



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUBSUELO DE LA
ZONA SUR DEL VALLE DE MÉXICO CON APLICACIÓN A UNA
OBRA DE INFRAESTRUCTURA

TESIS

Que para obtener el título de
INGENIERO CIVIL

PRESENTA

ALEJANDRO BARRANCO EYSSAUTIER

DIRECTOR DE TESIS

DR. GABRIEL AUVINET GUICHARD



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2016



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUBSUELO DE LA ZONA SUR DEL VALLE DE MÉXICO CON APLICACIÓN A UNA OBRA DE INFRAESTRUCTURA

CONTENIDO

1	INTRODUCCIÓN	1
1.1	Antecedentes	1
1.2	Planteamiento	3
1.3	Objetivo	3
1.4	Alcances	4
2	DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO	5
2.1	Localización	5
2.2	Cartografía urbana	6
2.3	Topografía	7
2.4	Hidrología	9
2.5	Geología	10
2.6	Zonificación geotécnica	13
2.7	Zonificación sísmica	15
2.8	Información geotécnica	16
2.8.1	Sondeos geotécnicos	16
2.8.2	Rellenos aluviales	17
2.8.3	Hundimiento regional	18
2.8.4	Anomalías geotécnicas	20
2.8.5	Agrietamiento	22
2.8.6	Deslizamiento de laderas	24
2.8.7	Información piezométrica	25
2.9	Integración de la información (SIG)	26
2.10	Caracterización geotécnica del subsuelo	29
2.11	Análisis geoestadístico de la distribución espacial del contenido de agua	30
2.11.1	Análisis geoestadístico del contenido de agua para la zona sur del Valle de México	31
2.11.2	Análisis geoestadístico del contenido de agua para un tramo de la Línea A del Sistema de Transporte Colectivo Metro	44
2.11.3	Análisis geoestadístico del contenido de agua para el trazo de la Línea 12 del Sistema de Transporte Colectivo Metro	47
2.12	Análisis geoestadístico de las profundidades de los principales estratos en los que se divide el subsuelo del Valle de México en la zona del lago	52
2.12.1	Formación Arcillosa Superior (FAS)	53
2.12.2	Capa Dura (CD)	59
2.12.3	Formación Arcillosa Inferior (FAI)	64
2.12.4	Depósitos Profundos (DP)	69
2.13	Propuesta de zonificación geotécnica	75
3	SOLUCIONES CONSTRUCTIVAS ADOPTADAS PARA UNA OBRA DEL TRANSPORTE COLECTIVO METRO	83
3.1	Descripción del proyecto	83
3.2	Tramo en túnel	86
3.2.1	Elección del tipo de escudo	87
3.2.2	Características del revestimiento	89

3.2.3	Análisis de cargas sobre el túnel	91
3.3	Tramo en cajón	92
3.3.1	Construcción de muros pantalla	93
3.3.2	Excavación, apuntalamiento y construcción	94
3.4	Tramo superficial	95
3.4.1	Descripción geométrica	95
3.4.2	Problemas típicos del Metro superficial en la Ciudad de México	96
3.5	Tramo elevado	96
3.5.1	Tramo elevado apoyado en formaciones arcillosas	97
3.5.1.1	Cimentación compensada	97
3.5.1.2	Cimentación con pilotes de punta	98
3.5.1.3	Cimentación con pilotes de fricción	99
3.5.1.4	Cimentación a base de celdas estructuradas	101
3.5.2	Tramo elevado apoyado en roca basáltica	101
3.5.2.1	Características de la roca	102
3.5.2.2	Mejoramiento de la roca mediante inyección	102
4	MODELADO ANALÍTICO Y NUMÉRICO	105
4.1	Modelado del túnel	105
4.1.1	Elección del sitio de estudio	105
4.1.2	Caracterización estratigráfica del subsuelo	106
4.1.3	Definición de los parámetros geotécnicos	107
4.1.4	Modelado numérico del túnel en el sitio de estudio	109
4.1.4.1	Etapa de construcción (corto plazo)	113
4.1.4.2	Etapa de consolidación (largo plazo)	115
4.2	Metro en sección elevada	119
4.2.1	Elección del sitio de estudio y datos del proyecto	119
4.2.2	Definición de los parámetros geotécnicos	120
4.2.3	Verificación de la estabilidad de un apoyo de cimentación cajón-suelo	122
4.2.4	Verificación de la estabilidad de un apoyo de cimentación pilotes-suelo	124
4.2.5	Procedimiento de verificación mediante un modelo analítico	132
4.2.5.1	Verificación del conjunto cajón-suelo al Estado Límite de Falla (ELF)	132
4.2.5.2	Verificación del conjunto pilotes-suelo al Estado Límite de Falla (ELF)	134
4.2.5.3	Verificación de los desplazamientos al Estado Límite de Servicio (ELS)	135
5	CONCLUSIONES	143
6	REFERENCIAS	147
Anexo 1	Conceptos fundamentales de la Geoestadística	A1.1
Anexo 2	Hojas de cálculo en Mathcad para la verificación de una cimentación semicompensada en el tramo elevado	A2.1

1 INTRODUCCIÓN

Actualmente, el conocimiento que se tiene sobre el subsuelo del área urbana de la Ciudad de México, es el resultado de un largo proceso de aprendizaje basado en múltiples estudios, los cuales han permitido tener un mayor entendimiento acerca de sus características y propiedades contribuyendo progresivamente a definir estratos y fronteras entre los diferentes tipos de suelo presentes en la región.

Debido a la rápida evolución de la extensión urbana y con el tiempo, el subsuelo en las zonas donde no había población cambia sus propiedades conforme se van estableciendo de manera más o menos definitiva, lo cual hace necesario establecer una zonificación geotécnica y mantenerla actualizada con el fin de tener una mayor certeza y una idea más amplia y precisa de la ubicación de los suelos que se tienen en el Valle de México.

1.1 ANTECEDENTES

Debido a su origen geológico, el subsuelo de la Cuenca de México presenta características excepcionales que han motivado numerosos estudios. Los trabajos de recopilación y análisis de la información geotécnica que se han efectuado en el pasado, han tenido como propósito conocer y actualizar el estado del conocimiento sobre el subsuelo que se tiene en la Ciudad de México.

Actualmente, el conocimiento que se tiene sobre el subsuelo de la Ciudad de México es el resultado de diversos estudios encaminados al entendimiento de su origen, propiedades y características especiales con el fin de conocer su comportamiento.

