\left(\frac{L}{B}\right)^2 + 1} \right] \right\} \quad (5)$$

para la esquina de la zapata y el doble para el centro. Para zapatas rígidas, I_w se reducirá un 7%.

E	módulo de elasticidad del suelo ponderado, en t/m ² .
ν	relación de Poisson del suelo.

Los resultados obtenidos una vez evaluando las expresiones anteriores y tomando en cuenta los parámetros del suelo, se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 16 Asentamientos elásticos (inmediatos).

Zona	Dimensiones (m)	Df, m	Δ_p Inmediato, cm
1	68.12 x 12.06	1.50	13.70
2	62.88 x 10.01	1.50	10.69
3	62.88 x 3.27	0.00	2.20
Plataforma	62.88 x 58.11	1.00	39.20

Se realizó un análisis tomando en cuenta que el subsuelo está constituido por estratos horizontales de características elásticas diferentes, se utilizó el método de Steinbrenner para calcular este tipo de movimiento, se obtuvieron valores menores a los de la tabla 16, mismos que se muestran en la tabla 17, por lo tanto, tomando en cuenta la situación más crítica en términos de deformaciones elásticas para las diferentes consideraciones se trabaja con los valores más altos.

Tabla 17 Asentamientos elásticos (inmediatos) suelo estratificado.

Zona	Dimensiones (m)	Df, m	Δ_p Inmediato, cm
1	68.12 x 12.06	1.50	7.14
2	62.88 x 10.01	1.50	5.75
3	62.88 x 3.27	0.00	1.30
Plataforma	62.88 x 58.11	1.00	14.29

8.4.2. Expansión inmediata, (Tamez, 2001).

La expansión a volumen constante de la arcilla saturada que se encuentra bajo el fondo se asemeja a la elongación que sufre una probeta de arcilla inalterada en una cámara triaxial de laboratorio.

El comportamiento casi lineal de la relación esfuerzo-deformación de la arcilla saturada no-drenada, tanto en pruebas de carga como de descarga, permite aplicar con razonable aproximación métodos analíticos basados en la teoría de la elasticidad para calcular la magnitud de la expansión inmediata ρ_i en un área rectangular descargada. Uno de estos métodos se debe a Egorov, y se basa en la siguiente ecuación:

$$\rho_i = \frac{1 - \nu^2}{E_e} P_{df} B F_f \quad (6)$$

Dónde:

- ρ_i = Expansión inmediata, en m
- ν = Relación de Poisson del suelo.
- E_e = Módulo de elasticidad del suelo, en t/m².

- B = Ancho de la cimentación, en m.
- Pdf = Decremento de presión vertical total en el plano del fondo, causado por la excavación, t/m^2 .
- Ff = Factor de forma que toma en cuenta la distribución del decremento de presión vertical total p_{dz} , con la profundidad referida al nivel del fondo. La variación del decremento de presión depende de la geometría de la excavación, dada por su longitud L, el ancho B y el espesor Z del depósito de arcilla bajo el fondo.

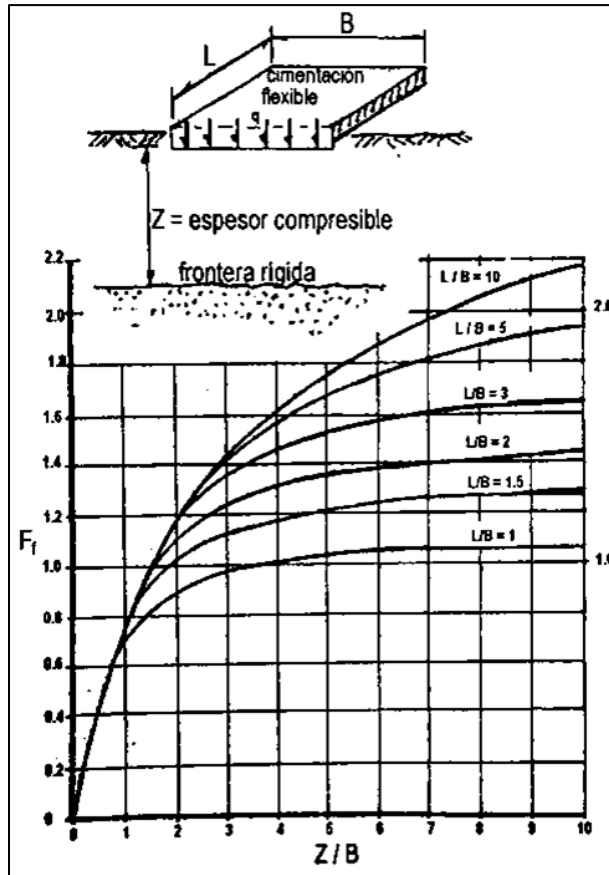


Figura 31 Factor de forma de Egorov, (Tamez, 2001).

Donde.

- B = Ancho de la cimentación, en m.
- L = Largo de la cimentación, en m.
- Z = Espesor compresible, en m, la frontera rígida se considera a una profundidad de 35.0 m.

Al momento de realizar las excavaciones proyectadas para alojar las cimentaciones ocurre un decremento de la presión vertical en el fondo al retirar el suelo excavado generando una expansión inmediata, la cual se obtiene evaluando la expresión anterior y bajo las diferentes consideraciones, obteniendo los resultados de la siguiente tabla:

Tabla 18 Expansión inmediata.

Zona	Dimensiones (m)	Df, m	ρ_i inmediata, cm
1	68.12 x 12.06	1.50	10.17
2	62.88 x 10.01	1.50	9.02
3	62.88 x 3.27	0.00	0.00
Plataforma	62.88 x 58.11	1.00	16.65

En la siguiente tabla se muestra el asentamiento elástico final el cual se obtiene de restar la expansión al asentamiento inmediato.

Tabla 19 Asentamientos elásticos finales (inmediatos).

Zona	Dimensiones (m)	Df, m	Δ_p Inmediato final (cm)
1	68.12 x 12.06	1.50	3.53
2	62.88 x 10.01	1.50	1.67
3	62.88 x 3.27	0.00	2.90
Plataforma	62.88 x 58.11	1.00	22.53

8.4.3. Análisis de compensación.

Se efectuó un análisis de compensación para evaluar el peso del suelo desalojado a la profundidad de desplante de la cimentación (cajón).

La compensación y la presión neta debida al peso de la estructura hacia el subsuelo para efecto de revisión de estados límites de servicio, se obtienen mediante la siguiente expresión:

$$W_n = W_e - p_v \quad (7)$$

Donde:

W_n presión neta máxima transmitida por la estructura, en t/m^2

W_e presión total transmitida por la estructura incluyendo el peso de la cimentación, en t/m^2

p_v presión de suelo sustraído (peso volumétrico, " γ ", multiplicado por la profundidad de excavación, "Df"), en t/m^2

Se efectuó un análisis de compensación con la finalidad de conocer el peso unitario del suelo excavado tomando en cuenta la profundidad de excavación proyectada, según planos.

Tabla 20 Análisis de compensación.

Zona	Dimensiones (m)	Df, m	We (t/m ²)	Pv (t/m ²)	Wn (t/m ²)
1	68.12 x 12.06	1.50	2.91	2.27	0.64
2	62.88 x 10.01	1.50	2.66	2.27	0.39
3	62.88 x 3.27	0.00	1.69	0.00	1.69
Plataforma	62.88 x 58.11	1.00	3.50	1.51	1.99

En esta tabla se puede apreciar que para la estructura desplantada a 1.0, 1.5 y 0.0 m de profundidad se tiene una presión neta (wn) positiva por lo tanto la estructura se considera **parcialmente compensada**, Los análisis se presentaran bajo estas condiciones de presión de carga, que más adelante se describen.

8.4.4. Asentamientos a largo plazo.

El análisis de asentamientos a largo plazo por consolidación primaria en suelos finos compresibles constará de las tres partes siguientes:

- Análisis de la distribución inicial de esfuerzos efectivos en la masa de suelo
- Cálculo de la distribución de los incrementos de esfuerzos verticales inducidos por la cimentación
- Cálculo de los asentamientos provocados por la cimentación

Los asentamientos diferidos se calcularán por medio de la relación:

$$\Delta H = \sum_0^H \left[\frac{\Delta e}{1 + e_0} \right] \Delta Z \quad (8)$$

donde:

- ΔH es el asentamiento de un estrato de espesor H;
- e_0 es la relación de vacíos inicial;
- Δe es la variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo efectivo vertical Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de pruebas de consolidación unidimensionales realizadas con muestras inalteradas representativas del material existente a esa profundidad; y
- ΔZ son los espesores de estratos elementales dentro de los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.

Los incrementos de presión vertical Δp inducidos por la carga superficial se calcularon con la teoría de Boussinesq a partir de las presiones transmitidas por la subestructura al suelo.

Se tienen los siguientes casos de análisis:

- Suelo normalmente consolidado** (esfuerzo efectivo inicial igual al esfuerzo de preconsolidación) sometido a un incremento de esfuerzos efectivo:

$$\delta_{c3} = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_v + \Delta\sigma_z}{\sigma'_v} \quad \text{si } \sigma'_v + \Delta\sigma_z > P'_c \quad (9)$$

Donde:

Cc índice de compresibilidad (Δe por ciclo logarítmico de presión), para el tramo virgen, de la curva odométrica.

b) Suelo preconsolidado, sometido a un incremento de esfuerzos efectivo, en el cual no se supera el valor del esfuerzo de preconsolidación:

$$\delta_{c1} = \frac{C_s H}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_v + \Delta\sigma_z}{\sigma'_v} \quad \text{si } \sigma'_v + \Delta\sigma_z < P'_c \quad (10)$$

Donde:

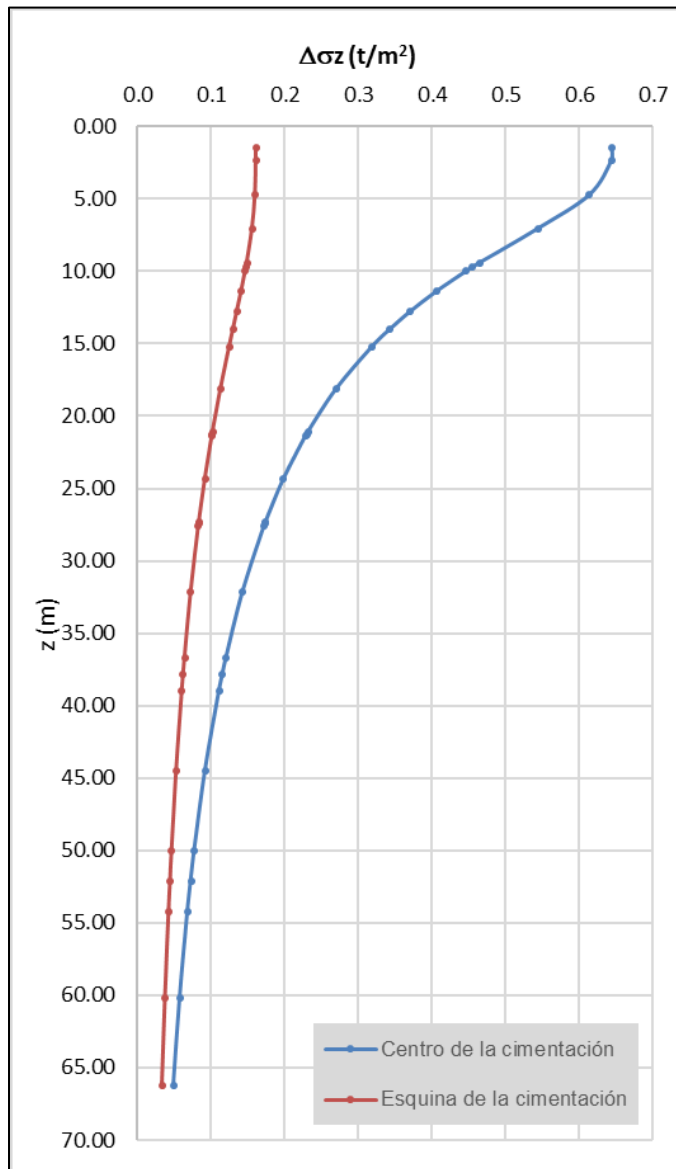
Cs índice de compresibilidad (Δe por ciclo logarítmico de presión), para el tramo de re-compresión, de la curva odométrica.

c) Suelo preconsolidado, sometido a un incremento de esfuerzos efectivo, en el cual se supera el valor de del esfuerzo de preconsolidación:

$$\delta_{c2} = \frac{C_s H}{1 + e_0} \log \frac{P'_c}{\sigma'_v} + \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_v + \Delta\sigma_z}{P'_c} \quad \text{si } \sigma'_v + \Delta\sigma_z > P'_c \quad (11)$$

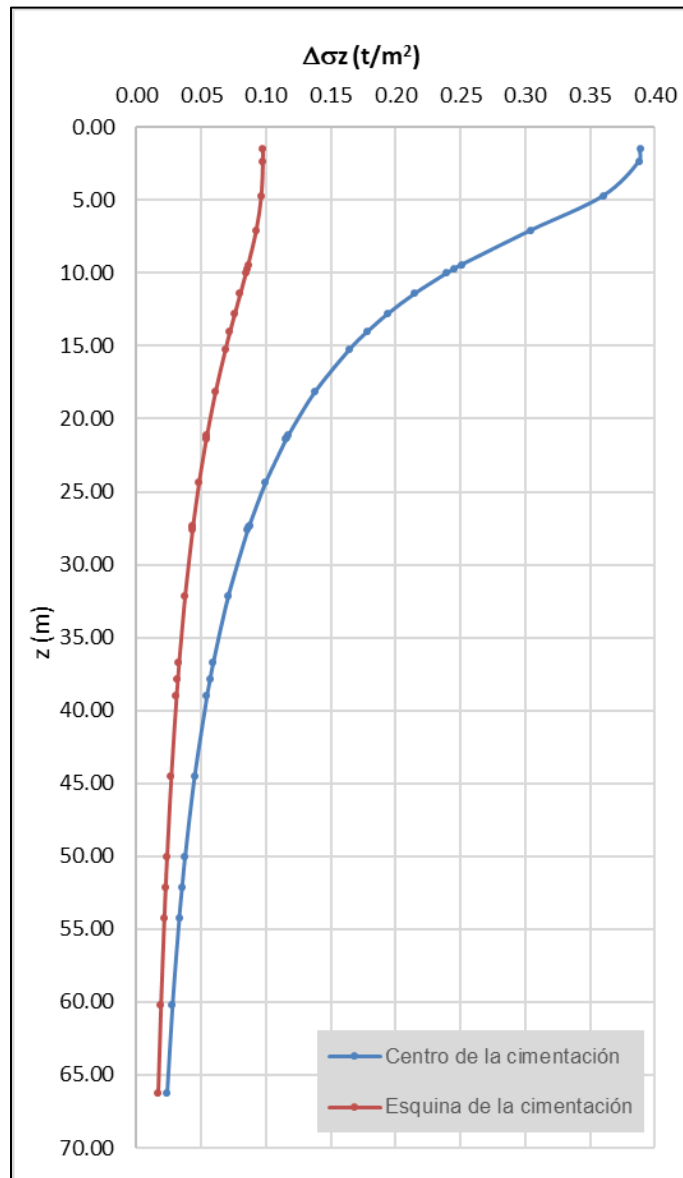
Las pruebas de consolidación representativas de los estratos que componen al subsuelo, se pueden apreciar en el anexo 1. La relación de disipación de esfuerzos en la masa del suelo, se obtuvo utilizando el criterio de Boussinesq para cargas uniformemente repartidas, como se aprecia en las siguientes graficas.

Para la zona 1 se obtuvo la distribución de esfuerzos considerando una presión neta de 0.64 t/m^2 , obteniendo la siguiente grafica.



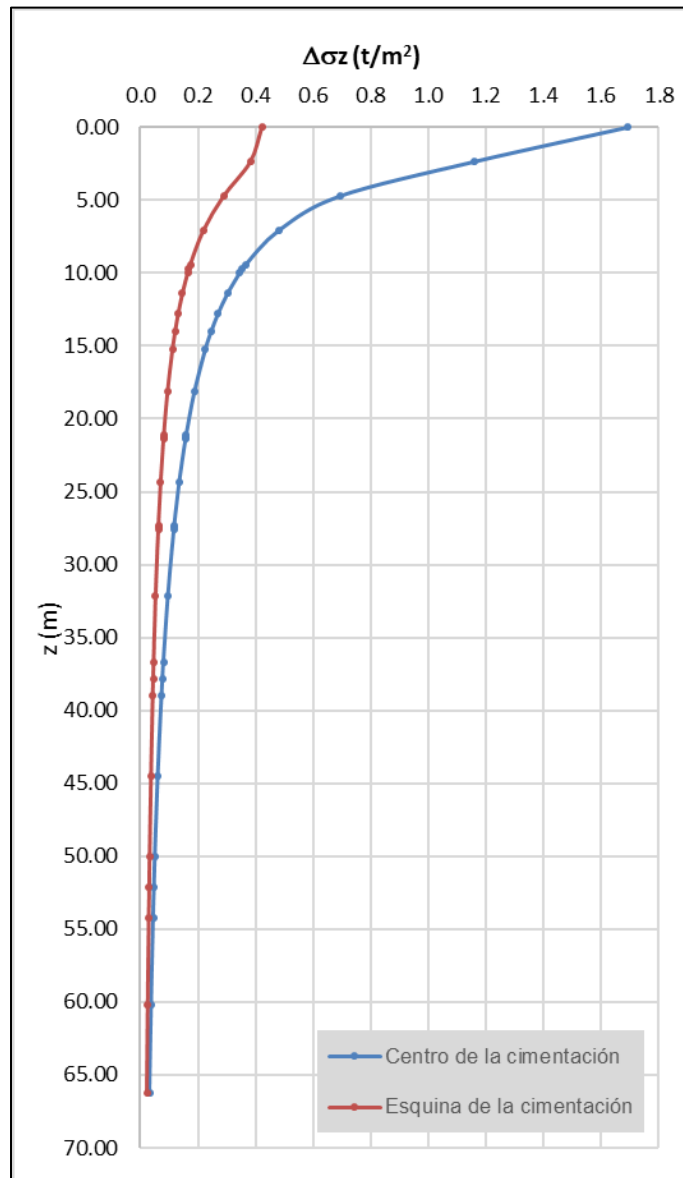
Grafica 6 Distribución de esfuerzos para Zona 1.

Para la zona 2 se obtuvo la distribución de esfuerzos considerando una presión neta de 0.39 t/m^2 , obteniendo la siguiente grafica.