Los estudios para la identificación del subsuelo de la Ciudad de México se iniciaron a partir de los años cuarenta en la traza urbana que en esos tiempos existía. A partir de ese tiempo, se empezó la elaboración de una zonificación geotécnica para el Valle de México que, conforme la mancha urbana se ha ido extendiendo, se ha visto la necesidad de ir ampliando dicha zonificación.

Los primeros estudios tuvieron su inicio en 1945 cuando la Comisión Impulsora y Coordinadora de la Investigación Científica (CICIC), realizó un gran número de pozos de exploración entre los años 1947 y 1952 de los cuales, se efectuaron de manera sistemática ensayos de laboratorio sobre más de 10,000 muestras extraídas del subsuelo del Valle de México, lo que permitió tener una idea más precisa sobre la distribución espacial de los materiales geológicos y de sus propiedades geotécnicas; así también, se instalaron las primeras estaciones piezométricas en distintos puntos de la Ciudad con la finalidad de conocer las alteraciones en las presiones hidrostáticas y su relación con el hundimiento regional.

Estos estudios dan como resultado que, por medio del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), se publicara el libro *“El subsuelo de la Ciudad de México”* (Marsal y Mazari, 1959), trabajo que constituye una base fundamental para el diseño geotécnico de las cimentaciones del Valle de México. En esta obra, los autores recurren ampliamente al uso de la estadística para hacer la descripción detallada de las características del subsuelo de la Ciudad y se propone dividir el área urbana en tres zonas geotécnicas: *lomas, transición y lago*.

En la versión del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) publicada el 9 de febrero de 1966, se incluye el *“Plano de Zonas de Compresibilidad de la Ciudad de México”*, el cual divide a la Ciudad en zonas de alta y baja compresibilidad que en su momento contribuyó al conocimiento de esas zonas. Por otra parte, la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (SMMS), ahora conocida como Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica (SMIG), a través de sus reuniones nacionales y de diversos simposios realizados entre 1970 y 1978, organizó trabajos de recopilación y análisis de información geotécnica con el fin de actualizar el estado del conocimiento del subsuelo de más de cuarenta Ciudades del país.

A raíz de los sismos de 1985, se incrementaron los esfuerzos por conocer más acerca del subsuelo y su comportamiento, por lo que se realizaron nuevas exploraciones geotécnicas en diferentes sitios del Valle de México resultando la definición de un mapa de zonificación geotécnica que fue incluido en el RCDF en su versión de 1987, retomando el criterio planteado por Marsal y Mazari que divide a la Ciudad en tres zonas geotécnicas.

En forma casi simultánea, la desaparecida Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR), ese mismo año publica un mapa de zonificación geotécnica con criterios distintos, basado principalmente en las exploraciones efectuadas para la construcción del Sistema de Transporte Colectivo. En esta propuesta se introducen distinciones entre diferentes partes de la zona lacustre (lago virgen, centro I, centro II) y de la zona de transición (transición alta y transición baja). Con esto, se pierde la sencillez de la división en tres zonas pero se gana precisión en la descripción de la estratigrafía del subsuelo.

Posteriormente, el RCDF en su versión de 1993 se propone un nuevo mapa de zonificación geotécnica en el cual, el cambio más notorio se observa en que la zona del lago se extiende por ambos lados del Cerro de la Estrella, formando éste, una isla en medio del suelo lacustre.

La modificación más reciente efectuada al mapa de zonificación geotécnica está contenida en la versión vigente del RCDF que se realizó en el año de 2004. En este mapa se incluye una zona de transición que se extiende entre la Sierra de las Cruces y el Cerro de la Estrella y se conserva el criterio de las tres zonas geotécnicas empleado en las versiones anteriores.

Con relación a la zona sur de la Cuenca de México, cabe indicar que ésta ha sido poco estudiada debido a que las obras de construcción que requieren estudios de mecánica de suelos se han concentrado principalmente en el centro de la Ciudad y en centros comerciales de gran importancia en las zonas poniente y norte, motivo por el cual, las primeras zonificaciones no contemplan las zonas lacustres del sur incluidas en el presente trabajo.

Tradicionalmente, la descripción del subsuelo se ha basado en la interpretación de la información proveniente de exploraciones y mediante la elaboración de modelos fundamentados en perfiles y cortes construidos habitualmente en forma intuitiva por lo que contienen un alto grado de subjetividad y, en muchos casos, estos modelos no son del todo satisfactorios debido a la complejidad de las formaciones geológicas y la variación espacial de las propiedades del subsuelo en el Valle de México.

Así, las nuevas necesidades en materia de generación, organización e interpretación de la información geotécnica sobre el Valle de México son cada vez mayores debido principalmente al rápido crecimiento de la zona conurbada que se ha expandido enormemente dada la acelerada explosión demográfica que se presenta actualmente. Esta situación ha propiciado la construcción de obras de ingeniería cada vez más ambiciosas (edificios

de gran altura, vías de comunicación de varios niveles o a desnivel, grandes obras hidráulicas y de saneamiento, etc.), que hacen necesario mantener actualizada la información que se tiene sobre el subsuelo.

Para tal fin, actualmente existen nuevas herramientas de la informática como son los *Sistemas de Información Geográfica (SIG)*, que facilitan y permiten organizar, almacenar y consultar con gran eficiencia la información física y geográfica para una interpretación más precisa sobre la configuración de las formaciones geológicas y la naturaleza de los depósitos de suelo.

Aunado a esto, ahora se cuenta con nuevas herramientas matemáticas para la descripción de las propiedades del subsuelo. Una de ellas es la *Geoestadística*, que consiste en un conjunto de técnicas basadas en la teoría de los campos aleatorios que explotan la *correlación espacial* mediante estimadores optimizados (*Kriging*) para realizar predicciones de los valores de ciertas propiedades de interés en un punto o zona específicos donde no se tienen mediciones. De igual manera, la Geoestadística tiene gran potencial para describir más racionalmente la distribución espacial de las propiedades de los materiales geológicos del subsuelo.