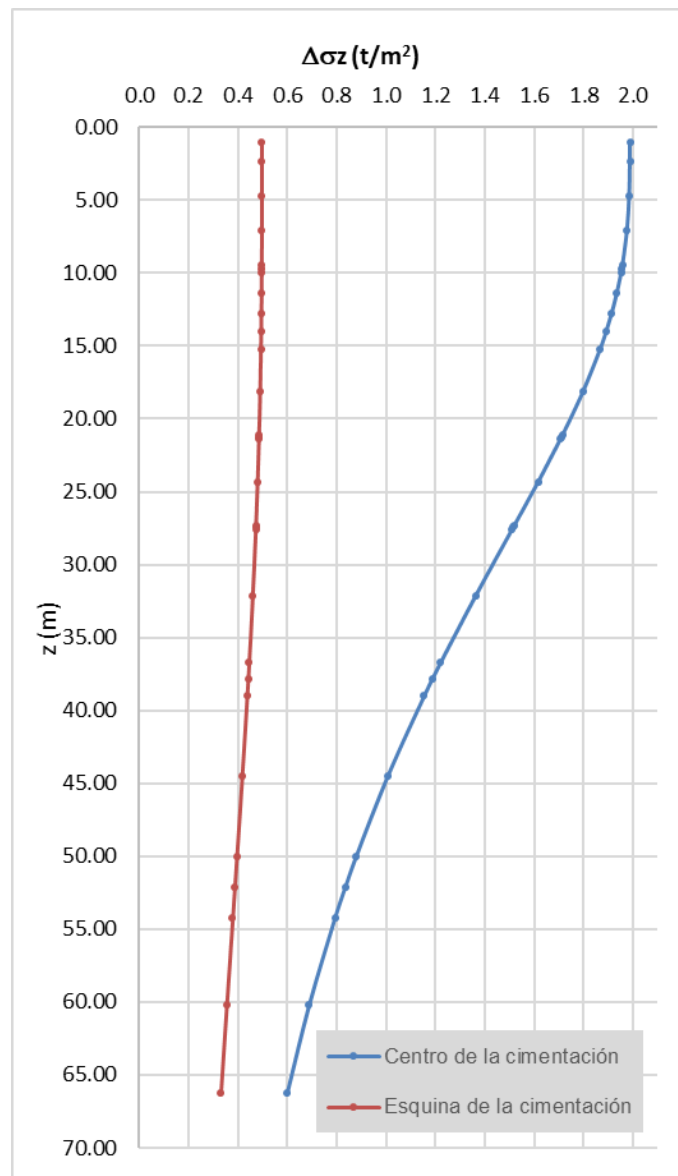
Grafica 7 Distribución de esfuerzos para Zona 2.

Para la zona 3 se obtuvo la distribución de esfuerzos considerando una presión neta de 1.69 t/m², obteniendo la siguiente grafica.



Grafica 8 Distribución de esfuerzos para Zona 3.

Para la zona de la plataforma se obtuvo la distribución de esfuerzos considerando una presión neta de 1.99 t/m², obteniendo la siguiente grafica.

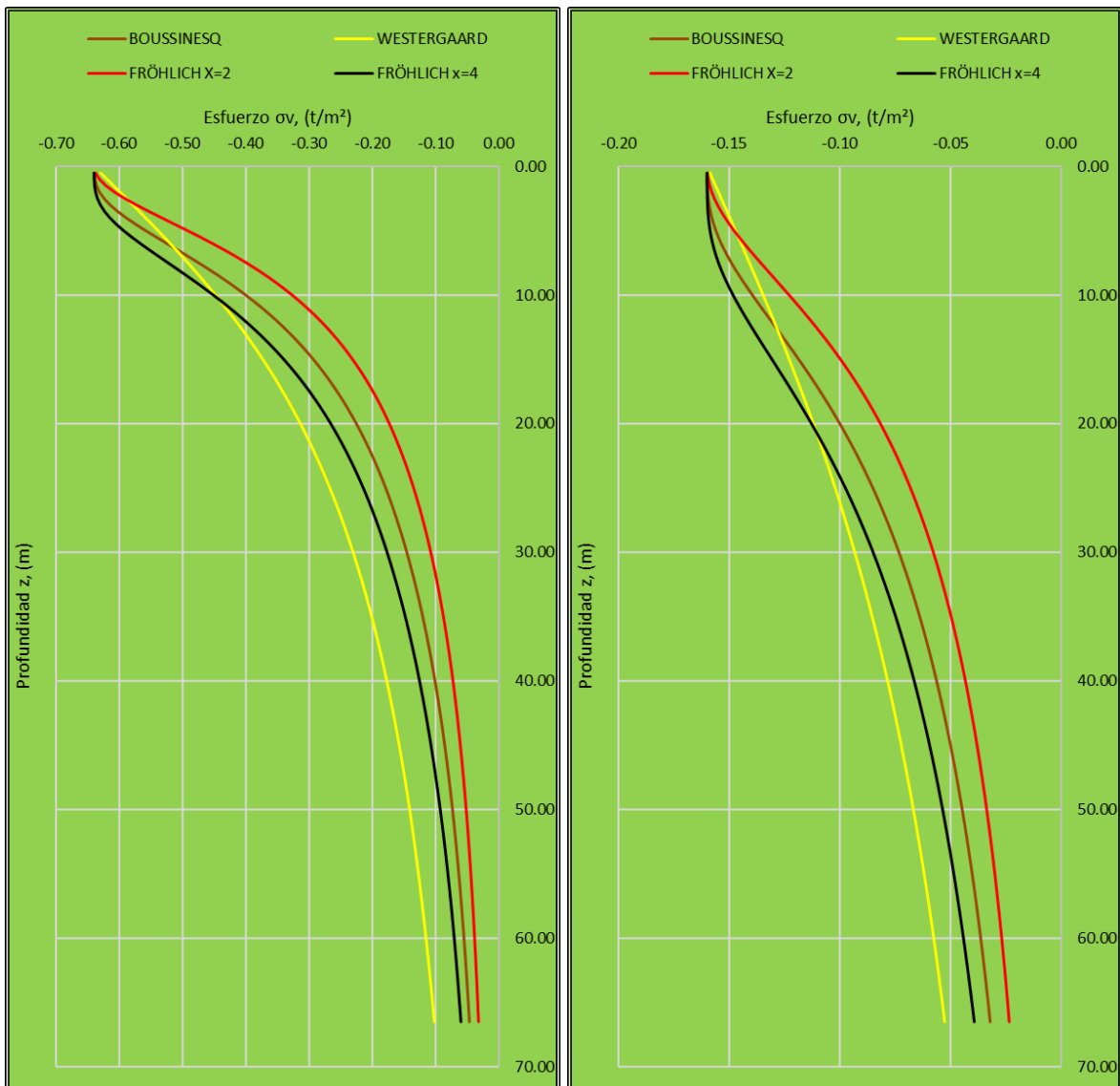


Grafica 9 Distribución de esfuerzos para la plataforma.

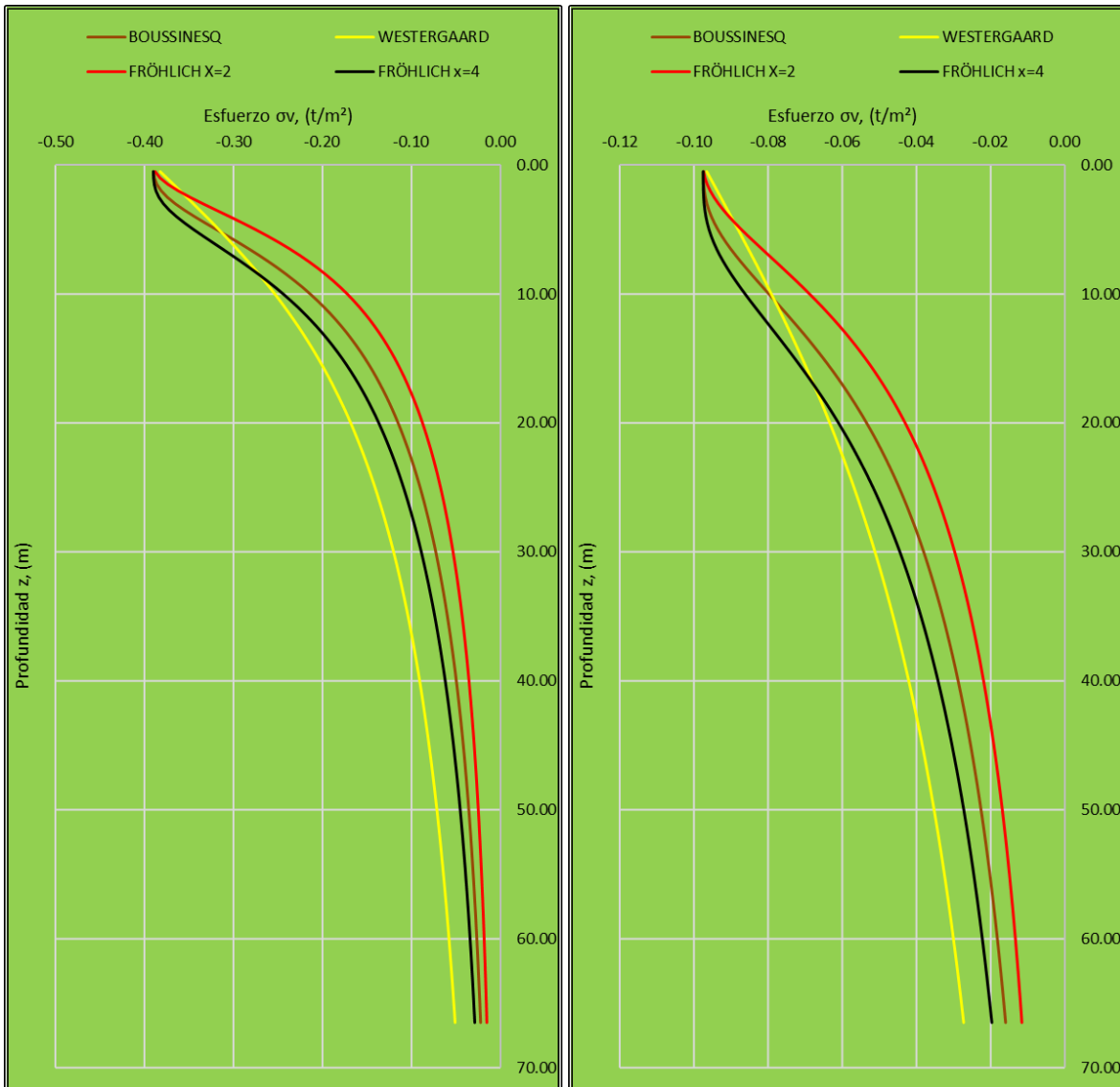
En las siguientes graficas se muestran las distribuciones de esfuerzos de diferentes autores como, Bousinessq, Westergaard, Fröhlich x=2 y Fröhlich x=4.

Estos análisis fueron realizados con fines de comparativa ya que se utiliza el criterio de Boussinesq el cual se toma como promedio de lo obtenido con los otros autores, además de considerar que es que más apto para la zona de estudio.

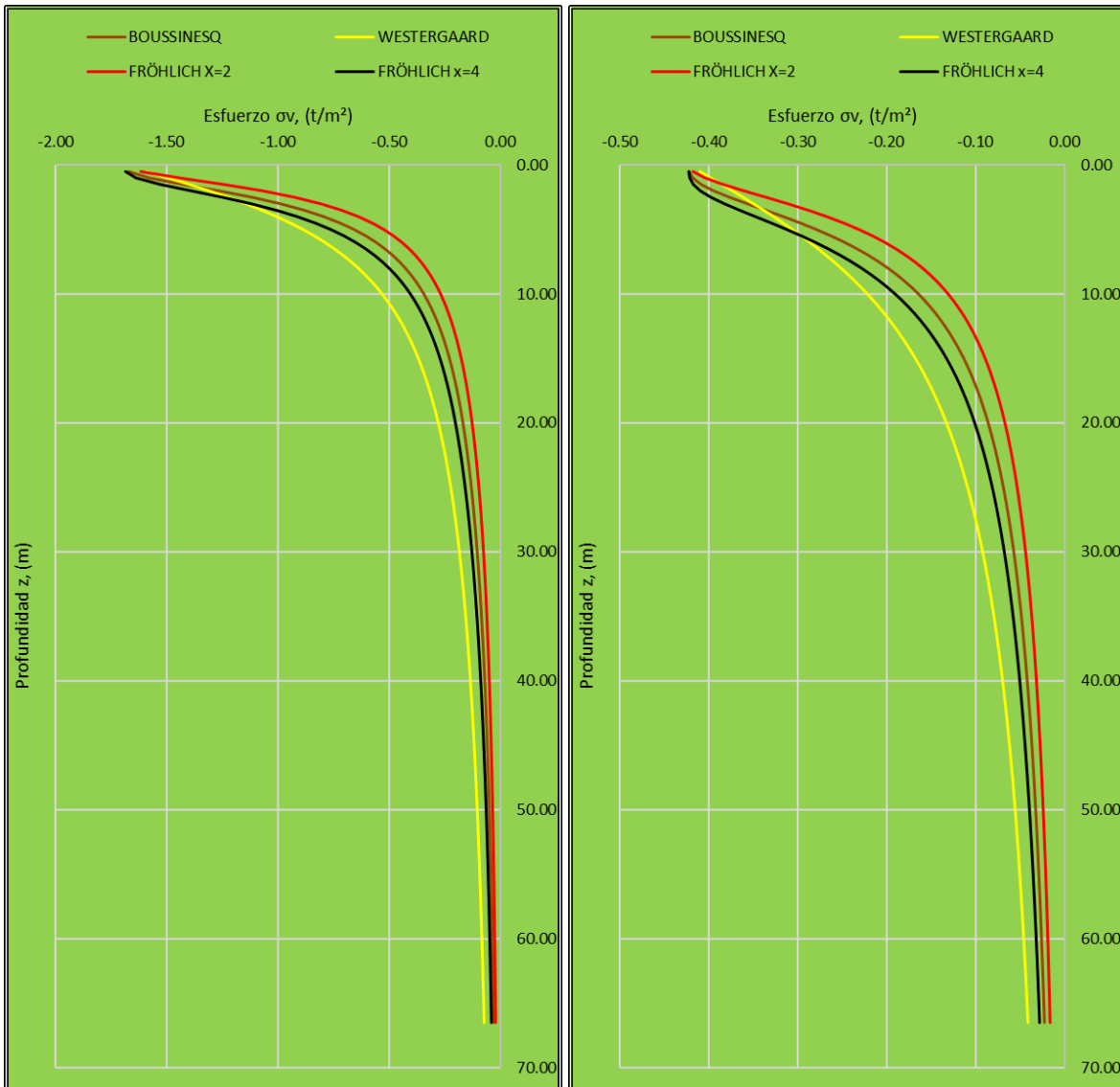
Distribución de esfuerzos.xls



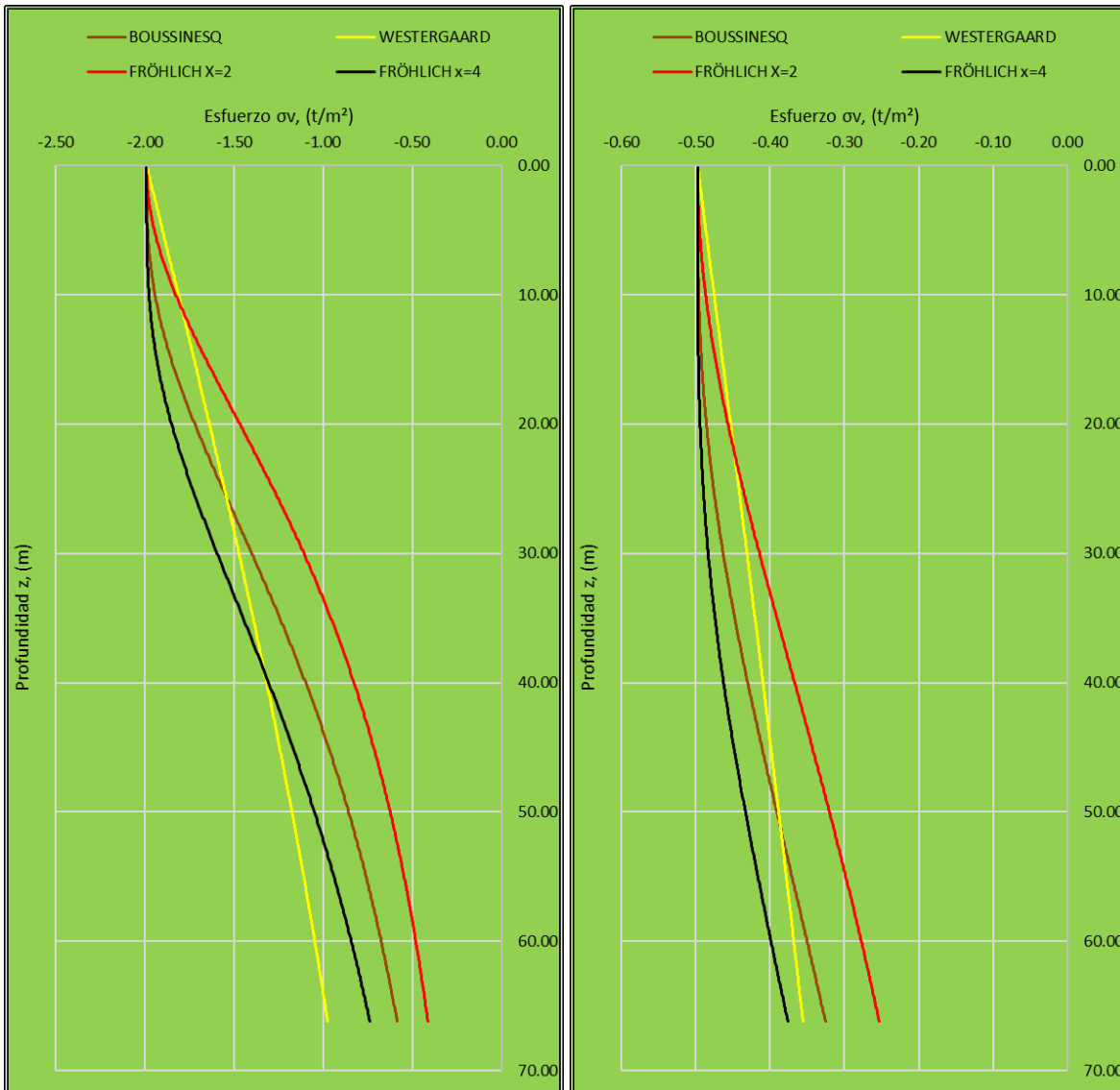
Grafica 10 Distribución de esfuerzos para Zona 1, diferentes autores, centro y esquina de cimentación.



Grafica 11 Distribución de esfuerzos para Zona 2, diferentes autores, centro y esquina de cimentación.



Grafica 12 Distribución de esfuerzos para Zona 3, diferentes autores, centro y esquina de cimentación.



Grafica 13 Distribución de esfuerzos para la plataforma, diferentes autores, centro y esquina de cimentación.

En la siguiente tabla se muestran las deformaciones a largo plazo obtenidas, una vez realizados los diferentes análisis de acuerdo a lo antes mencionado.

Tabla 21 Asentamientos a largo plazo.

Zona	Dimensiones (m)	Df, m	Wn (t/m ²)	ΔH (cm)
1	68.12 x 12.06	1.50	0.64	3.11
2	62.88 x 10.01	1.50	0.39	1.61
3	62.88 x 3.27	0.00	1.69	3.17
Plataforma	62.88 x 58.11	1.00	1.99	27.7

Los asentamientos finales teóricos obtenidos se muestran en la siguiente tabla, siendo las deformaciones elásticas finales más las deformaciones a largo plazo.

Tabla 22 Asentamientos totales.

Zona	Dimensiones (m)	Df, m	Wn (t/m ²)	Δ _p Inmediato final (cm)	ΔH (cm)	Total (cm)
1	68.12 x 12.06	1.50	0.64	3.53	3.11	6.64
2	62.88 x 10.01	1.50	0.39	1.67	1.61	3.29
3	62.88 x 3.27	0.00	1.69	2.90	3.17	6.07
Plataforma	62.88 x 58.11	1.00	1.99	22.53	27.70	50.23

De acuerdo a lo mostrado en la tabla anterior, considerando cimentaciones desplantadas superficialmente, se obtiene un asentamiento a largo plazo más inmediatos, aceptables, según lo establecido por las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento marca como máximo 15.0 cm de asentamientos para el tipo de zona en estudio.

Para el caso de la plataforma no cumple con el estado límite de servicio ya que se presentan fuertes deformaciones elásticas y a largo plazo, por lo tanto, se propone un sistema de inclusiones rígidas de 0.40 a 0.60 m de diámetro, con una separación mínima de 3 veces el diámetro y una longitud efectiva de 8.0 m, lo cual ayudara a rigidizar el suelo y por ende absorber las deformaciones.

8.5. Fenómeno de flotación.

La presión de flotación es la presión hidrostática al nivel del fondo de la excavación, se presentará en excavaciones por debajo del nivel freático y en este caso no se presenta, ya que el dicho nivel se detectó a 2.80 m y las cimentaciones se desplantarán superficialmente, cabe mencionar que se realizara una excavación a una profundidad de aproximadamente 2.0. m.

8.6. Empuje de tierras.

El empuje de tierras o presión lateral es la fuerza por unidad de área que ejerce el suelo sobre una estructura de contención. Su magnitud depende de a) la naturaleza del suelo y sus propiedades a corto y largo plazo, b) de la

interacción suelo-estructura en la interface (fricción muro-suelo), c) de la magnitud y características de las deformaciones en el sistema suelo-estructura (muro rígido o tablaestaca flexible).

Adicionalmente, la estructura de contención, en su caso, soporta simultáneamente las acciones siguientes: 1) la presión de agua, 2) la sobrecarga actuante en la superficie del terreno y 3) fuerzas dinámicas (sismo). La presión ejercida por el agua suele ser muy significativa en el diseño de las estructuras de contención.

Los estados de esfuerzo que se desarrollan dentro de la masa de suelo y que son de interés en el diseño de estructuras de retención, son los estados: en reposo, activo y pasivo.

El empuje de tierras sobre cualquier estructura de retención puede variar de un estado inicial de esfuerzos en reposo K_0 , a un estado límite mínimo o activo K_A y a un estado límite máximo o pasivo K_P , o sea, el estado en reposo está entre el mínimo y el máximo. En suelos, generalmente, más cerca del mínimo.

El coeficiente K es la relación de esfuerzo horizontal a vertical que existe en un elemento dentro de una masa de suelo, se suele expresar como:

$$\sigma'_h = K\sigma'_v \quad (12)$$

En todos los casos los coeficientes K se determinan en términos de esfuerzos efectivos.

8.6.1. Empuje de tierra en reposo, largo plazo.

Se considera un muro vertical de altura H que retiene un suelo con un peso volumétrico y una carga uniformemente distribuida que se aplica en la superficie del terreno.

A cualquier profundidad z debajo de la superficie del terreno, el esfuerzo vertical es:

$$\sigma_v = q + \gamma z \quad (13)$$

Donde:

q carga uniformemente distribuida t/m^2 .

El muro está en reposo y no se permite que se mueva respecto a la masa del suelo (es decir, deformación horizontal nula), la presión lateral a una profundidad z es:

$$\sigma_h = K_0\sigma'_v + u \quad (14)$$

Donde:

u presión de poro del agua, t/m^2

K_0 Coeficiente de presión de la tierra en reposo.

$$K_0 = 1 - \text{sen}\varphi \quad (15)$$

La fuerza total P_0 , por unidad de longitud del muro se obtiene del área del diagrama de presión.

$$P_0 = A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 \quad (16)$$

Donde:

- A_1 área de rectángulo o triángulo 1.
- A_2 área de rectángulo o triángulo 2.
- A_3 área de rectángulo o triángulo 3.
- A_4 área de rectángulo o triángulo 4.
- A_5 área de rectángulo o triángulo 5.

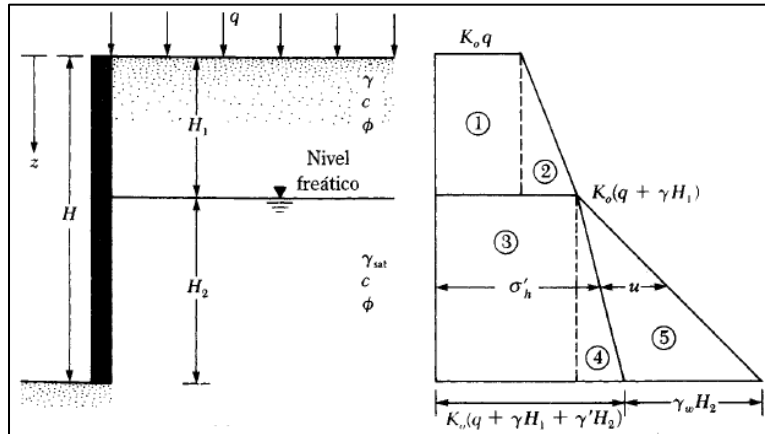
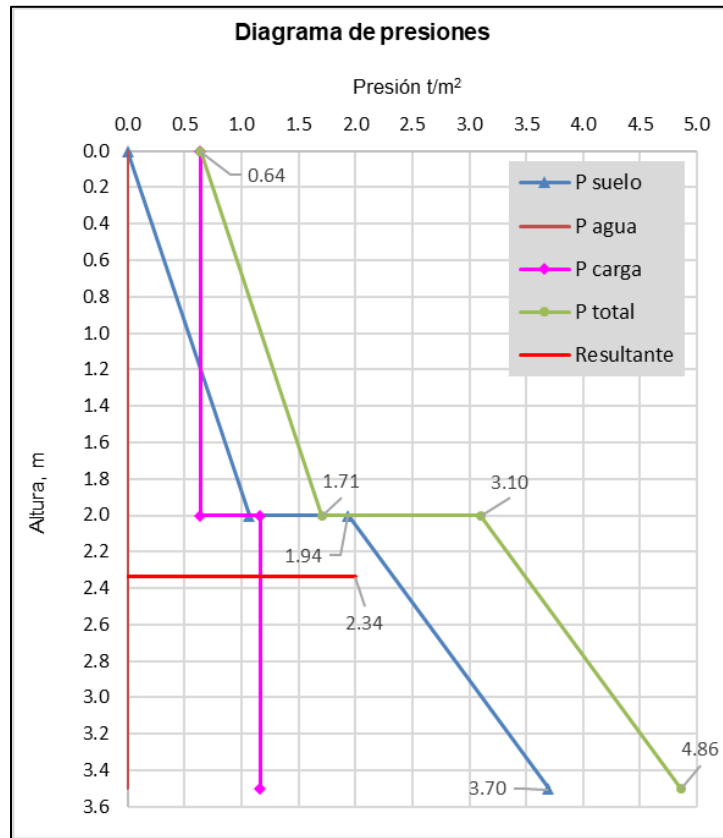


Figura 32 Diagrama de presiones en reposo, (Braja M. Das, 2001).

La localización de la línea de acción de la fuerza resultante P_0 , se logra tomando momentos respecto al fondo del muro, obteniendo una fuerza total por longitud unitaria del muro de 8.31 t/m.

Para el estrato superficial (costra superficial de 0.0 a 4.70 m de profundidad) se trata de un limo arenoso cuyo comportamiento en el ensaye triaxial reporto un ángulo de fricción interna en termino de esfuerzos totales de 13°.



Grafica 14 Empuje de tierra en reposo, largo plazo.

8.6.2. Empuje de tierra activo, corto plazo.

Si el muro tiende a moverse alejándose del suelo una distancia Δx , la presión del suelo sobre el muro a cualquier profundidad decrecerá. Para un muro sin fricción, el esfuerzo horizontal, σ_h , a una profundidad z será igual a $K_0\sigma_v$ ($= K_0\gamma z$) cuando Δx es cero. Sin embargo, con $\Delta x > 0$, σ_x será menor que $K_0\sigma_v$, entonces:

$$\sigma'_a = K_a\sigma'_v - 2c\sqrt{K_a} \tag{17}$$

Donde:

K_a Coeficiente de presión activa de Rankine.

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \tag{18}$$

La profundidad z_c , se llama profundidad de la grieta de tensión, porque el esfuerzo de tensión en el suelo causará eventualmente una grieta a lo largo de la interfaz suelo-muro.

$$z_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} \tag{19}$$

La fuerza activa total de Rankine por unidad de longitud del muro antes de que ocurra la grieta de tensión es:

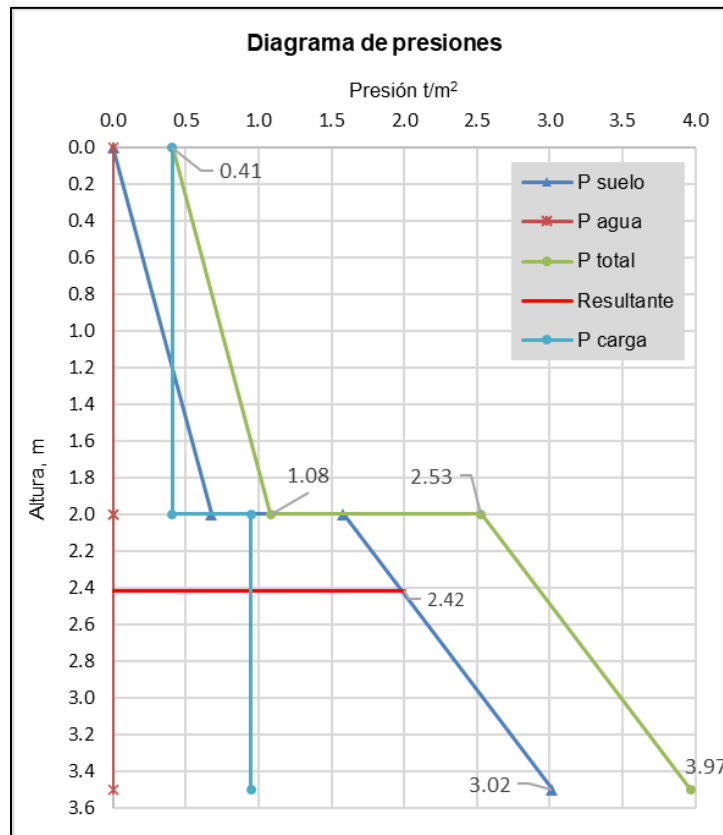
$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a - 2cH\sqrt{K_a} \quad (20)$$

Después de que ocurre la grieta de tensión, la fuerza sobre el muro será causada sólo por la distribución de presión entre las profundidades $z = z_c$ y $z = H$. Esta se expresa como.

$$P_a = \frac{1}{2} \left(H - \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} \right) (\gamma H K_a - 2c\sqrt{K_a}) \quad (21)$$

Sin embargo, la condición de presión activa de la tierra se alcanzará sólo si se permite que el muro "ceda" suficientemente. La cantidad necesaria de desplazamiento hacia fuera del muro es aproximadamente de entre 0.001H y 0.004H para rellenos de suelo granular y aproximadamente de entre 0.01H y 0.04H para rellenos de suelo cohesivo.

Se toma en cuenta el ángulo de fricción interna que representa el parámetro mecánico con el que se determinan los empujes activos del suelo.



Grafica 15 Empuje de tierra activo, corto plazo.

9. Análisis computacional.

9.1. Settle3D, (V2.015, 2011).

Settle3D es un programa tridimensional para el análisis de asentamiento vertical y la consolidación bajo cargas superficiales, como cimentaciones, terraplenes y excavaciones superficiales. Settle3D combina la simplicidad del análisis unidimensional con la potencia y las capacidades de visualización de programas tridimensionales más sofisticados.

Puede crear rápidamente perfiles de suelo complejos y condiciones de carga, y ver los resultados en 3 dimensiones. El modelado se puede realizar por etapas y el análisis de consolidación dependiente del tiempo se puede realizar, incluida la consolidación primaria y secundaria en intervalos de tiempo definidos por el usuario.

Se pueden definir formas de carga circulares, rectangulares o poligonales con magnitudes de carga uniformes o variables. La carga se puede organizar y aplicar en cualquier profundidad (por ejemplo, para simular pilotes o cimentaciones de losas). Se pueden definir excavaciones y aplicar cargas dentro de las áreas excavadas. La distribución de esfuerzo tridimensional debida a la carga se puede calcular utilizando el método de Boussinesq, o el método de multi capas que tiene en cuenta el efecto de la rigidez de la capa sobre la distribución de esfuerzo.

El asentamiento, el esfuerzo y la presión de poro se calculan en todo el volumen tridimensional, y los resultados pueden trazarse a lo largo de cualquier plano horizontal o vertical, o trazarse a lo largo de cualquier línea. La deformación del asentamiento se puede ver en 3 dimensiones, ampliada por un factor de escala definido por el usuario. La presentación de datos es altamente interactiva y los contornos y gráficos se actualizan en tiempo real a medida que cambia el tipo de datos, la profundidad o la ubicación. Los resultados se pueden exportar a Excel con un solo clic del mouse.

Hay varias suposiciones y limitaciones importantes que deben tenerse en cuenta al utilizar Settle3D:

- Settle3D calcula esfuerzos tridimensionales debidos a cargas superficiales. Sin embargo, los desplazamientos (asentamiento) y las presiones de poro se calculan en una dimensión, asumiendo que solo pueden ocurrir desplazamientos verticales. Esto está de acuerdo con la práctica general de ingeniería geotécnica y los parámetros del material se especifican para reflejar la naturaleza unidimensional del análisis.
- Se supone que todas las capas de suelo son horizontales y continuas. No es posible especificar capas de suelo no horizontales o una geometría de suelo más generalizada.
- Las cargas pueden ser flexibles o rígidas. Para una carga flexible uniforme, el esfuerzo en la superficie directamente debajo de la carga es constante, pero el desplazamiento no lo es. Para una carga rígida uniforme, el desplazamiento directamente debajo de la carga es constante, pero el esfuerzo no lo es.
- La superficie del suelo tiene una profundidad igual a cero (0), la profundidad es positiva hacia abajo y el esfuerzo de compresión es positivo.

9.1.1. Determinación de esfuerzos.

a) Esfuerzo efectivo.

El asentamiento depende del esfuerzo efectivo. El esfuerzo efectivo es el esfuerzo total debido a la gravedad y las cargas externas menos la presión del agua de poro. El esfuerzo efectivo vertical, σ' en cualquier punto es simplemente:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (22)$$

Donde σ es el esfuerzo vertical total y u es la presión de poro del agua. Los esfuerzos a compresión son positivos.

b) Esfuerzo inicial y presión de poro.

El esfuerzo total inicial es simplemente el esfuerzo debido a la carga por gravedad. En cualquier punto, este esfuerzo se encuentra sumando los pesos de las capas de material anteriores. El peso de cualquier capa dada es el peso unitario, γ , multiplicado por el espesor de la capa. Por lo tanto, el esfuerzo total inicial en cualquier punto es:

$$\sigma_i = \sum \gamma H \quad (23)$$

Donde H es el espesor de la capa (estrato). El peso unitario γ se establece en el peso unitario saturado o el peso unitario húmedo dependiendo de si la capa está por debajo o por encima de la línea piezométrica (nivel freático).

La presión de poro inicial en cualquier punto es la presión debida al peso del agua suprayacente.

Si la elevación del punto de interés es z y el nivel freático está en la elevación z_{wt} , la presión de poro es:

$$u_i = (z - z_{wt})\gamma_{agua} \quad z > z_{wt} \quad (24)$$

$$u_i = 0 \quad z \leq z_{wt} \quad (25)$$

Donde γ_{agua} es el peso unitario del agua.

El esfuerzo efectivo inicial se puede calcular a partir de las ecuaciones 22 a 25:

$$\sigma'_i = \sigma_i - u_i \quad (26)$$

c) Cambio de esfuerzo debido a carga externa.

Las cargas externas como terraplenes o rellenos se pueden aplicar en cualquier etapa. Estas cargas externas provocan un cambio en el esfuerzo total según la geometría y la magnitud de la carga externa. El cambio de esfuerzo se puede calcular mediante cuatro métodos diferentes (Boussinesq, Método 2:1, Solución multicapa, Solución Westergaard), únicamente se muestra el utilizado.

1) Boussinesq

El método de Boussinesq utiliza la teoría de la elasticidad para calcular el esfuerzo vertical bajo una carga puntual en un semi-espacio homogéneo y semi-infinito:

$$\sigma_L = \frac{3Q}{2\pi Z^2} \cos^5 \theta \quad (27)$$

Donde σ_L es el esfuerzo de carga en cualquier punto y el significado de los otros símbolos es como se muestra.

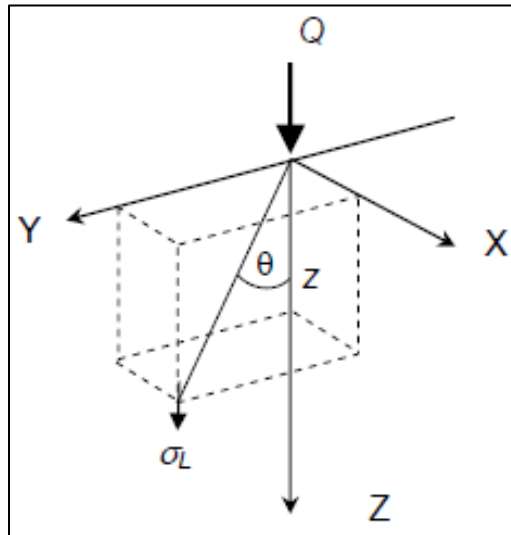


Figura 33 Esfuerzos, (SETTLE3D V2.015, 2011).

9.1.2. Asentamientos.

El asentamiento total es la suma de tres componentes:

- 1) Asentamiento inmediato o inicial.
- 2) Asentamiento por consolidación.
- 3) Asentamiento secundario, (en este caso no se determinó, ya que no se presentó consolidación secundaria en los ensayos realizados).

Cada uno de estos se calcula de la siguiente manera.

1) Asentamiento inmediato.

- Carga.

El asentamiento inmediato ocurre instantáneamente después de que se aplica la carga y se supone que es elástico lineal. La deformación para cada elemento de una serie se puede calcular fácilmente a partir del módulo 1D y el esfuerzo efectivo.

El módulo 1D (o módulo restringido) (E_s) se ingresa directamente en Settle3D. La relación entre el módulo 1D y el módulo de Young 3D (E) es:

$$E = E_s \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{1 - \nu} \quad (28)$$

Donde ν es la relación de Poisson.

La deformación vertical en cada subcapa se calcula mediante:

$$\varepsilon = \frac{\Delta\sigma}{E_s} \quad (29)$$

Donde $\Delta\sigma$ es el cambio en el esfuerzo total vertical.

Luego, el asentamiento inicial se calcula a partir de estas deformaciones.