En México, la metodología geoestadística se ha aplicado satisfactoriamente a la minería, en específico al análisis de la variabilidad de los depósitos de carbón (Auvinet, 1984) y en algunas otras ramas de la ciencia. Así pues, en los últimos años se han presentado varios trabajos sobre la aplicación de esta metodología en la Geotecnia (Auvinet y Abaziou, 1993; Auvinet y De Fouquet, 1996; Juárez y Auvinet, 2000; Juárez, 2001; Auvinet, 2002), y particularmente a la descripción del subsuelo dentro del Valle de México (Medina, 2001; Juárez y Auvinet, 2002; Morales, 2004), cuyos resultados han demostrado que puede ser empleada en forma sistemática para estimar de manera racional los espesores y profundidades de las formaciones típicas, así como las variaciones espaciales de las propiedades índice o mecánicas del subsuelo a partir de una base de datos de sondeos disponibles, sin embargo, hasta ahora ha sido poco utilizado en la Geotecnia.

1.2 PLANTEAMIENTO

Por lo anterior, en este trabajo se plantea contribuir a la actualización del conocimiento del subsuelo de la zona sur del Valle de México mediante el uso de herramientas computacionales que permitan el fácil manejo de la información disponible (SIG) y la aplicación de la geoestadística, con la finalidad de obtener una descripción detallada de los materiales del subsuelo; con ello será posible afinar las fronteras de las zonas del lago, transición y lomas definidas en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (GDFa, 2004). Asimismo, la metodología de caracterización geotécnica se aplica al diseño de obras de infraestructura particularmente al de una línea del Sistema de Transporte Colectivo.

1.3 OBJETIVO

El objetivo de este trabajo es realizar la caracterización geotécnica del subsuelo de la zona sur del Valle de México a través de un estudio detallado de las condiciones estratigráficas locales, con base en la información físico-geográfica y mediante el empleo de la metodología geoestadística para realizar el análisis de la distribución espacial de las propiedades índice y geométricas del subsuelo, con la finalidad de proponer una zonificación geotécnica de detalle de la zona de estudio aplicable al diseño de obras de infraestructura.

1.4 ALCANCES

Los alcances de este trabajo son:

1. Revisión de los estudios antecedentes para la descripción del subsuelo de la Ciudad de México.
2. Recopilación y revisión de la información básica de la zona de estudio (geología, topografía, hidrología, geomorfología, etc.).
3. Recopilación, revisión y captura de sondeos geotécnicos.
4. Elaboración de un Sistema de Información Geográfica para Sondeos Geotécnicos (SIG-SG) que permita el manejo, organización e interacción de la información disponible.
5. Planteamiento teórico de la geoestadística con énfasis en los elementos susceptibles de ser útiles en Geotecnia.
6. Capacitación en el uso de los programas de computadora existentes para la aplicación práctica de la geoestadística en la Geotecnia.
7. Selección de sondeos y caracterización estratigráfica de los sondeos.
8. Selección de sondeos y captura de datos del contenido de agua del subsuelo.
9. Análisis de correlación espacial del contenido de agua del subsuelo.
10. Estimación de perfiles de contenido de agua y elaboración de secciones transversales.
11. Estimación de la profundidad y espesor de los estratos típicos del subsuelo (FAS, FAI, CD y DP) así como la elaboración de mapas de contornos y de superficie.
12. Elaboración de un mapa propuesto de zonificación geotécnica actualizado para la zona sur del Valle de México.
13. Descripción de una obra de infraestructura del Sistema de Transporte Colectivo.
14. Aplicación de la caracterización del subsuelo al diseño de una obra del Sistema de Transporte Colectivo.
15. Modelación numérica para una sección en túnel de la línea de Transporte Colectivo por el método del elemento finito en 2D.
16. Verificación de la estabilidad de la cimentación (cajón-pilotes) para un sitio de la sección elevada de la línea de Transporte Colectivo estudiada, mediante el empleo de un modelo analítico.
17. Conclusiones.

2 DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

La descripción de la zona de estudio se realiza tomando como base, la definición de un marco geográfico y un marco físico (Méndez, 2000), Tabla 2.1. El *marco geográfico* contiene información que permite efectuar un análisis preliminar basado en la información presente en mapas antiguos, actuales, documentos históricos, etc., necesarios para comprender la naturaleza de diferentes fenómenos y comportamientos del subsuelo. El *marco físico* aporta información de detalle referente a las características y rasgos de la estructura física del subsuelo que permiten entender la naturaleza de los mismos.

Tabla 2.1 Elementos para la descripción de la zona de estudio (Méndez, 2000).

MARCO GEOGRÁFICO	MARCO FÍSICO
<ul style="list-style-type: none"> ○ Localización ○ Cartografía urbana ○ Topografía 	<ul style="list-style-type: none"> ○ Hidrología ○ Geología ○ Geomorfología ○ Información geotécnica

La interacción de la información contenida en ambos marcos ayuda a complementar e identificar los elementos de interés geotécnico necesarios para fundamentar de mejor forma las investigaciones encaminadas a describir la distribución espacial de los materiales del subsuelo.

2.1 LOCALIZACIÓN

La Cuenca de México está situada entre los paralelos 19° 00' y 20° 15' Latitud Norte y entre los meridianos 98° 10' y 99° 35' Longitud Oeste. Abarca parcialmente los Estados de Hidalgo, Tlaxcala, el Estado de México y prácticamente la totalidad de la superficie del Distrito Federal. La zona de estudio de este trabajo se localiza geográficamente en la parte suroeste de la cuenca, dentro del Distrito Federal (Figura 2.1).



Figura 2.1 Mapa de la Cuenca de México y zona de estudio.

Esta cuenca abarca una superficie de 9,600 km² de los cuales, aproximadamente 3,480 son considerados como llano y los 5,760 restantes como accidentados, debido a los lomeríos y vertientes de las sierras que la delimitan.

El área en estudio corresponde a la zona sur de la Ciudad de México. De acuerdo con la Proyección Universal Transversa de Mercator (UTM), esta región se delimita por las coordenadas: $x_1= 470,860.00$, $y_1= 2,128,370.00$ y $x_2= 505,750.00$, $y_2= 2,144,975.00$, que abarcan una superficie aproximada de 580 km², representando aproximadamente el 39.06% de la superficie del Distrito Federal, abarcando parte de las delegaciones de Cuajimalpa, Benito Juárez, Iztacalco, Álvaro Obregón, Coyoacán, Iztapalapa, Tláhuac, Magdalena Contreras, Tlalpan y Xochimilco, así como, parte de los municipios de Huixquilucan, Nezahualcóyotl, La Paz y Valle de Chalco del Estado de México (Figura 2.2).