Para cada serie, se supone que el punto inferior es fijo (no se mueve). El desplazamiento vertical del segundo punto desde abajo es entonces:

$$\delta = \Delta z = \varepsilon h \quad (30)$$

Donde h es el espesor original de la subcapa inferior. El asentamiento de i^{th} punto es entonces el asentamiento del punto de abajo ($i + 1$) más el asentamiento en la subcapa i :

$$\delta_i = \delta_{i+1} + \varepsilon_i h_i \quad (31)$$

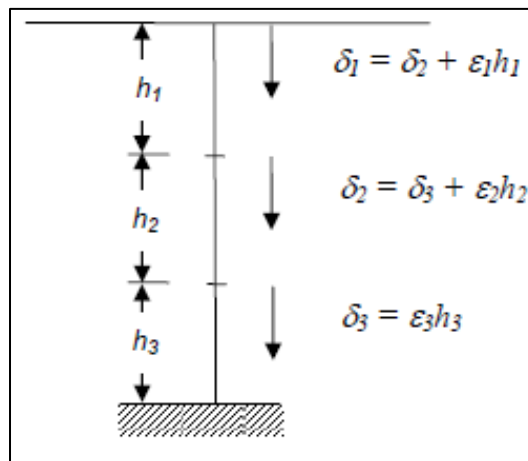


Figura 34 Asentamiento inmediato, (SETTLE3D V2.015, 2011).

- **Asentamiento inmediato con esfuerzo medio**

De forma predeterminada, el asentamiento se calcula utilizando solo el esfuerzo vertical. Se puede realizar un análisis más preciso utilizando el esfuerzo medio tridimensional en los cálculos.

El esfuerzo medio en cualquier punto es el promedio de los componentes del esfuerzo volumétrico:

$$\sigma_M = \frac{1}{3}(\sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz}) \quad \text{o} \quad \sigma_M = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (32)$$

El asentamiento inmediato se calcula luego determinando la deformación en cada subcapa:

$$\varepsilon = \frac{(1 + \nu)(\Delta\sigma) - 3\nu(\Delta\sigma_M)}{E} \quad (33)$$

Donde ν es la relación de Poisson, $\Delta\sigma$ es el cambio en el esfuerzo vertical total, $\Delta\sigma_M$ es el cambio en el esfuerzo medio y E es el módulo de Young. Cuando se utiliza el esfuerzo medio, el módulo de Young se introduce directamente para cada material (no el módulo 1D).

El esfuerzo medio no se utiliza en el cálculo del asentamiento de consolidación y asentamiento secundario porque la relación entre la deformación y el esfuerzo medio no está claramente definida para materiales no lineales.

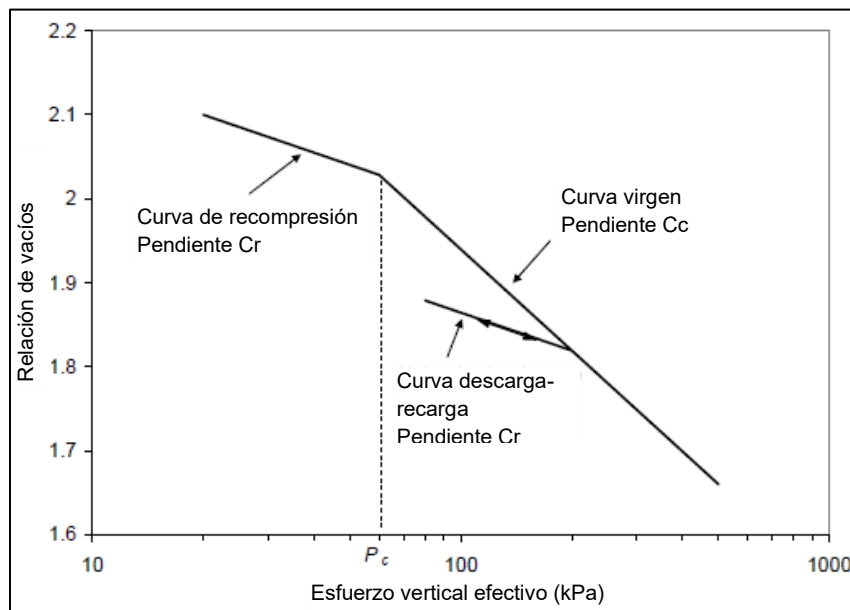
2) Asentamiento por consolidación

El asentamiento debido a la consolidación progresa gradualmente a medida que se disipan las presiones de poro y aumentan los esfuerzos efectivos.

Los asentamientos se calculan a partir de las deformaciones en cada subcapa como en la ecuación 31, sin embargo, el cálculo de las deformaciones depende del tipo de material de la siguiente manera.

- **No lineal**

En material no lineal, el módulo no es constante, sino que está en función del esfuerzo. Esta relación se muestra más comúnmente en un gráfico de relación de vacíos vs el logaritmo de esfuerzo efectivo.



Grafica 16 Relación de vacíos vs esfuerzo vertical efectivo, (SETTLE3D V2.015, 2011).

La relación de vacíos en un suelo es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen de sólidos.

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (34)$$

El nivel de esfuerzo P_c es el esfuerzo de preconsolidación y representa el esfuerzo efectivo máximo experimentado por el suelo en el pasado. Si un suelo experimenta un esfuerzo efectivo menor que el P_c , está sobreconsolidado. La relación entre el índice de vacíos y el logaritmo del esfuerzo efectivo viene dada por el índice de recompresión, C_r . Un suelo que tiene un esfuerzo mayor o igual a P_c normalmente se consolida y su deformación está dictada por el índice de compresión C_c . Un suelo que se está descargando siempre se considera sobreconsolidado.

Para un cambio de esfuerzo en una capa de suelo sobreconsolidado, el cambio en la relación de vacíos, Δe , se puede calcular a partir del esfuerzo efectivo inicial, σ_i' y el esfuerzo efectivo final, σ_f' mediante:

$$\Delta e = -C_r \log \left(\frac{\sigma_f'}{\sigma_i'} \right) \quad (35)$$

La deformación vertical está relacionada con la relación de vacíos por:

$$\varepsilon = -\frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (36)$$

Donde e_0 es la relación de vacíos inicial.

Por lo tanto,

$$\Delta e = \frac{C_r}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma_f'}{\sigma_i'} \right) \quad (37)$$

Para un suelo normalmente consolidado, la ecuación es la misma con C_r reemplazado por C_c . También es posible que una capa de suelo comience sobreconsolidada y termine normalmente consolidada si el esfuerzo final es mayor que P_c . En este caso, la deformación vertical se puede calcular mediante:

$$\Delta e = \frac{C_r}{1 + e_0} \log \left(\frac{P_c}{\sigma_i'} \right) + \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma_f'}{P_c} \right) \quad (38)$$

Tenga en cuenta que el esfuerzo inicial no tiene que referirse necesariamente al esfuerzo inicial in situ debido a la carga gravitacional. Para un análisis de múltiples etapas, el cambio en la deformación se calcula para cada etapa utilizando el esfuerzo efectivo al inicio de la etapa y el esfuerzo efectivo al final de la etapa en la ecuación 37 o 38.

Las deformaciones también se pueden calcular usando versiones basadas en deformaciones de los índices de compresión, C_{ce} y C_{re} . En este caso, el esfuerzo está relacionado directamente con la deformación, en lugar de la relación de vacíos, por lo que para un material completamente sobreconsolidado, la ecuación 37 se convierte en:

$$\Delta e = C_{rs} \log \left(\frac{\sigma_f'}{\sigma_i'} \right) \quad (39)$$

Las ecuaciones que involucran material normalmente consolidado se forman de manera similar.

A continuación, se presenta la validación del análisis realizado, donde se obtienen asentamientos similares a los determinados de manera analítica.

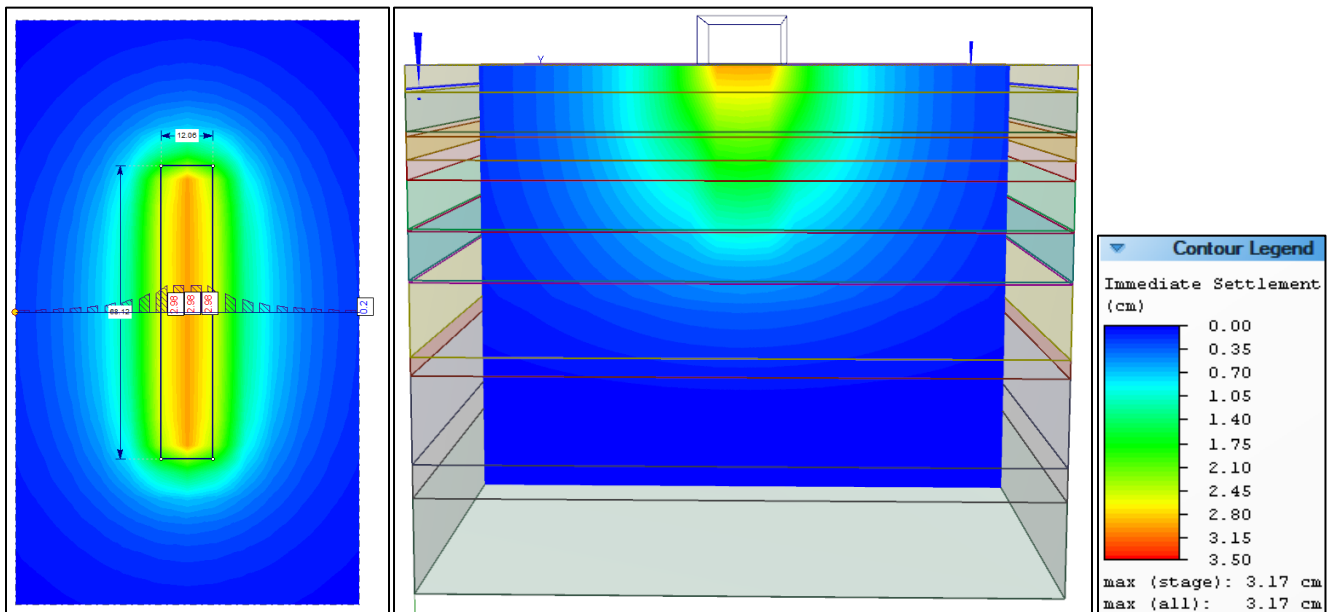


Figura 35 Asentamientos elásticos o inmediatos, zona 1, (SETTLE3D V2.015, 2011).

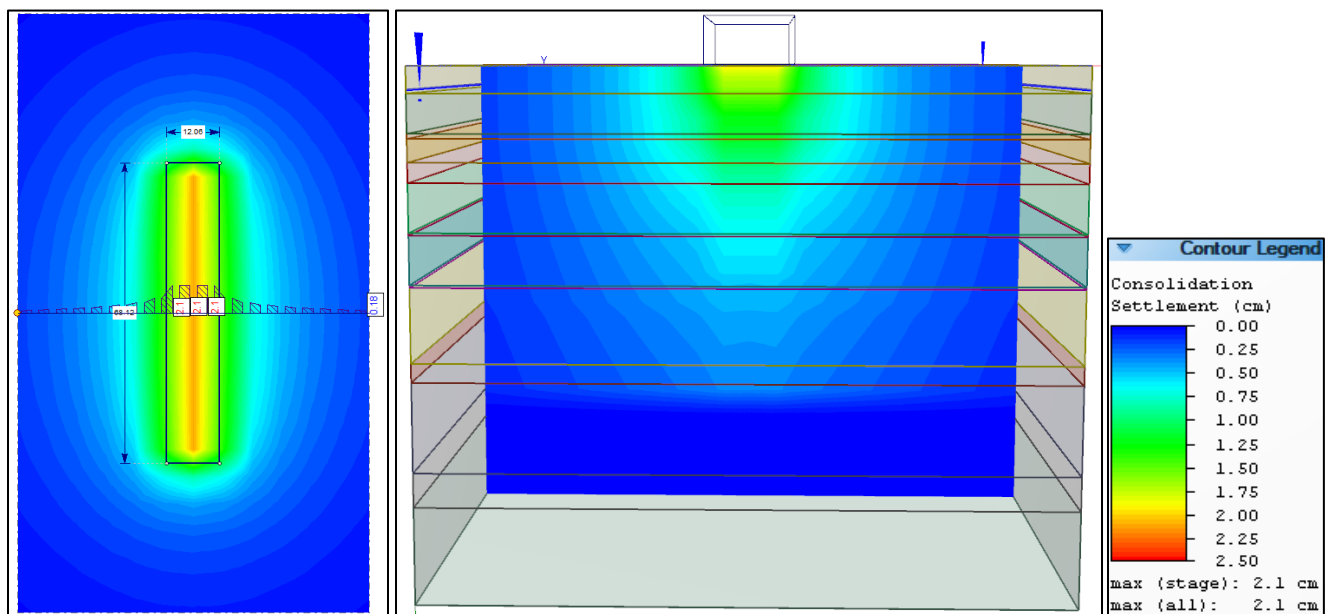


Figura 36 Asentamientos a largo plazo, zona 1, (SETTLE3D V2.015, 2011).

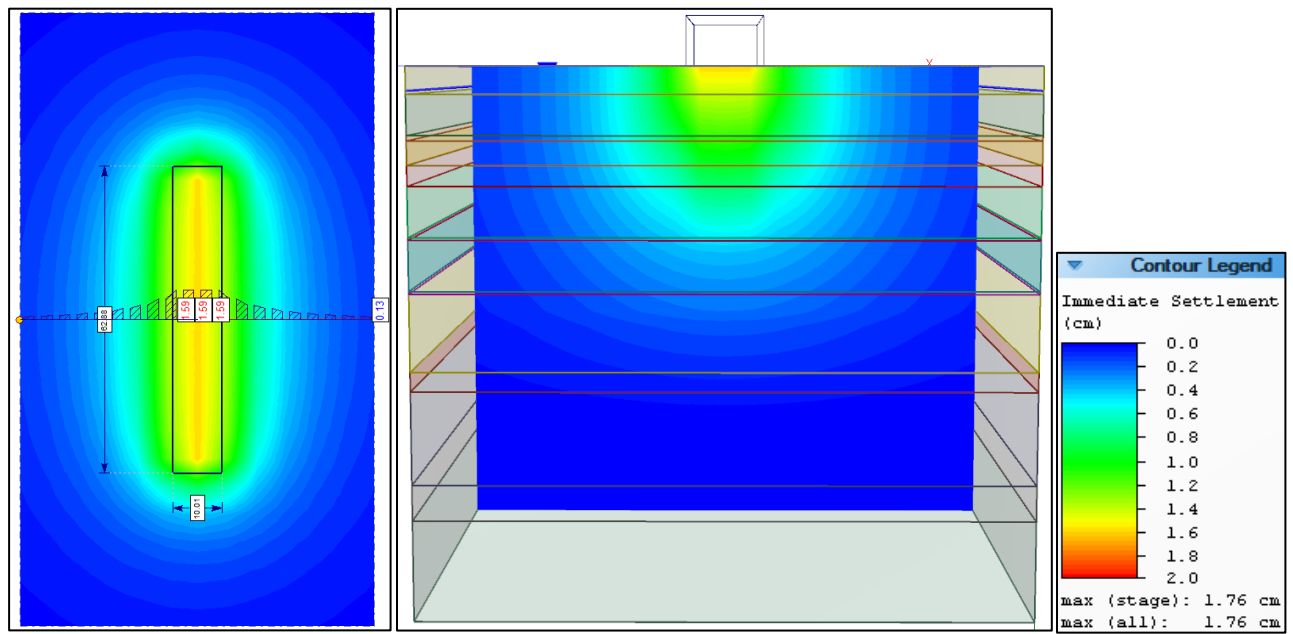


Figura 37 Asentamientos elásticos o inmediatos, zona 2, (SETTLE3D V2.015, 2011).

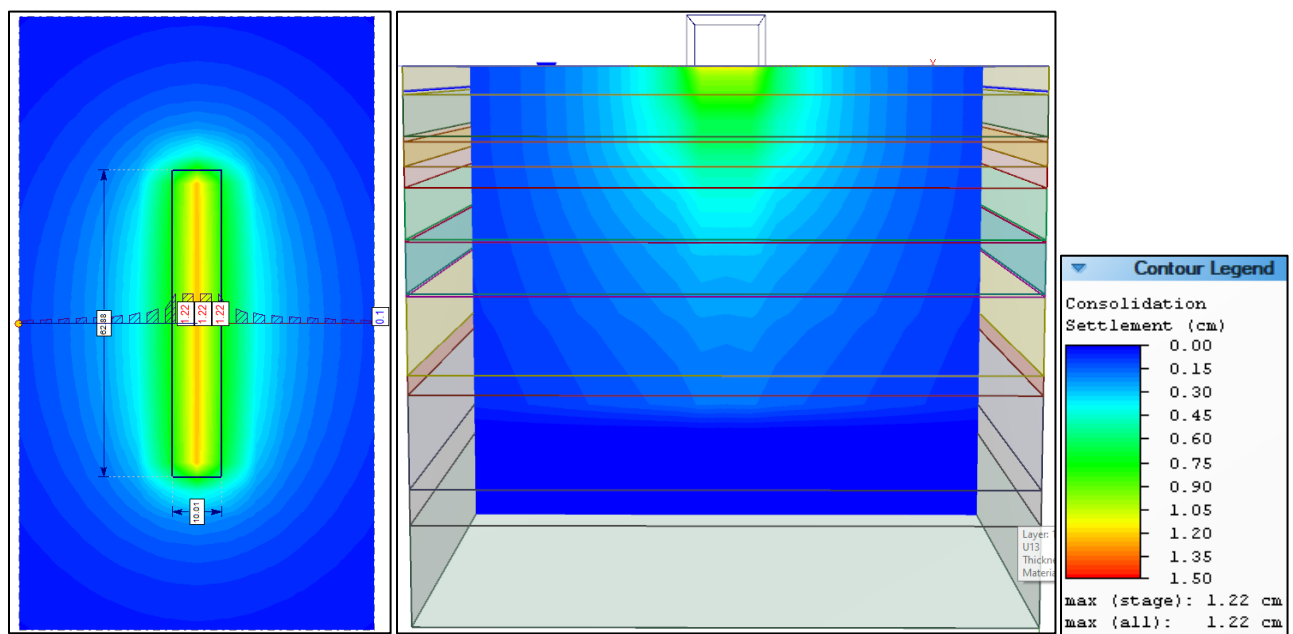


Figura 38 Asentamientos a largo plazo, zona 2, (SETTLE3D V2.015, 2011).

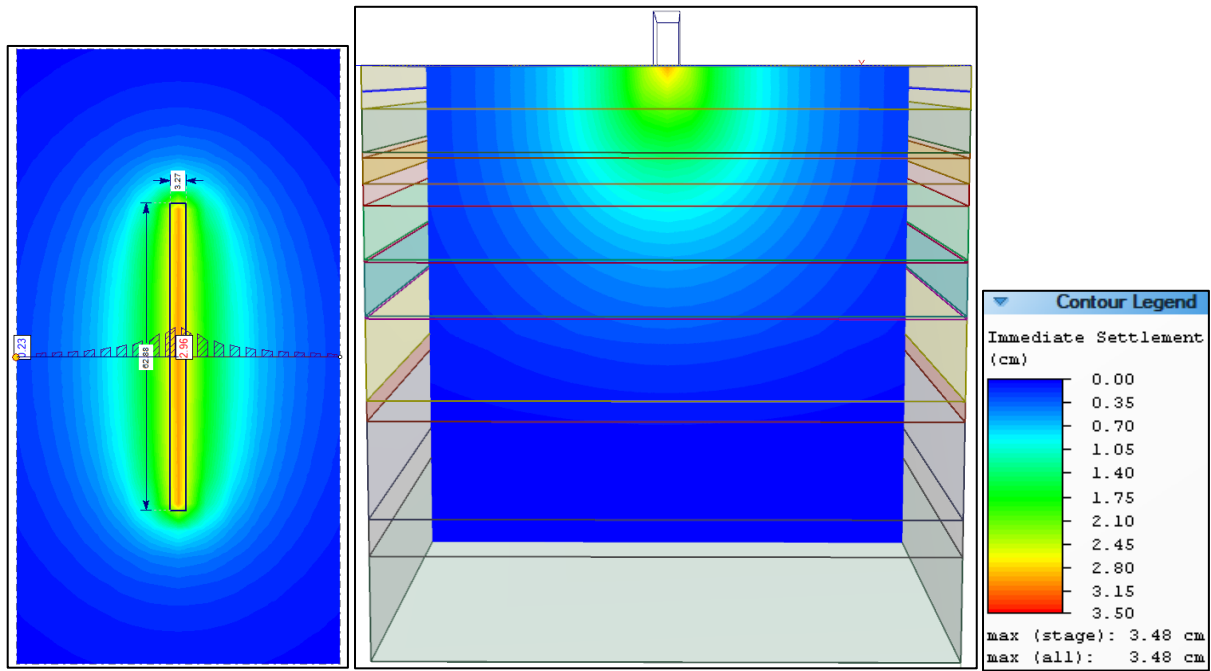


Figura 39 Asentamientos elásticos o inmediatos, zona 3, (SETTLE3D V2.015, 2011).

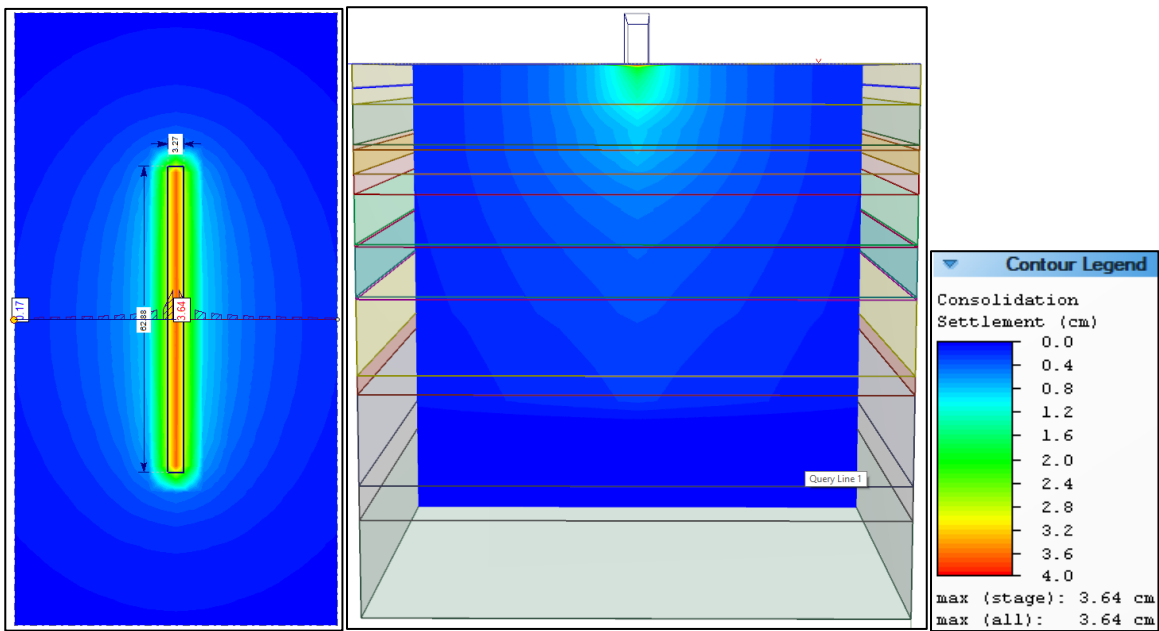


Figura 40 Asentamientos a largo plazo, zona 3, (SETTLE3D V2.015, 2011).

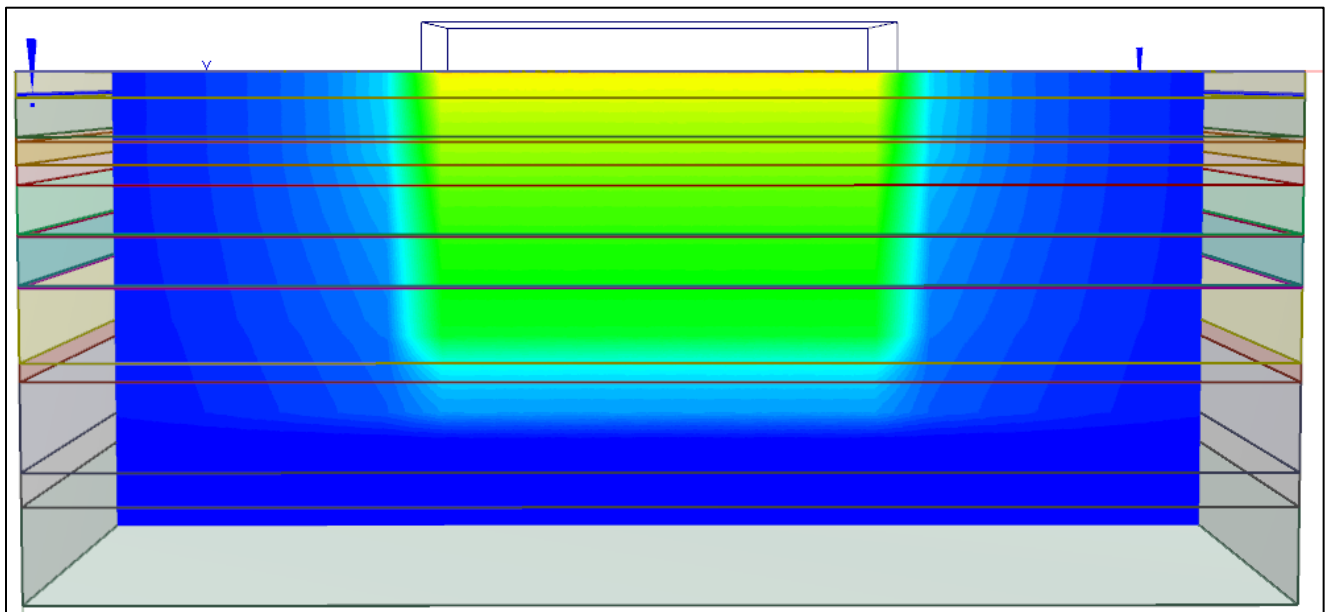
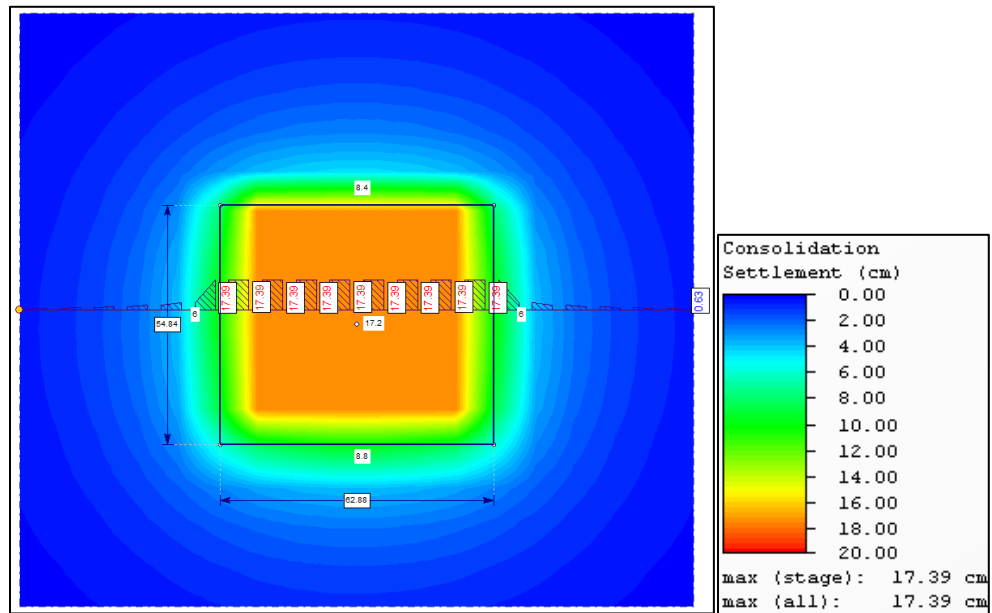


Figura 42 Asentamientos a largo plazo, plataforma, (SETTLE3D V2.015, 2011).

En las siguientes figuras se puede apreciar el comportamiento de la cimentación tomando en cuenta todas las zonas de estudio, así mismo se muestra la influencia de la plataforma con la cimentación.

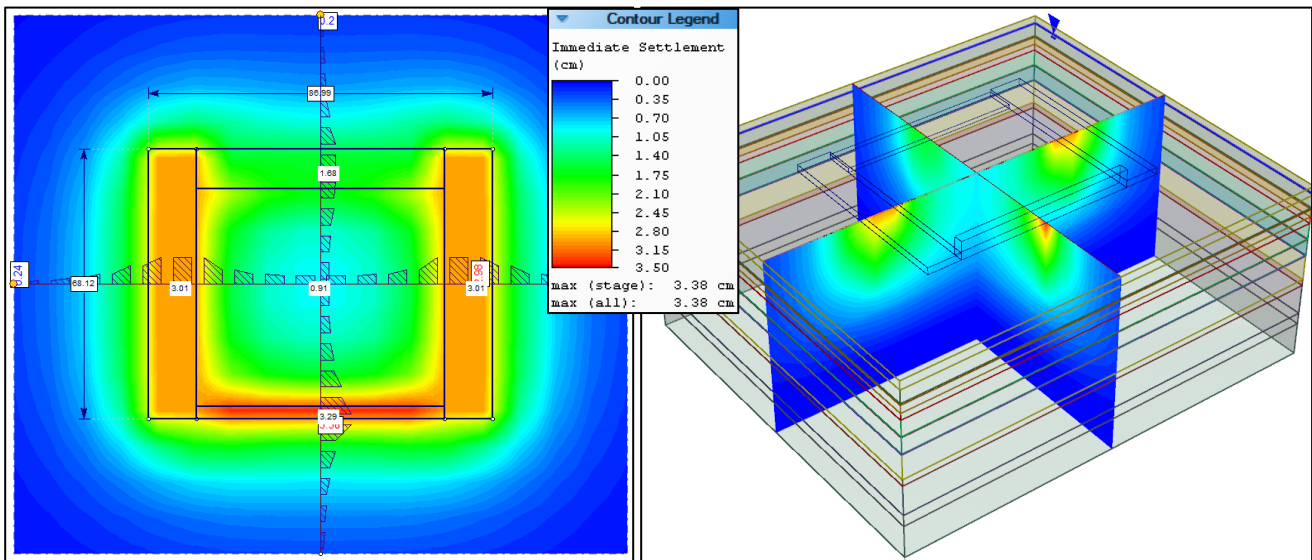


Figura 43 Asentamientos elásticos o inmediatos, cimentación total, (SETTLE3D V2.015, 2011).

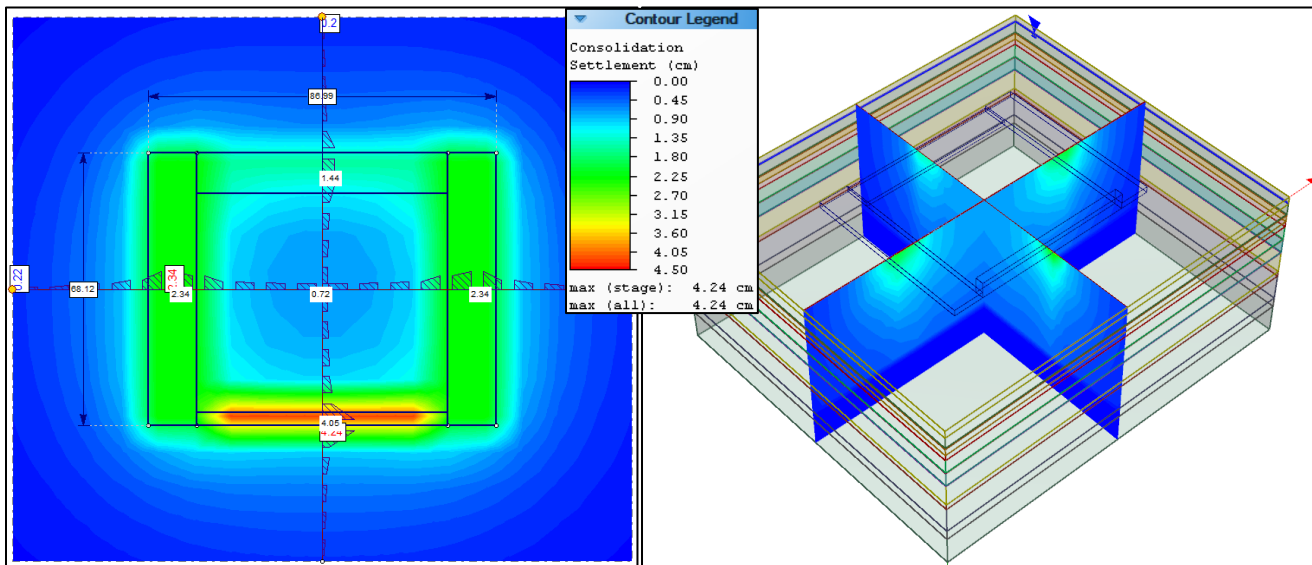


Figura 44 Asentamientos a largo plazo, cimentación total, (SETTLE3D V2.015, 2011).

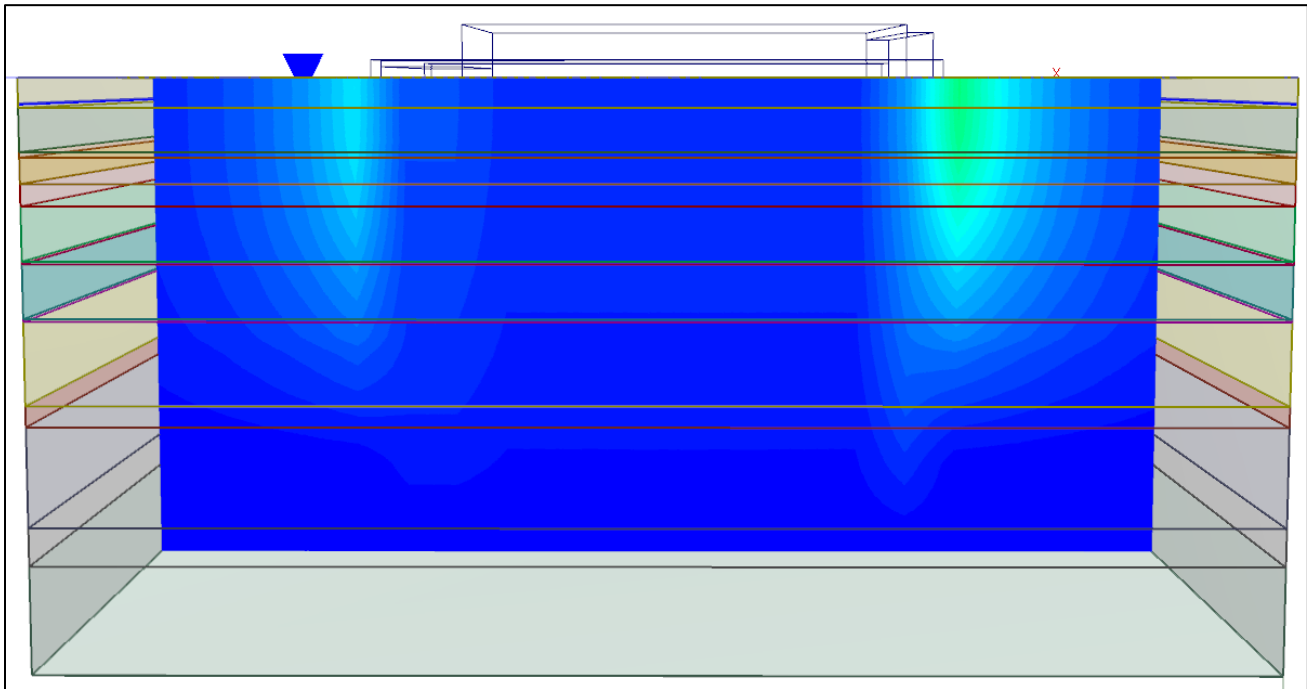
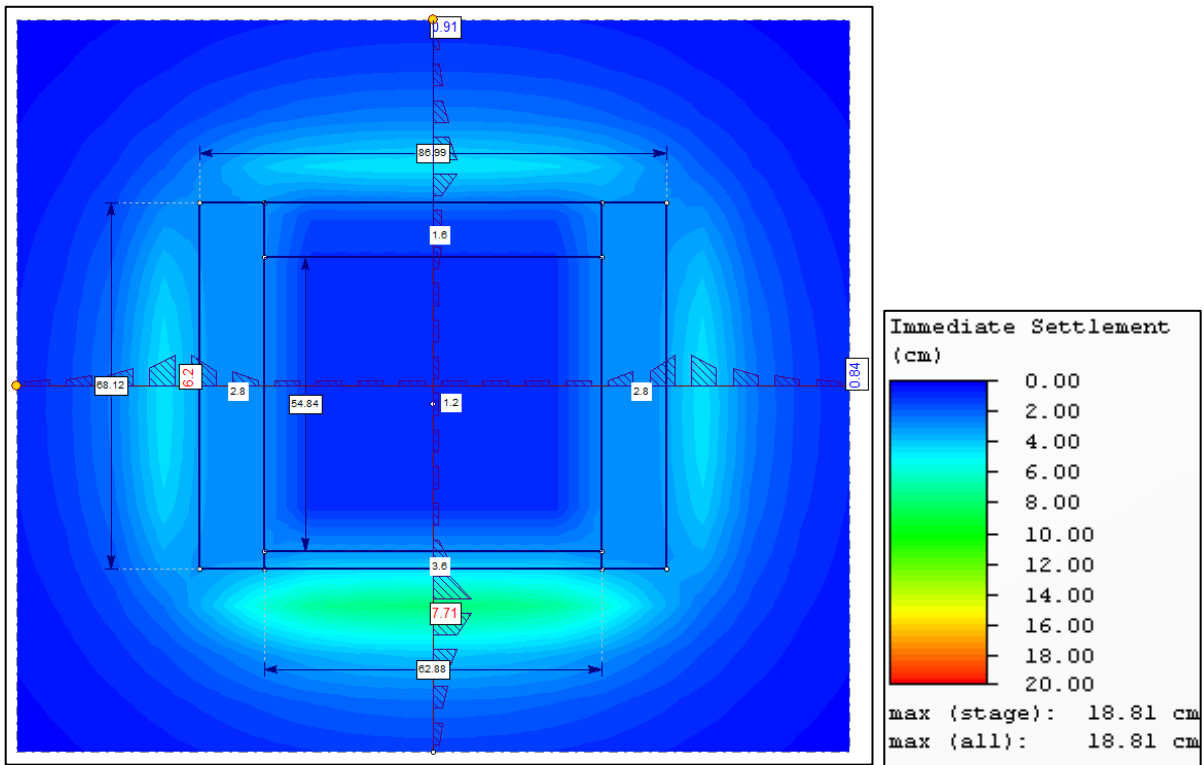


Figura 45 Asentamientos elásticos o inmediatos, Hangar total, (SETTLE3D V2.015, 2011).