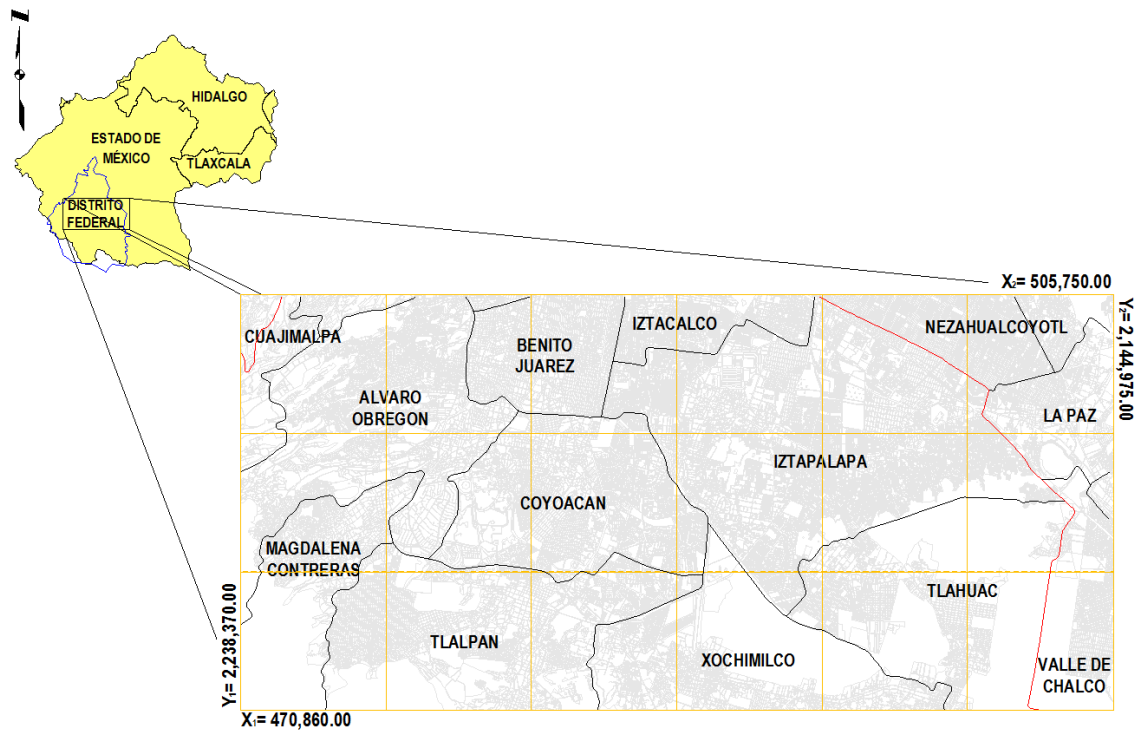


Figura 2.2 Localización de la zona de estudio.

2.2 CARTOGRAFÍA URBANA

La cartografía proporciona información sobre el entorno general del territorio a través de representaciones espaciales de los elementos naturales y artificiales.

Para este trabajo, se construyó un marco cartográfico digital para la zona de estudio, integrado por 18 cartas en escala 1:10,000 a partir de la información magnética editada por el Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática (INEGI, 2004).

Las cartas definen la extensión urbana a nivel de calles, avenidas y manzanas; están referidas a la Proyección Universal Transversa de Mercator (UTM) la cual expresa la magnitud de las coordenadas geográficas en metros facilitando su localización en el plano. La Figura 2.3 muestra el marco cartográfico construido para la zona de

estudio. En él se indican algunas avenidas principales, los límites delegacionales y municipales, así como los límites de las cartas urbanas.

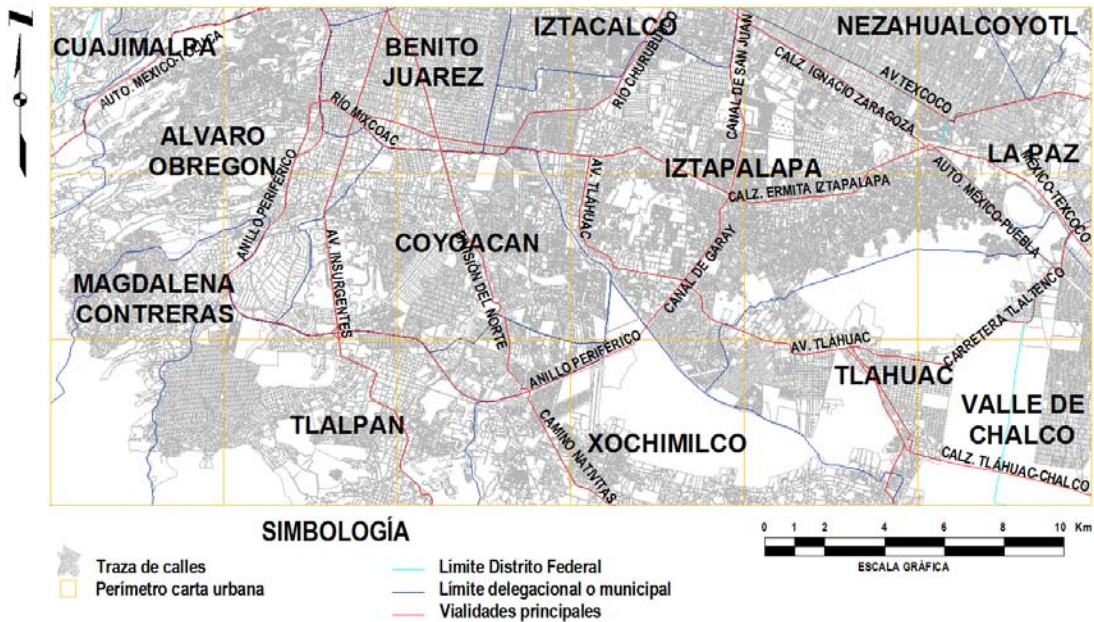


Figura 2.3 Marco cartográfico de la zona de estudio (INEGI, 2004).

2.3 TOPOGRAFÍA

La información topográfica es fundamental para el estudio de las características del área estudiada, debido a que proporciona datos confiables de la superficie del terreno y permite la localización y extensión de elementos naturales con base en mapas orográficos. Los elementos naturales de interés para este trabajo son: ríos, volcanes, grietas, discontinuidades, valles, cuencas, etc.

Para este trabajo, la **información topográfica empleada proviene de los mapas digitales denominados “datos vectoriales” editados** por el INEGI en escala 1:10,000, en proyección UTM, Datum WGS84. En la Figura 2.4 se presenta el mapa topográfico elaborado para la zona de estudio.

La interpretación y el análisis de las características y rasgos generales del relieve (abrupto, medio, suave o plano) que proporciona la topografía de un área, ayudan a definir la extensión en longitud y ancho de los depósitos de suelo, rellenos y formaciones geológicas mediante la proyección horizontal en un plano que posteriormente servirá para elaborar y definir nuevos mapas temáticos (geomorfológicos, orográficos, etc.). Asimismo, las curvas de nivel ayudan a definir las fronteras entre las diferentes zonas geotécnicas como la zona de lomas o la lacustre en la Ciudad de México.

En general, la Ciudad de México se ubica topográficamente en dos niveles: la zona del valle que ocupa centro, norte y este, con una altitud promedio de 2,240 metros sobre el nivel del mar (msnm) donde se asienta la mayor parte de la zona urbana y una zona montañosa de origen volcánico donde se localizan las cumbres más altas de la región.

La zona de estudio presenta una superficie con elevación variable, es decir, existen zonas prácticamente planas y zonas abruptas con fuertes pendientes. La porción plana corresponde a la zona lacustre de los antiguos lagos de Chalco, Xochimilco y la parte sur del lago de México, registrándose en esas regiones una altitud media de 2,235 msnm. Dentro de esta superficie también se encuentran elevaciones importantes como el Cerro Peñón del Marqués (2,346 msnm) y el Cerro de la Estrella (2,460 msnm). Por otra parte, las zonas abruptas corresponden a las regiones montañosas de las Sierras de Santa Catarina, de las Cruces y Chichinautzin (Figura 2.4).

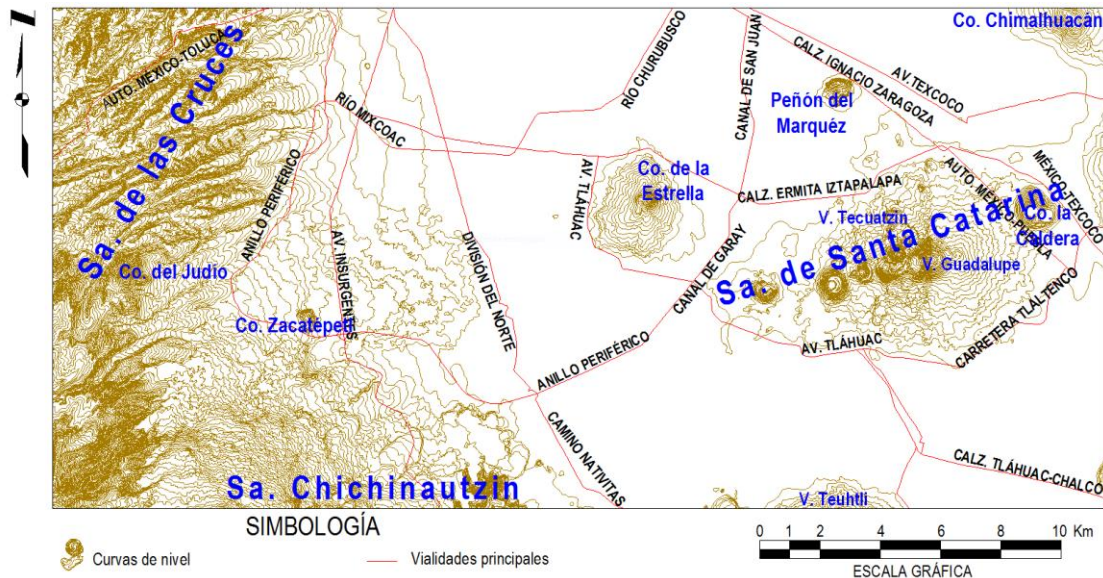


Figura 2.4 Mapa topográfico de la zona de estudio (INEGI, 2004).

La Sierra de Santa Catarina, ubicada al nororiente, está constituida por una serie de conos volcánicos entre los que destacan por su elevación el volcán Guadalupe (Santa Catarina 2,734 msnm) y Tecuatzin (2,590 msnm), culminando en su extremo oriente con el cráter doble del volcán La Caldera (2,480 msnm).

Al poniente, la Sierra de las Cruces está conformada por ocho estratovolcanes traslapados de los cuales, sólo las vertientes del San Miguel y Salazar se ubican dentro de la zona de estudio. En ella también se presentan elevaciones importantes como la del Cerro del Judio con 2,770 msnm, entre otros.

Por último, al sur, la Sierra Chichinautzin es la que cierra la cuenca. Conformada por más de cien conos volcánicos, en ella se halla el Ajusco que con sus 3,937 msnm es el punto más elevado de la Ciudad de México; el volcán Teuhtli al oriente con 2,710 msnm, además de numerosos cerros como el Zacatpetl (2,420 msnm) por mencionar alguno.

Por tanto, la configuración topográfica de la zona de estudio desciende hacia el centro de la Ciudad de México debido a las serranías que la rodean y a las diferentes elevaciones que se encuentran en su interior, formándose una superficie relativamente plana que se extiende sobre la zona lacustre.

Asimismo, actualmente existen nuevas herramientas como los Modelos de Relieve Sombreado (MRS) obtenidos a partir de los Modelos Digitales del Terreno (MDT) que son representaciones de las características topográficas de la superficie terrestre. Los MDT son una versión digital de los mapas topográficos convencionales por lo que en

ocasiones son llamados mapas virtuales. Para este trabajo, a partir de las curvas de nivel se elaboró un MRS para la zona de estudio, el cual se muestra en la Figura 2.5.