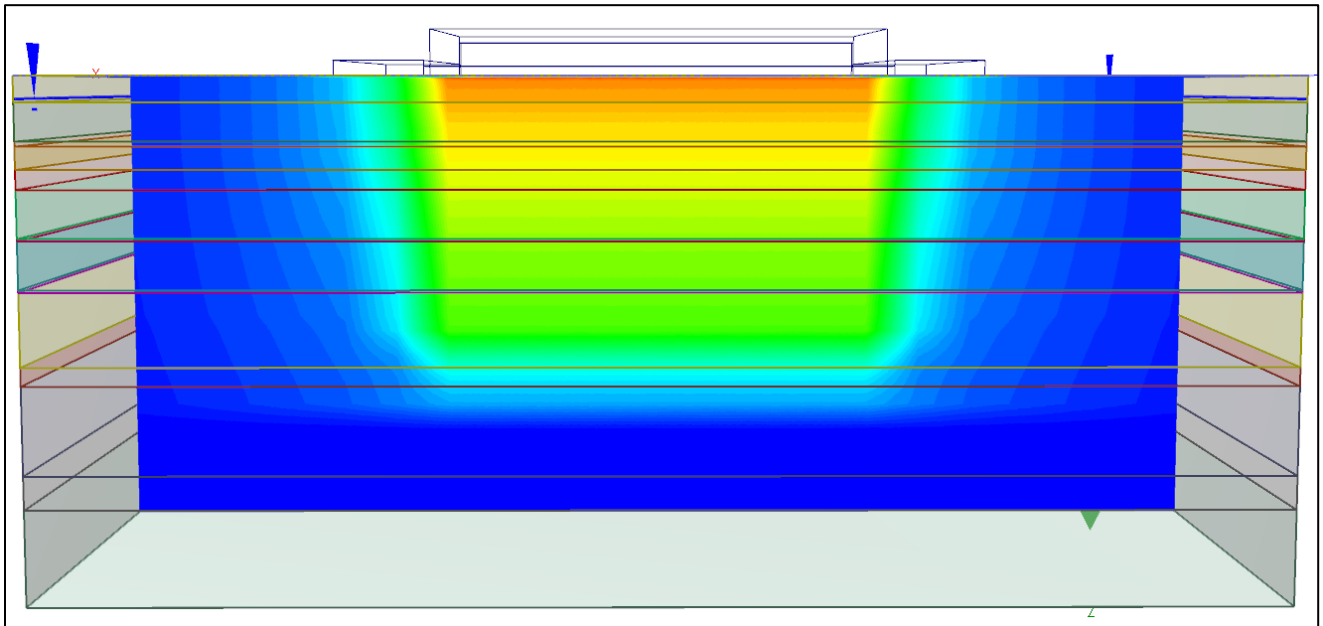
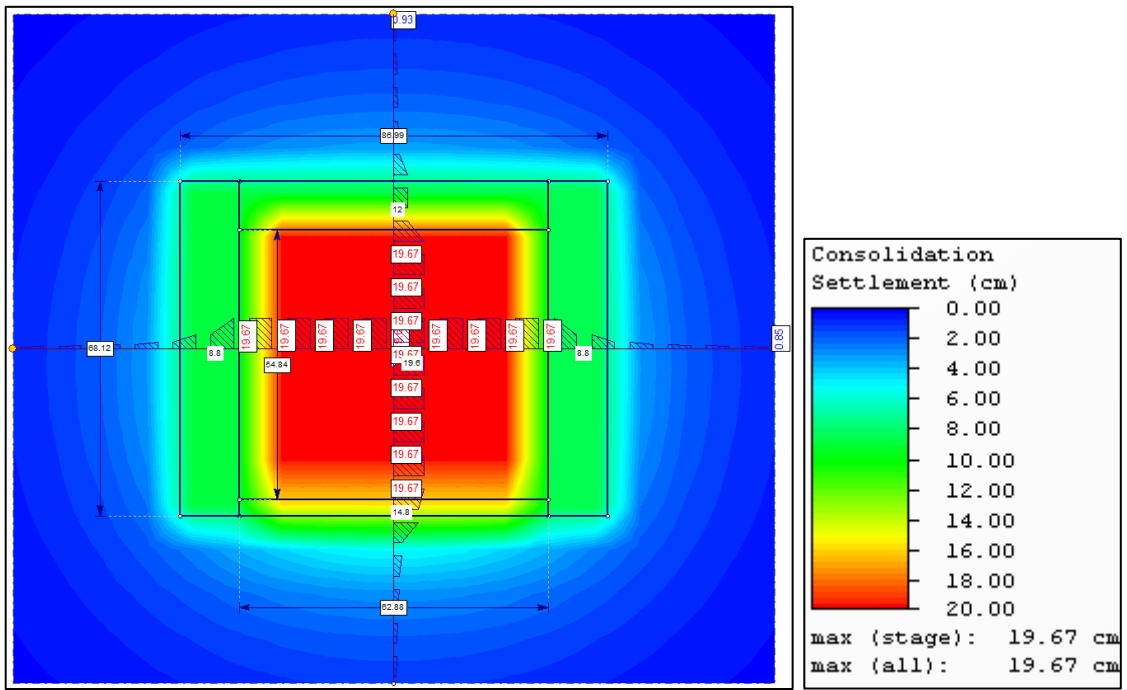


Figura 46 Asentamientos a largo plazo, Hangar total, (SETTLE3D V2.015, 2011).

10. Conclusiones.

Con el objeto de realizar los análisis geotécnicos para la estructura denominada "HANGAR", se efectuó un análisis el cual consistió en la determinación del modelo geotécnico, con los resultados de campo y laboratorio y las descargas de la estructura, realizando con esto los diferentes análisis correspondientes de acuerdo al proyecto, en donde se concluye lo siguiente:

- 1) El sitio de interés se localiza en el área de la formación de los Depósitos Lacustres que pertenece al periodo Cuaternario (QI), Esta unidad está constituida principalmente por arcillas y limos con algunas intercalaciones de gravas y arenas, y con escasos horizontes de tobas mal definidos.
- 2) De acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de cimentaciones, el predio se localiza dentro de la **Zona III, Zona de Lago**.
- 3) Por el tipo de material detectado y la zona donde se encuentra el sitio en estudio los asentamientos regionales son del orden de 27.0 a 32.0 cm/año, de acuerdo a lo mostrado por las velocidades de hundimiento (cm/año), 2017 (EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MÉXICO, VOL. III, Gabriel Auvinet, Edgar Méndez, Moisés Juárez, Universidad Nacional Autónoma de México, Instituto de Ingeniería, CDMX, 2017).
- 4) De acuerdo a lo mostrado en el "Sistema de Evolución del Hundimiento y Espectros de Diseño Sísmico, SEHEDIS – CDMX", (<https://sismica.com.mx/sehedis/>, 2020) el banco más cercano se encuentra a una distancia aproximada de 150 m, en donde se obtiene una velocidad de hundimiento promedio (1985-2016) de 32.3 cm/año y una velocidad de hundimiento última (2007-2016) de 29.9 cm/año.
- 5) En la gráfica 3 se muestran los resultados de la piezometría realizada para este proyecto, donde se pueden apreciar las condiciones actuales del sitio de interés, así como el abatimiento del nivel freático.
- 6) Para determinar la estratigrafía general del sitio en estudio se tomó en cuenta la exploración geotécnica realizada siendo un Sondeo de Cono Eléctrico a una profundidad de 40.0 m (SCE-01) y dos Sondeos Mixtos, a una profundidad de 39.80 m y 66.20 m, (SM-02 y SM-03, respectivamente) y pruebas de disipación de presión de poro.
- 7) En el Anexo 1 se presentan los resultados de los ensayos de laboratorio realizados a las muestras obtenidas.
- 8) Con los parámetros obtenidos y con los resultados de las exploraciones se realizó el modelo geotécnico representativo de la zona, mismo que fue tomado en cuenta para los respectivos análisis geotécnicos.
- 9) Así mismo, se determinaron los esfuerzos efectivos, tomando en cuenta las presiones medidas en campo (condiciones piezométricas), en la gráfica 5 muestra la distribución de esfuerzos al centro de cada estrato.
- 10) El nivel de aguas freáticas se detectó a una profundidad de 2.80 m, como se muestra en la **gráfica 3, se puede apreciar que el comportamiento de la presión de poro es un poco mayor a la presión hidrostática teórica, esto hasta los 25.0 m de profundidad, posteriormente la presión de poro se empieza a disipar, teniendo una disminución importante hasta la profundidad explorada.**

- 11) Para los diferentes análisis geotécnicos se consideraron las descargas que fueron determinadas por el proyecto estructural.
- 12) Se indican los resultados de las revisiones geotécnicas de las cimentaciones propuestas de acuerdo a las Normas Técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones, 2017, de la Ciudad de México.
- 13) Con fines de análisis la planta de cimentación se dividió en tres zonas, la zona 1 achurado en color rojo la cual involucra el extremo del hangar y área adosada, cabe mencionar que el extremo opuesto se considera simétrico, la zona 2 achurada en color verde siendo la parte trasera del hangar, la zona 3 achurado en color azul la cual es la zona de puertas de acceso y la zona central del polígono corresponde a la plataforma del hangar
- 14) **De acuerdo a los análisis efectuados se obtienen los siguientes resultados:**

- La capacidad de carga obtenida para las diferentes zonas de estudio analizadas se muestra en la siguiente tabla, donde se concluye que cumple con los estados límite de falla.

Zona	Dimensiones (m)	Df (m)	r (t/m ²)	$\frac{\sum QF_c}{A}$ (t/m ²)	Condición
1	68.12 x 12.06	1.50	12.0	4.23	Cumple
2	62.88 x 10.01	1.50	12.0	3.69	Cumple
3	62.88 x 3.27	0.00	10.3	1.69	Cumple
Plataforma	62.88 x 58.11	0.00	13.5	4.60	Cumple

- Se obtienen los asentamientos inmediatos y expansiones inmediatas, los cuales se muestran en la siguiente tabla, para lo cual al asentamiento inmediato se le resta la expansión.

Zona	Dimensiones (m)	Df, m	Δ_p Inmediato final (cm)
1	68.12 x 12.06	1.50	3.53
2	62.88 x 10.01	1.50	1.67
3	62.88 x 3.27	0.00	2.90
Plataforma	62.88 x 58.11	1.00	22.53

- Para obtener los asentamientos a largo plazo se determinó la disipación de esfuerzos en la masa del suelo, se obtuvo utilizando el criterio de Boussinesq para cargas uniformemente repartidas, así mismo se realizó una comparativa con otros métodos, donde se determina que el mencionado es el más adecuado para el proyecto.
- De acuerdo a lo anterior y a los ensayos de consolidación representativos de cada estrato se determinaron los asentamientos a largo plazo y tomando en cuenta los asentamientos inmediatos, se concluye que cumple con el estado límite de servicio, según lo establecido por las Normas Técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones, 2017, de la

ciudad de México, donde indica como máximo 15.0 cm de asentamientos para el tipo de zona en estudio.

Zona	Dimensiones (m)	Df, m	Wn (t/m ²)	Δ_p Inmediato final (cm)	ΔH (cm)	Total (cm)
1	68.12 x 12.06	1.50	0.64	3.53	3.11	6.64
2	62.88 x 10.01	1.50	0.39	1.67	1.61	3.29
3	62.88 x 3.27	0.00	1.69	2.90	3.17	6.07
Plataforma	62.88 x 58.11	1.00	1.99	22.53	27.70	50.23

- Para el caso de la plataforma no cumple con el estado límite de servicio ya que se presentan fuertes deformaciones elásticas y a largo plazo, por lo tanto, se propone un sistema de inclusiones rígidas de 0.40 a 0.60 m de diámetro, con una separación mínima de 3 veces el diámetro y una longitud efectiva de 8.0 m, lo cual ayudara a rigidizar el suelo y por ende absorber las deformaciones.
- La presión de flotación es la presión hidrostática al nivel del fondo de la excavación, se presentará en excavaciones por debajo del nivel freático y en este caso no se presenta, ya que el dicho nivel se detectó a 2.80 m y las cimentaciones se desplantarán superficialmente, cabe mencionar que se realizara una excavación a una profundidad de aproximadamente 2.0. m.
- En la sección 8.5 se presentan los diagramas de presiones tanto a corto como largo plazo.
 - Para el caso del empuje en reposo, para el estrato superficial (costra superficial de 0.0 a 4.70 m de profundidad) se trata de un limo arenoso cuyo comportamiento en el ensaye triaxial reporto un ángulo de fricción interna en termino de esfuerzos totales de 13°.
 - Para el empuje de tierras activo se toma en cuenta el ángulo de fricción interna que representa el parámetro mecánico con el que se determinan los empujes activos del suelo.
- Se realizo un análisis en Settle3D que es un programa tridimensional para el análisis de asentamiento vertical y la consolidación bajo cargas superficiales, como cimentaciones, terraplenes y excavaciones superficiales. Settle3D combina la simplicidad del análisis unidimensional con la potencia y las capacidades de visualización de programas tridimensionales más sofisticados.
 - Inicialmente se realizó un análisis de la zona 1, esto con la finalidad de validar el modelo, donde se obtuvieron asentamientos muy similares a los estimados de manera analítica.
 - En la siguiente tabla se muestra una comparativa de los asentamientos obtenidos tanto de forma analítica como con el programa utilizado.

Tabla 23 Comparativa de asentamientos.

Zona	Dimensiones (m)	Df, m	Wn (t/m ²)	Analítico		SETTLE3D	
				Δ_p Inmediato (cm)	ΔH (cm)	Δ_p Inmediato (cm)	ΔH (cm)
1	68.12 x 12.06	1.50	0.64	3.53	3.11	3.17	2.10
2	62.88 x 10.01	1.50	0.39	1.67	1.61	1.76	1.22
3	62.88 x 3.27	0.00	1.69	2.90	3.17	3.48	3.64
Plataforma	62.88 x 58.11	1.00	1.99	22.53	27.70	17.90	17.39

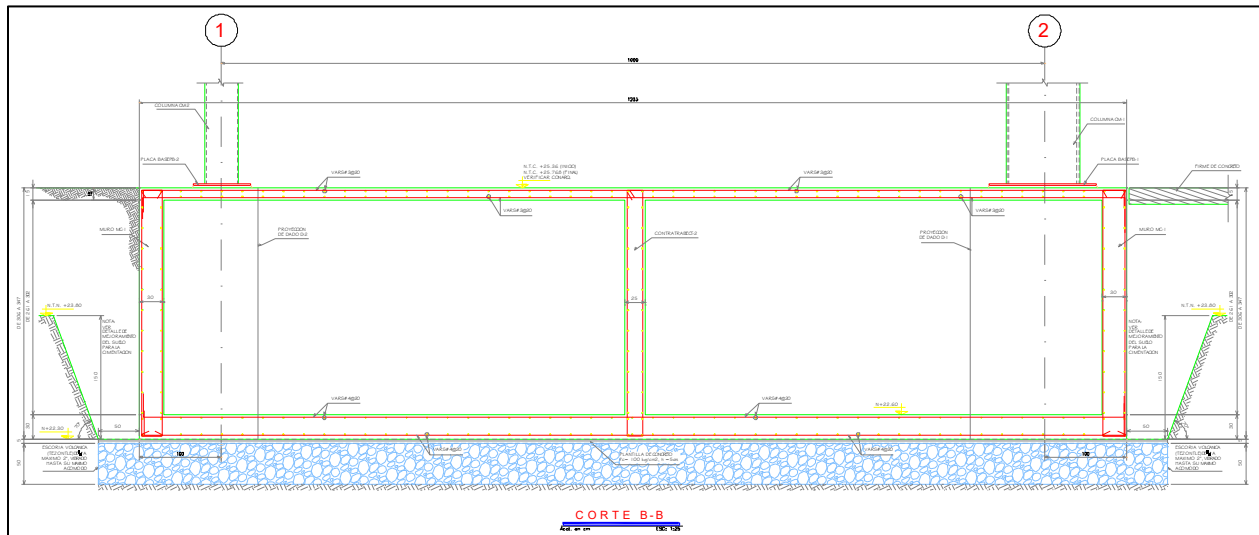
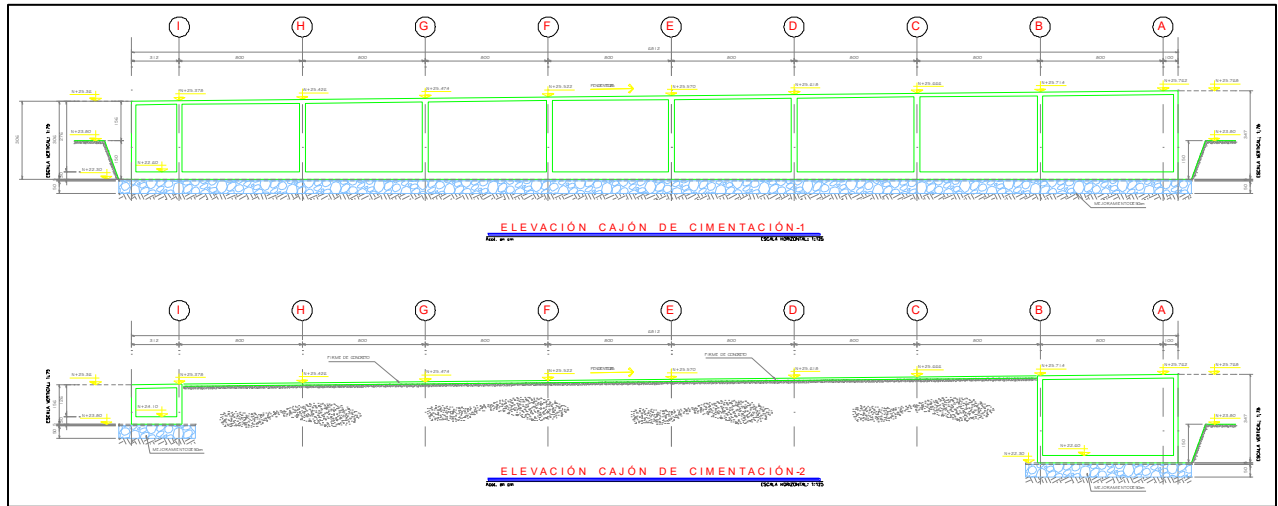
15) La cimentación analizada cumple con los estados límite de falla y de servicio (zona 1, 2 y 3), en la siguiente tabla se muestra un resumen de los valores obtenidos en los diferentes análisis geotécnicos.