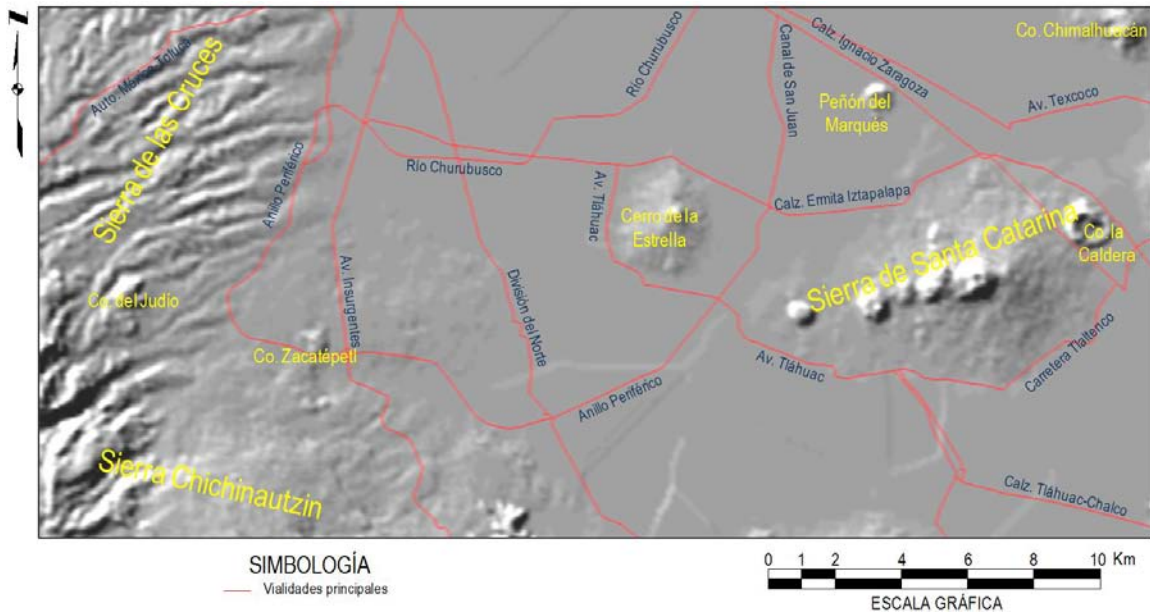


Figura 2.5 MRS de la zona de estudio (Laboratorio de Geoinformática, 1999).

2.4 HIDROLOGÍA

La Ciudad de México se encuentra ubicada dentro de la Cuenca de México. Esta es una cuenca endorreica, es decir, que los escurrimientos superficiales carecen de salidas naturales hacia el mar. Esta condición hizo posible la existencia de un sistema de lagos comunicados entre sí, de los cuales, la mayoría están extintos actualmente.

Por tanto, las sierras que rodean a la zona de estudio influyen notablemente en el aspecto hidrológico:

La Sierra Chichinautzin funge como zona de recarga natural del acuífero del área metropolitana debido a la alta permeabilidad de su roca de basalto. En su parte baja se ubica la zona del Pedregal, donde se identifica un *sistema dendrítico*, con cortas ramificaciones de corrientes pequeñas y aisladas.

En la Sierra de Santa Catarina así como en el Cerro de la Estrella y el Cerro del Peñón del Marqués, actualmente existen sistemas de drenaje con escurrimientos superficiales de pequeña magnitud, los cuales sólo son representativos en temporada de lluvias.

La Sierra de las Cruces es la que más contribuye a la hidrología de la zona, ya que en ella se desarrolla una importante red pluvial formada por sus barrancas y cañadas que son fácilmente erosionables por el paso del agua debido a las abundantes precipitaciones que se originan en las partes altas.

A manera de canales surgieron algunos ríos que se sumaron a los existentes en las zonas montañosas del oeste y sur del Distrito Federal. En la actualidad, sólo en la zona de Xochimilco y Tláhuac subsisten algunos canales que

En general, el subsuelo de la Ciudad de México es de origen volcánico y lacustre producto de una intensa actividad volcánica y de un largo proceso geológico que dio origen a la Cuenca de México. La cuenca puede describirse como un vaso natural azolvado, delimitado por grandes cadenas montañosas destacando la Sierra de las Cruces-Monte Alto en el límite sudoccidental, la Sierra Nevada en el límite sudoriental y la Sierra Chichinautzin en su límite sur, siendo esta última la que cerró la cuenca en el cuaternario superior hace unos 600,000 años (Santoyo *et al.*, 2005), formando una planicie de suelo lacustre interrumpida en su parte interna por otras sierras como la de Guadalupe o la de Santa Catarina entre otras, que igualmente contribuyeron en la formación de los rellenos. La secuencia geológica que se observa en la región consta de rocas volcánicas, depósitos aluviales, fluviales y lacustres del terciario y cuaternario. Además, se ha podido identificar dentro de su composición abanicos aluviales y lahares intercalados con capas de pómez, cenizas, gravas y arenas de origen fluvial.

En la Figura 2.7 se presenta la geología de la zona de estudio (Mooser *et al.*, 1996). En este mapa se observa que en la planicie lacustre, sobresalen diversas formaciones como el Cerro de la Estrella, el Cerro del Peñón del Marqués y la cadena de conos volcánicos de la Sierra de Santa Catarina donde se distinguen zonas geológicas aisladas que presentan configuraciones volcánicas de lavas basálticas y andesíticas predominando los depósitos lacustres y aluviales del cuaternario.