Zona	Dimensiones (m)	Df, m	r (t/m ²)	Estado límite de falla
				$\frac{\sum QF_c}{A}$ (t/m ²)
1	68.12 x 12.06	1.50	12.0	4.23
2	62.88 x 10.01	1.50	12.0	3.69
3	62.88 x 3.27	0.00	10.3	1.69
Plataforma	62.88 x 58.11	0.00	13.5	4.60

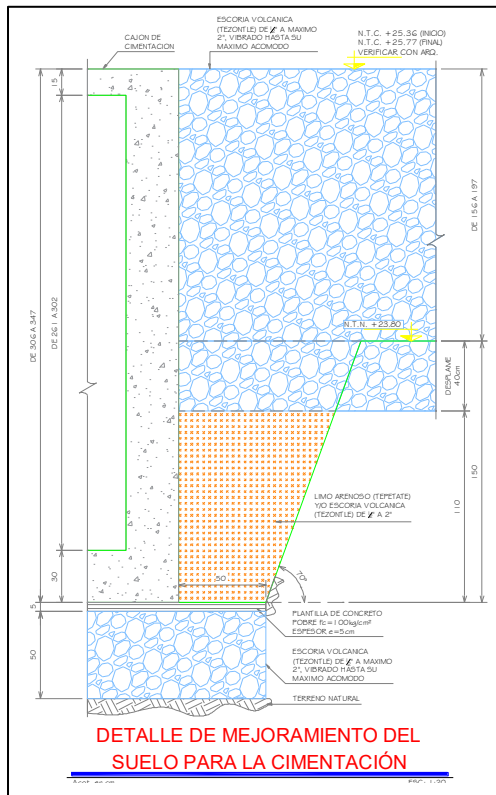
Estado límite de servicio								
Asentamientos elásticos			Asentamientos a largo plazo			SETTLE3D		
Δ_p Inmediato, cm	ρ_i inmediata, cm	Asent. Inmediato final (cm) ($\Delta p - \rho_i$)	Wn (t/m ²)	ΔH (cm)	total	Δ_p Inmediato (cm)	ΔH (cm)	total
13.70	10.17	3.53	0.64	3.11	6.64	3.17	2.10	5.27
10.69	9.02	1.67	0.39	1.61	3.29	1.76	1.22	2.98
2.20	0.00	2.90	1.69	3.17	6.07	3.48	3.64	7.12
39.20	16.60	22.53	1.99	27.70	50.23	17.90	17.39	35.24

16) A continuación, en las figuras se muestran los cortes de la cimentación, donde se pueden observar las dimensiones y niveles de desplante, así como el mejoramiento granular colocado bajo la misma.

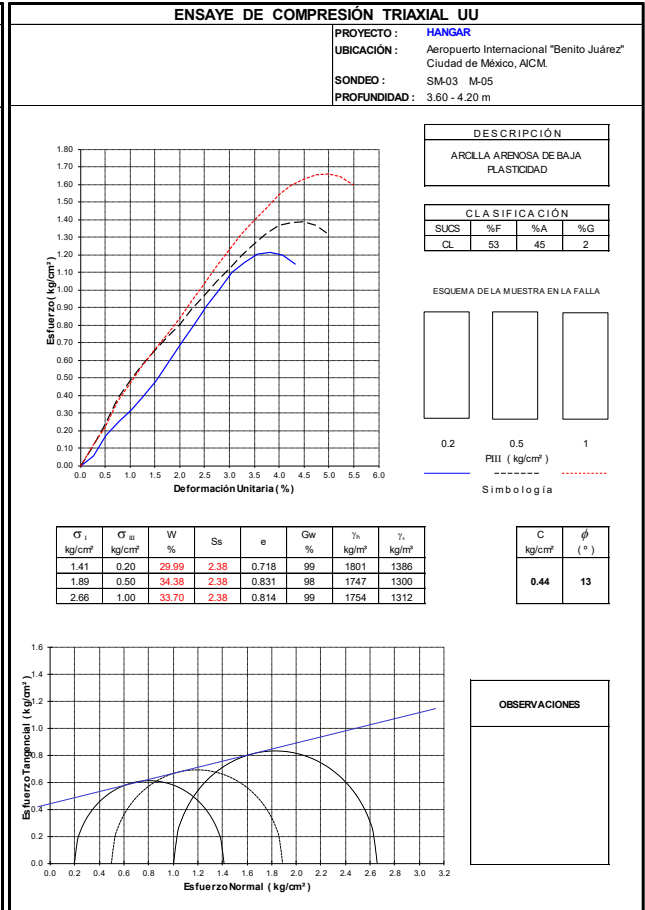
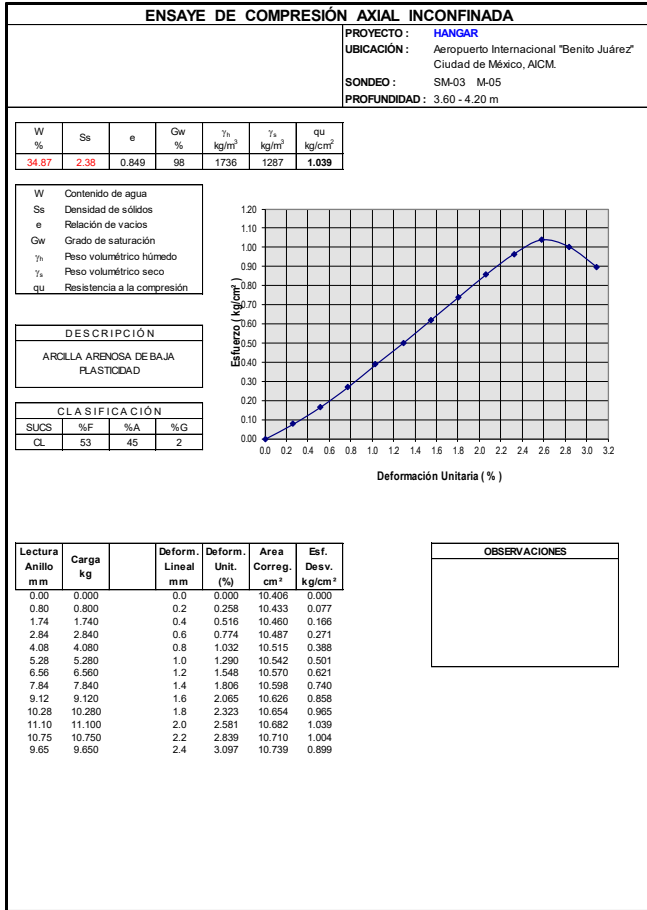
La colocación del material granular (Tezontle) es con la finalidad de uniformizar la transmisión de esfuerzos al subsuelo, así mismo funciona como mesa de trabajo.



17) De acuerdo con los niveles de proyecto fue necesaria la colocación de material granular (Tezontle) ligero, como se aprecia en la siguiente figura.



Anexo 1. Resultados de laboratorio.



ENSAYE DE COMPRESIÓN AXIAL INCONFINADA

PROYECTO: HANGAR
UBICACIÓN: Aeropuerto Internacional "Benito Juárez" Ciudad de México, AICM.
SONDEO: SM-02 M-14
PROFUNDIDAD: 8.20-9.20 m

W %	Ss	e	Gw %	γ_n kg/m ³	γ_s kg/m ³	qu kg/cm ²
314.16	2.43	7.745	99	1151	278	0.542

W Contenido de agua
Ss Densidad de sólidos
e Relación de vacíos
Gw Grado de saturación
 γ_n Peso volumétrico húmedo
 γ_s Peso volumétrico seco
qu Resistencia a la compresión

DESCRIPCIÓN

ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD

CLASIFICACIÓN

SUCS	%F	%A	%G
CH	99	1	0

OBSERVACIONES

Lectura Anillo mm	Carga kg	Deform. Lineal mm	Deform. Unit. (%)	Area Correg. cm ²	Esf. Desv. kg/cm ²
0.00	0.000	0.0	0.000	10.179	0.000
0.59	0.590	0.2	0.250	10.204	0.058
1.10	1.100	0.4	0.501	10.230	0.108
1.57	1.570	0.6	0.751	10.256	0.153
2.04	2.040	0.8	1.001	10.282	0.198
2.52	2.520	1.0	1.252	10.308	0.244
2.96	2.960	1.2	1.502	10.334	0.286
3.42	3.420	1.4	1.752	10.360	0.330
3.86	3.860	1.6	2.003	10.387	0.372
4.22	4.220	1.8	2.253	10.413	0.405
4.56	4.560	2.0	2.503	10.440	0.437
4.86	4.860	2.2	2.753	10.467	0.464
5.10	5.100	2.4	3.004	10.494	0.486
5.32	5.320	2.6	3.254	10.521	0.506
5.50	5.500	2.8	3.504	10.548	0.521
5.62	5.620	3.0	3.755	10.576	0.531
5.72	5.720	3.2	4.005	10.603	0.539
5.76	5.760	3.4	4.255	10.631	0.542
5.70	5.700	3.6	4.506	10.659	0.535
5.55	5.550	3.8	4.756	10.687	0.519

ENSAYE DE COMPRESIÓN TRIAXIAL UU

PROYECTO: HANGAR
UBICACIÓN: Aeropuerto Internacional "Benito Juárez" Ciudad de México, AICM.
SONDEO: SM-02 M-14
PROFUNDIDAD: 8.20-9.20 m

DESCRIPCIÓN

ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD

CLASIFICACIÓN

SUCS	%F	%A	%G
CH	99	1	0

ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA

OBSERVACIONES

σ_1 kg/cm ²	σ_{III} kg/cm ²	W %	Ss	e	Gw %	γ_n kg/m ³	γ_s kg/m ³
0.89	0.20	300.85	2.43	7.415	99	1158	289
1.22	0.50	327.10	2.43	8.111	98	1139	267
1.79	1.00	260.29	2.43	6.415	99	1181	328

CLASIFICACIÓN

SUCS	%F	%A	%G
CH	99	1	0

ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA

OBSERVACIONES

C kg/cm ²	ϕ (°)
0.31	4

ENSAYE DE COMPRESIÓN AXIAL INCONFINADA

PROYECTO: HANGAR
UBICACIÓN: Aeropuerto Internacional "Benito Juárez" Ciudad de México, AICM.
SONDEO: SM-03 M-14
PROFUNDIDAD: 10.80-11.60 m

W %	Ss	e	Gw %	γ_n kg/m ³	γ_s kg/m ³	qu kg/cm ²
440.24	2.23	9.872	99	1108	205	0.390

W Contenido de agua
Ss Densidad de sólidos
e Relación de vacíos
Gw Grado de saturación
 γ_n Peso volumétrico húmedo
 γ_s Peso volumétrico seco
qu Resistencia a la compresión

DESCRIPCIÓN

ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD

CLASIFICACIÓN			
SUCS	%F	%A	%G
CH	100	0	0

DESCRIPCIÓN

ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD

CLASIFICACIÓN			
SUCS	%F	%A	%G
CH	100	0	0

Lectura Anillo mm	Carga kg	Deform. Lineal mm	Deform. Unit. (%)	Area Correg. cm ²	Esf. Desv. kg/cm ²
0.00	0.000	0.0	0.000	10.264	0.000
0.14	0.140	0.2	0.257	10.290	0.014
0.46	0.460	0.4	0.513	10.317	0.045
0.86	0.860	0.6	0.770	10.343	0.083
1.30	1.300	0.8	1.027	10.370	0.125
1.74	1.740	1.0	1.284	10.397	0.167
2.20	2.200	1.2	1.540	10.424	0.211
2.62	2.620	1.4	1.797	10.452	0.251
3.02	3.020	1.6	2.054	10.479	0.288
3.42	3.420	1.8	2.311	10.507	0.326
3.81	3.810	2.0	2.567	10.534	0.362
4.12	4.120	2.2	2.824	10.562	0.390
4.05	4.050	2.4	3.081	10.590	0.362
3.75	3.750	2.6	3.338	10.618	0.353

OBSERVACIONES

ENSAYE DE COMPRESIÓN TRIAXIAL UU

PROYECTO: HANGAR
UBICACIÓN: Aeropuerto Internacional "Benito Juárez" Ciudad de México, AICM.
SONDEO: SM-03 M-14
PROFUNDIDAD: 10.80-11.60 m

DESCRIPCIÓN

ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD

CLASIFICACIÓN			
SUCS	%F	%A	%G
CH	100	0	0

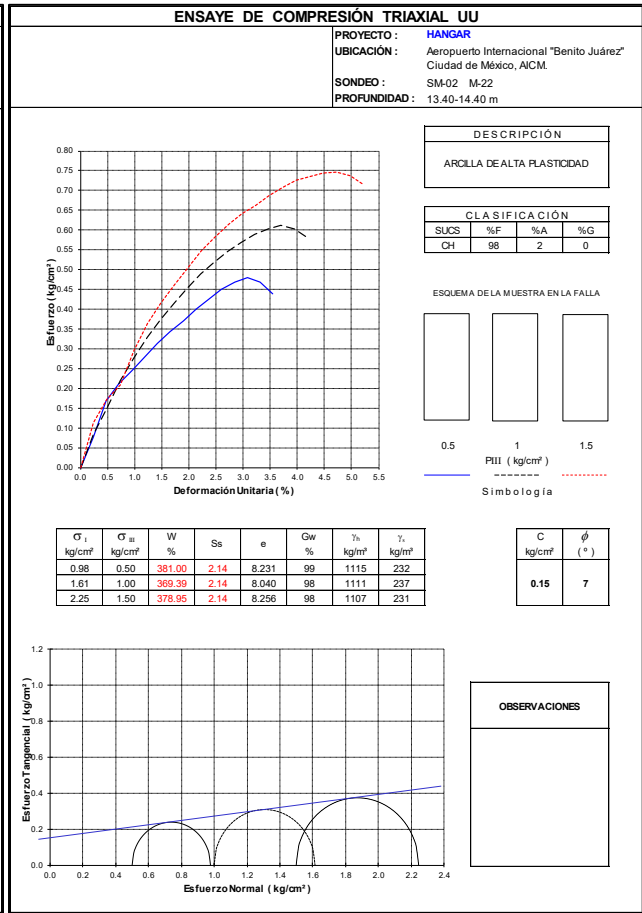
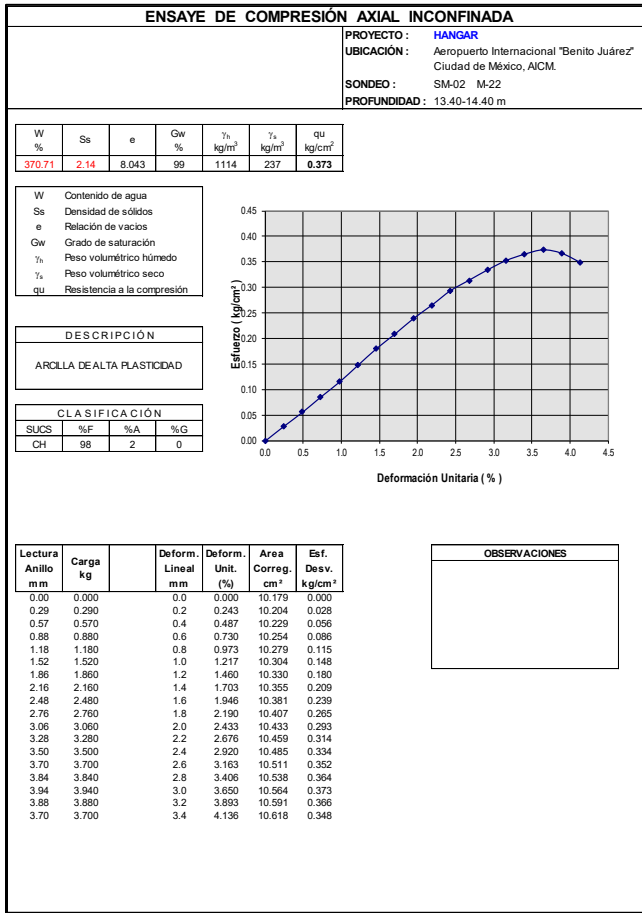
ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA

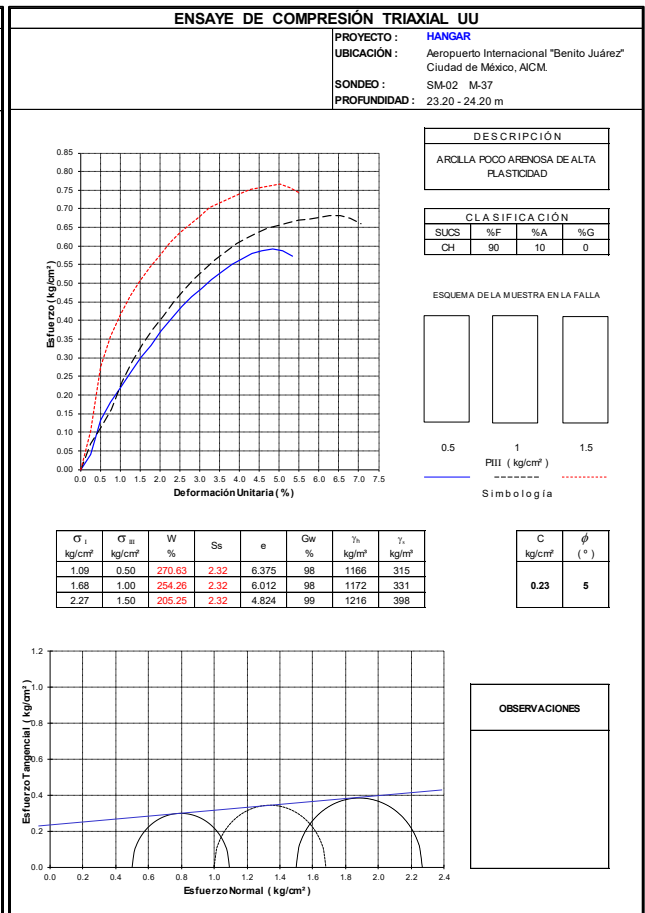
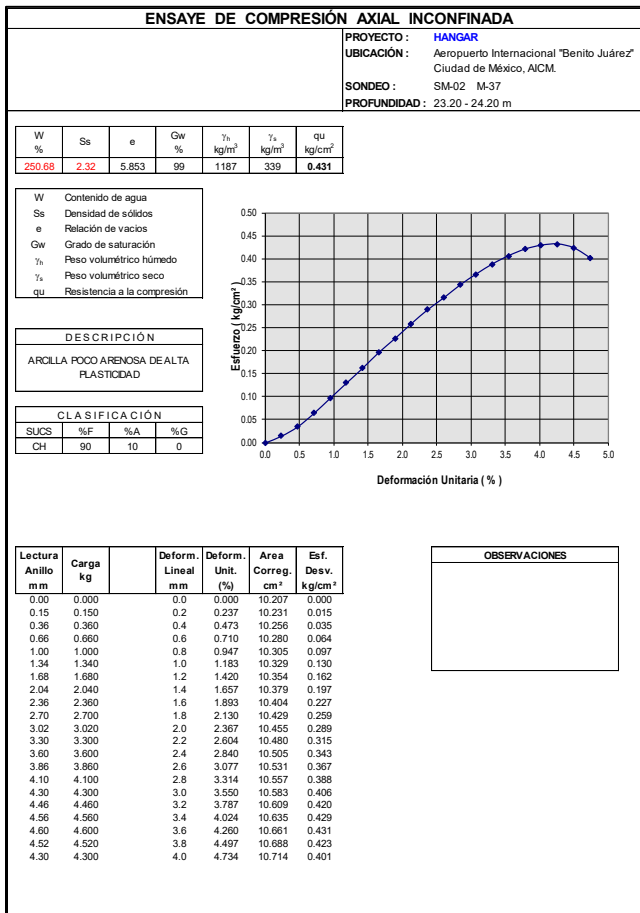
0.2 **0.5** **1**
PHI (kg/cm²)
 Simbología