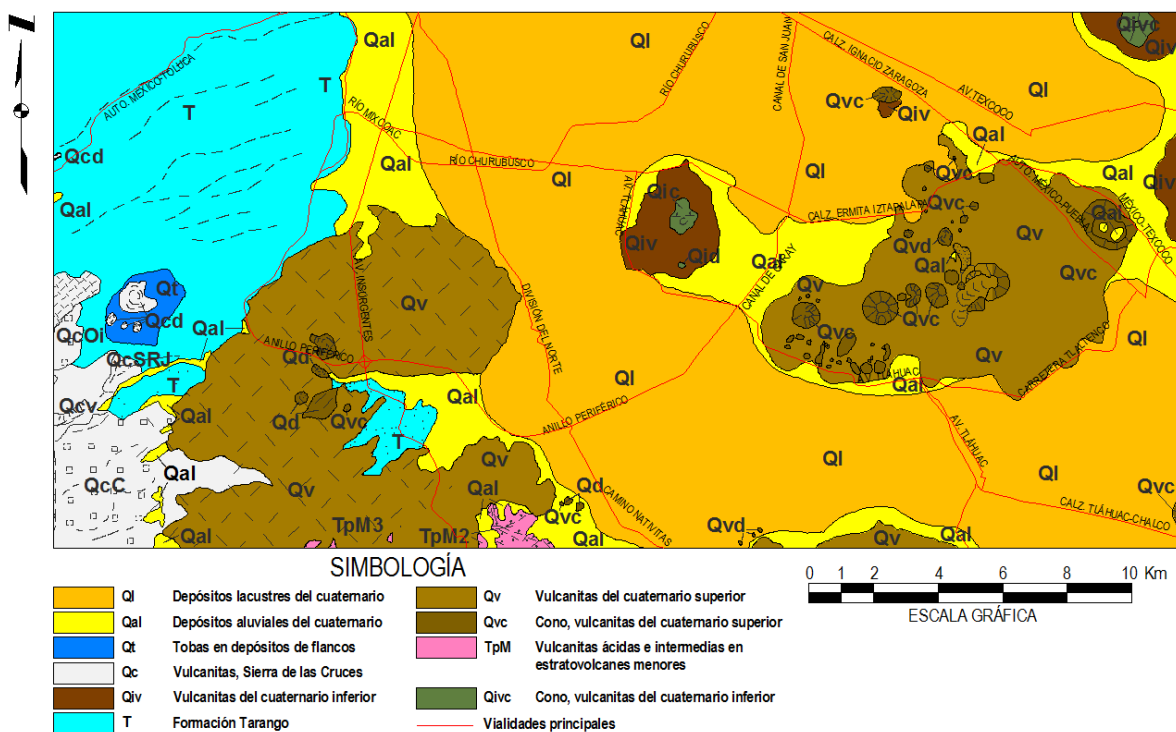


Figura 2.7 Geología en la zona de estudio (Mooser *et al.*, 1996).

Con base en el mapa de la Figura 2.7 y su nomenclatura, se tiene que:

La formación de *Depósitos Lacustres (Ql)* es la más representativa de la planicie. Su configuración es resultado del característico relieve acumulativo (Lugo, 1989) y está constituido principalmente por arcillas y limos con algunas intercalaciones de gravas y arenas con escasos horizontes de tobas mal definidos.

La formación de *Depósitos Aluviales (Qal)*, cuenta con una menor extensión pero es la segunda de mayor presencia en la zona. Ésta se encuentra entre la Sierra de Santa Catarina y el Cerro de la Estrella, así como en las laderas noroeste y suroeste del Pedregal y al pie de la Sierra Chichinautzin. Esta zona presenta un relieve acumulativo aluvial equivalente a las condiciones de un proceso fluvial, que hace referencia a las formas de erosión superficial originadas hacia las desembocaduras de los cauces. Estos 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 interestratificados con lavas, mientras que en el plano, la superficie representa una forma irregular de límites imprecisos debido a la sobreposición de material, producto de la misma etapa de actividad volcánica.

Las formaciones que se presentan en el Cerro de la Estrella en la parte superior se asemejan a dos chimeneas: al sur, un pequeño arenal (*Qic*) es la parte más antigua y se distingue por el flujo de lava en forma radial sobre el cual descansa un segundo aparato volcánico que es el más reciente con rasgos morfológicos relativamente jóvenes y constituido por grandes masas de roca ígnea extrusiva (*Qiv*). En la parte inferior, se localizan fragmentos gruesos y angulosos de roca básica, arena volcánica, escorias y tezontle de tamaños que varían desde el de ceniza hasta los 30 centímetros (Lugo, 1989) formando lo que se conoce como brecha volcánica básica. Estos materiales constituyen peñascos poco consolidados y parcialmente cubiertos por mantos de tobas, originados por el pequeño *domo (Qid)* que se encuentra en la parte sur y los *conos (Qic)* existentes en la cima de esta formación.

La zona constituida por *vulcanitas del cuaternario inferior (Qiv)* se localiza en las laderas del Cerro El Pino y en el Cerro Chimalhuacán, en la cima de éste último se encuentra un *cono (Qivc)*. La zona de vulcanitas se encuentra cubierta por toba básica que forma parte de los sedimentos que fueron levantados durante las erupciones, cambiando su constitución física al contacto con la roca ígnea.

La superficie que representa al grupo morfogénico de la Sierra de Santa Catarina, muestra la existencia de una intercomunicación entre los sedimentos lacustres con los depósitos volcánicos del Grupo Chichinautzin (Vázquez y Jaimes, 1989), resultado de la intensa actividad volcánica que se desarrolló durante el período cuaternario.

La mayor parte de las laderas de la Sierra de Santa Catarina, está constituida por coladas espesas de roca ígnea de composición basáltica y andesítica. También pueden encontrarse fragmentos de roca, tobas y brechas volcánicas (*Qv*), que fueron expulsadas a través de los conductos de los *conos cineríticos (Qvc)* y *domos (Qvd)* los cuales representan a una pequeña porción compuesta por derrames basálticos.

El Volcán Guadalupe, con su cráter de 500 metros de diámetro, presenta en su cima fragmentos de tezontle, mezclado con lapilli de diferentes tamaños además de coladas de piedra basáltica negra de reducidas dimensiones, contando con un relieve bien definido. Al norte de este volcán, se encuentra una acumulación de piroclastos y una pequeña depresión de origen aluvial.

Por otra parte, alrededor de los aparatos volcánicos principales se encuentran distribuidos una gran variedad de pequeños conos y domos monogénicos (*Qvc* y *Qvd*), todos ellos dispersos en pequeños grupos localizados al noreste, oeste y suroeste de la Sierra de Santa Catarina, dando muestra de la alta actividad volcánica en esa zona.

Dentro de la zona de estudio se encuentra el Cerro del Peñón del Marqués. Este es un cerro andesítico compuesto por dos formaciones de vulcanitas de origen extrusivo; en planta, cada una de ellas cubre la mitad de la

superficie que sobresale de la planicie lacustre. En ambas, se observan superficialmente capas de espuma de lava conocidas como tezontle y son de color rojizo (*Qiv*). La diferencia entre estas dos formaciones es que la de la parte sur tiene una edad de más de 700,000 años, siendo el cono volcánico de la parte norte (*Qvc*) la formación más reciente que de acuerdo a la descripción geológica, pertenece al Grupo Chichinautzin.

En la zona del Pedregal, al suroeste de la zona de estudio, se encuentra material similar al de la Sierra de Santa Catarina (*Qv*). El relieve es debido al vulcanismo explosivo y presenta pendientes ligeras que se extienden algunos kilómetros desde la cima del Ajusco; además de avalanchas volcánicas producidas por el cono de Santa Rosa al sur de la delegación Cuajimalpa, cuyos materiales alcanzan la región de San Ángel. Estas emanaciones están asociadas con la acumulación de piroclastos y representan formas muy diversas de relieve debido a las extensas coladas de lava basáltica que se presentan viscosas, compactas y angulosas, de color negro agrisado alcanzando en ocasiones la planicie lacustre.