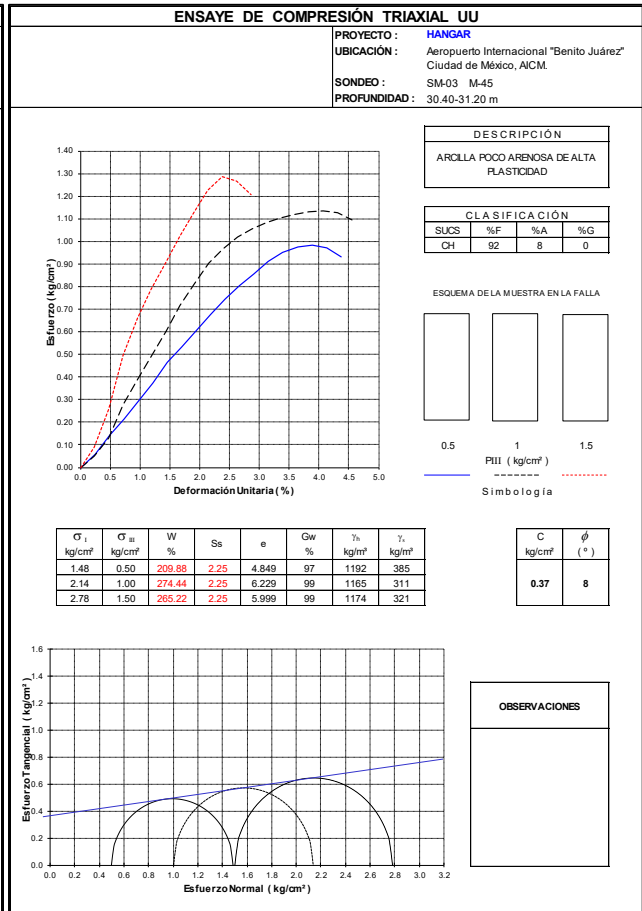
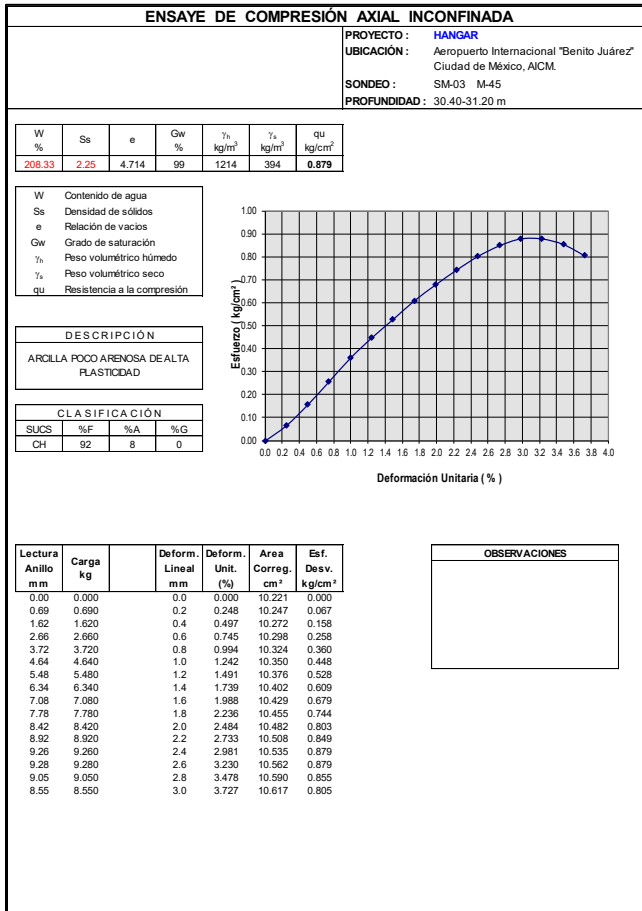
σ_1 kg/cm ²	σ_{33} kg/cm ²	W %	Ss	e	Gw %	γ_n kg/m ³	γ_s kg/m ³
0.68	0.20	431.03	2.23	9.686	99	1108	209
1.04	0.50	416.48	2.23	9.470	98	1100	213
1.64	1.00	406.19	2.23	9.236	98	1103	218

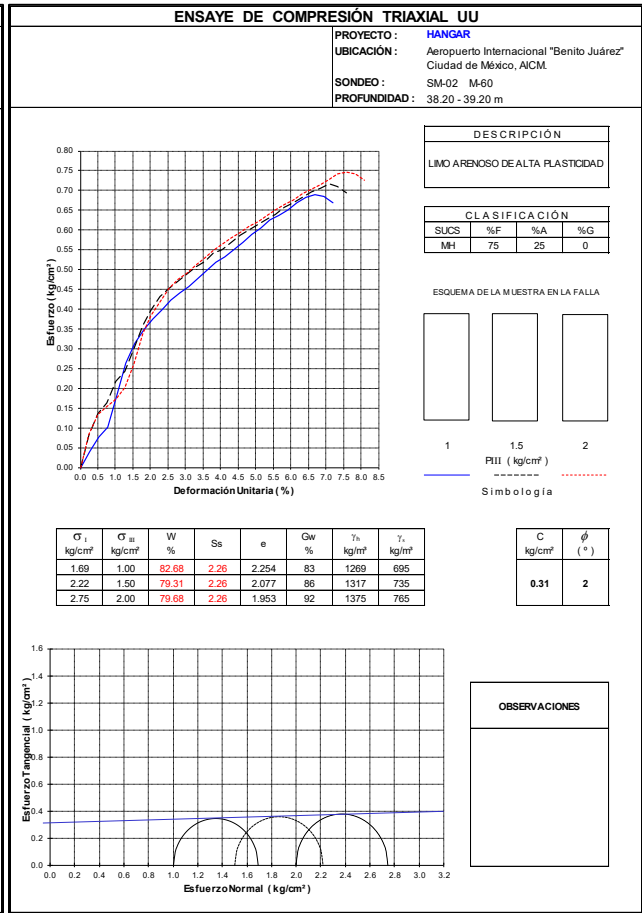
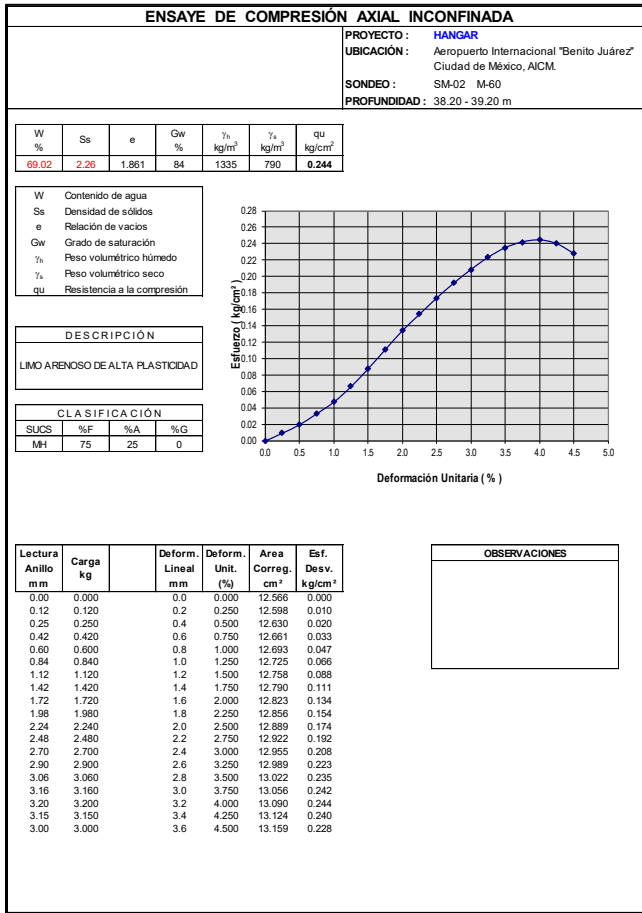
C kg/cm ²	ϕ (°)
0.20	5

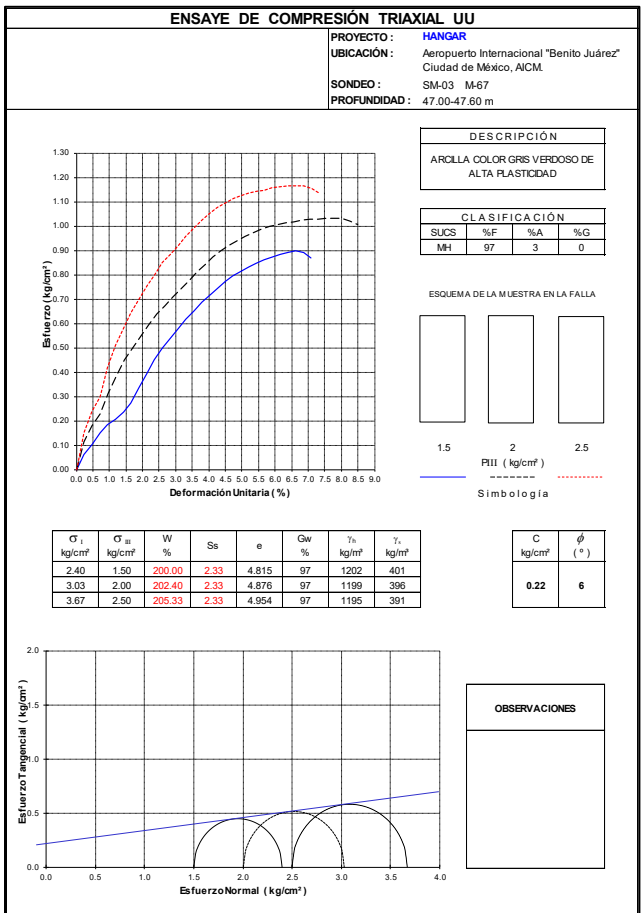
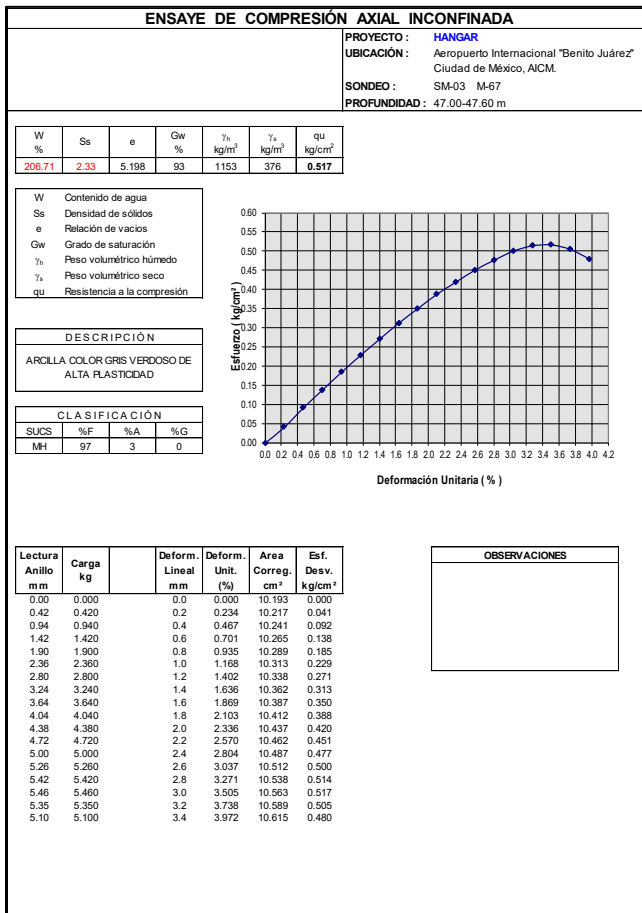
OBSERVACIONES









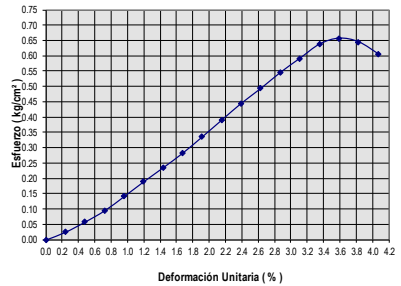


ENSAYE DE COMPRESIÓN AXIAL INCONFINADA

PROYECTO: **HANGAR**
 UBICACIÓN: Aeropuerto Internacional "Benito Juárez"
 Ciudad de México, AICM.
 SONDEO: SM-10 M-84
 PROFUNDIDAD: 52.80 - 53.80 m

W %	Ss	e	Gw %	γ_h kg/m ³	γ_s kg/cm ³	qu kg/cm ²
66.29	2.45	1.643	99	1541	927	0.656

W Contenido de agua
 Ss Densidad de sólidos
 e Relación de vacíos
 Gw Grado de saturación
 γ_h Peso volumétrico húmedo
 γ_s Peso volumétrico seco
 qu Resistencia a la compresión



DESCRIPCIÓN
 LIMO DE ALTA PLASTICIDAD

CLASIFICACIÓN

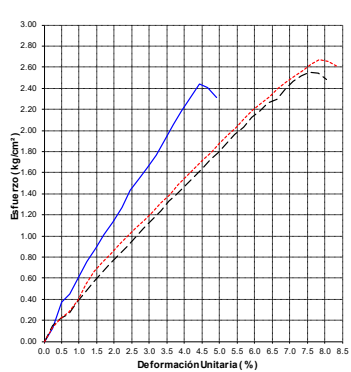
SUCS	%F	%A	%G
MH	95	5	0

Lectura Anillo mm	Carga kg	Deform. Lineal mm	Deform. Unit. (%)	Area Correg. cm ²	Esf. Desv. kg/cm ²
0.00	0.000	0.0	0.000	10.221	0.000
0.26	0.260	0.2	0.239	10.246	0.025
0.60	0.600	0.4	0.478	10.270	0.058
0.98	0.980	0.6	0.718	10.295	0.095
1.46	1.460	0.8	0.957	10.320	0.141
1.96	1.960	1.0	1.196	10.345	0.189
2.44	2.440	1.2	1.435	10.370	0.235
2.94	2.940	1.4	1.675	10.395	0.283
3.50	3.500	1.6	1.914	10.421	0.336
4.08	4.080	1.8	2.153	10.446	0.391
4.66	4.660	2.0	2.392	10.472	0.445
5.18	5.180	2.2	2.632	10.497	0.493
5.74	5.740	2.4	2.871	10.523	0.545
6.24	6.240	2.6	3.110	10.549	0.592
6.74	6.740	2.8	3.349	10.575	0.637
6.96	6.960	3.0	3.589	10.602	0.656
6.85	6.850	3.2	3.828	10.628	0.645
6.45	6.450	3.4	4.067	10.655	0.605

OBSERVACIONES

ENSAYE DE COMPRESIÓN TRIAXIAL UU

PROYECTO: **HANGAR**
 UBICACIÓN: Aeropuerto Internacional "Benito Juárez"
 Ciudad de México, AICM.
 SONDEO: SM-10 M-84
 PROFUNDIDAD: 52.80 - 53.80 m



DESCRIPCIÓN
 LIMO DE ALTA PLASTICIDAD

CLASIFICACIÓN

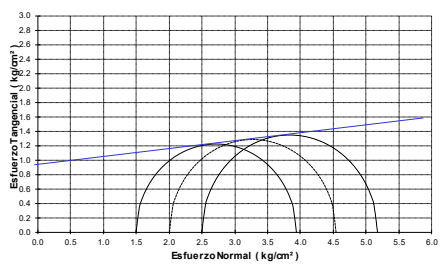
SUCS	%F	%A	%G
MH	95	5	0

ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA

1.5 2 2.5
 PIII (kg/cm²)
 Simbología

σ_1 kg/cm ²	σ_{3a} kg/cm ²	W %	Ss	e	Gw %	γ_h kg/m ³	γ_s kg/m ³
3.94	1.50	63.89	2.45	1.588	99	1552	947
4.55	2.00	67.93	2.45	1.701	98	1524	907
5.18	2.50	70.00	2.45	1.751	98	1514	891

C kg/cm ²	ϕ (°)
0.92	8



OBSERVACIONES

Referencias.

- EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MÉXICO, VOL. III, Gabriel Auvinet, Edgar Méndez, Moisés Juárez, Universidad Nacional Autónoma de México, Instituto de Ingeniería, CDMX, 2017.
- NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES, Gaceta oficial de la ciudad de México, 15 de diciembre del 2017.
- Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño, SASID, 2017, 4.0.2.0.
- <https://sismica.com.mx/sehedis/>, 2020.
- Tesis: MODELADO DEL HUNDIMIENTO DE LA ZONA LACUSTRE DEL VALLE DE MÉXICO. ASPECTOS ESTRATIGRÁFICOS Y PIEZOMÉTRICOS, Diego Pérez Centeno, IPN, México, D.F. Junio, 2009.
- Vigésima Conferencia Nabor Carrillo, Exploración de Suelos, Métodos Directos e Indirectos, Muestreo y Pruebas de Campo, Enrique Santoyo Villa, SMIG, 2010.
- Manual de Mecánica de Suelos, Instrumentación y Monitoreo del Comportamiento de Obras Hidráulicas, CONAGUA, 2012.
- Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil, Joseph E. Bowles. MCGRAW-HILL DE MÉXICO, México, 1981.
- Manual de prácticas de laboratorio de geotécnica, René Domínguez Peña, Salvador Hernández Melgar, Fernando Almanza Hernández, Juan Alberto Juárez Sosa. Universidad Autónoma Metropolitana, Azcapotzalco, México, D.F., 2001.
- Manual de prácticas del laboratorio de comportamiento de suelos, Facultad de Ingeniería, UNAM, M.I. Enrique Elizalde Romero, Ing. Héctor A. Legorreta Cuevas, M. I. Carmelino Zea Constantino, México, 2018.
- Ingeniería de cimentaciones, conceptos básicos de la práctica, Enrique Tamez González, TGC Geotecnia S.A. de C.V. 2001.
- Principios de ingeniería de cimentaciones, Cuarta Edición, Braja M. Das, California State University, Sacramento, 2001.
- C.F.E. Manual de Diseño de Obras Civiles, Cap. B.2.5 Cimentaciones en Suelos, Sección B: Geotecnia Tema 2: Mecánica de Suelos, México 2017.
- C.F.E. Manual de Diseño de Obras Civiles, Cap. B.2.6 Estructuras de Retención, Sección B: Geotecnia Tema 2: Mecánica de Suelos, México 2017.
- Settle3D, Settlement and consolidation analysis, Theory Manual, 2007-2009 Rocscience Inc.