Al poniente, se localiza una zona de lomeríos que constituye los abanicos volcánicos de la Sierra de las Cruces, formados principalmente por la acumulación de materiales piroclásticos depositados al pie de los diferentes aparatos volcánicos durante su vida activa en el plioceno inferior. Estos depósitos definen la *Formación Tarango (T)*. Dentro de ella, se encuentran las *Formaciones Becerra y Tacubaya*, las cuales se interpretan como horizontes tobáceos que fueron erosionados y redepositados en hondonadas sometidas a distintos grados de meteorización, consecuencia, posiblemente, de las condiciones climáticas del cuaternario.

La *Formación Tarango (T)* está constituida principalmente por estratos de cenizas volcánicas de granulometría muy variable, capas de formaciones pumíticas, lahares, ignimbritas, depósitos fluviales y suelos, donde, a excepción de los suelos, los demás materiales son producto de erupciones por lo general violentas, emitidas por grandes volcanes andesíticos estratificados, que forman abanicos con una superficie estructural propia que marca el fin de la actividad volcánica que lo produjo.

Dependiendo de la actividad que presente el aparato volcánico, las erupciones producen cenizas, pómez, brechas, avalanchas ardientes o lavas; las lavas descienden fluyendo por los flancos del cono; las brechas y cenizas producidas por explosiones violentas se dispersan a mayores distancias del cráter según sea la explosividad; la piedra pómez es producto de erupciones más violentas, depositándose a distancias muy lejanas del cráter en forma de lluvia, en capas de gran uniformidad; los lahares son acumulaciones de material piroclástico arrastrado en corrientes lubricadas por agua, induciendo y **provocando así un movimiento lento como “corriente de lodo”**, que frecuentemente rellenan las barrancas erosionadas en los abanicos volcánicos formando los depósitos de arenas y gravas azules.

2.6 ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA

En la Figura 2.8 se muestra el mapa de zonificación geotécnica del Distrito Federal publicado en las *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones* (NTC-DCC; GDF, 2004) del *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal* (RCDF; GDF, 2004). En este mapa se observa la presencia de las tres zonas geotécnicas dentro de la extensión de la zona de estudio.

De acuerdo con las NTC-DCC (GDF, 2004) las tres zonas geotécnicas en las que se divide la Ciudad de México, se definen según su composición como:

- 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 y de cavernas y túneles excavados en suelo para explotar minas de arena.
- b) Zona II: *Transición*. Los Depósitos Profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limoarenosos 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 compresible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables que pueden ser de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

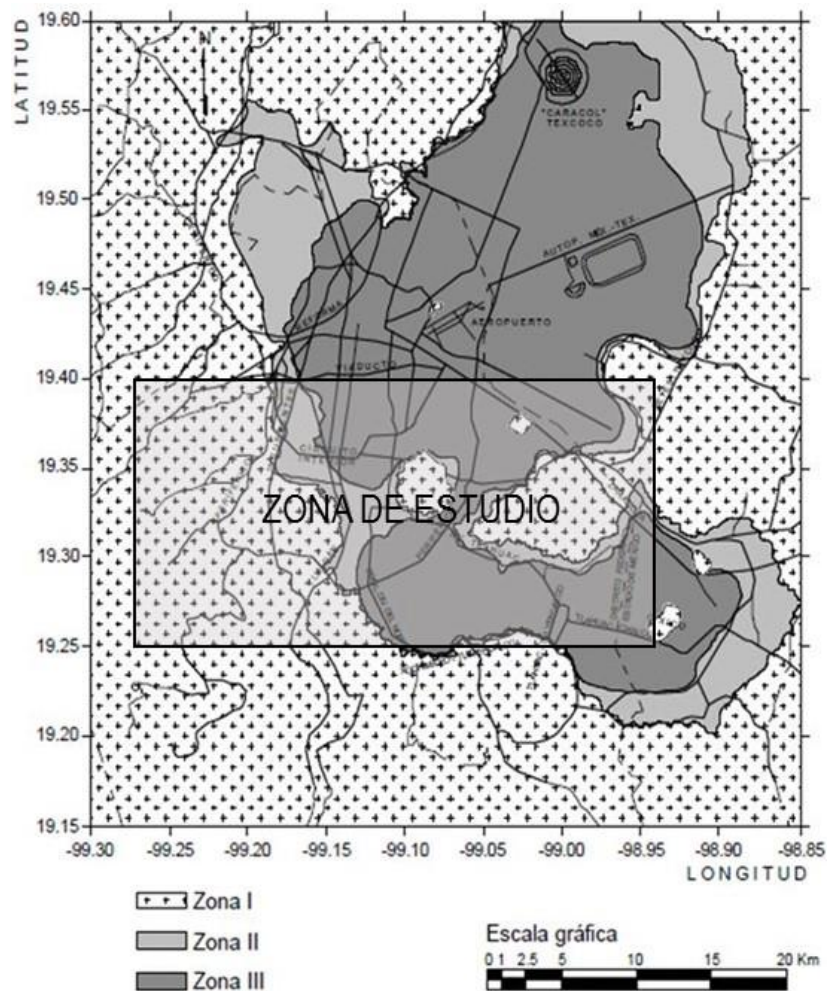


Figura 2.8 Mapa de zonificación geotécnica del Distrito Federal y la zona de estudio (GDF, 2004).

2.7 ZONIFICACIÓN SÍSMICA

En la elaboración de la zonificación sísmica interviene, de igual manera, la información proveniente de las exploraciones directas y puntuales que se realizan al subsuelo por medio de los diferentes tipos de sondeos geotécnicos, debido a que existe una relación muy estrecha entre la acción sísmica en un sitio y las condiciones locales del mismo.

En la Figura 2.9 se muestra el mapa de zonificación sísmica del Distrito Federal publicado en las *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones* (NTC-DCC; GDF, 2004) del *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal* (RCDF; GDF, 2004). En este mapa se indica la extensión de la zona de estudio, donde se observa que, para efectos de zonificación sísmica, la zona lacustre se divide en cuatro subzonas (IIIa, IIIb, IIIc y IIId).

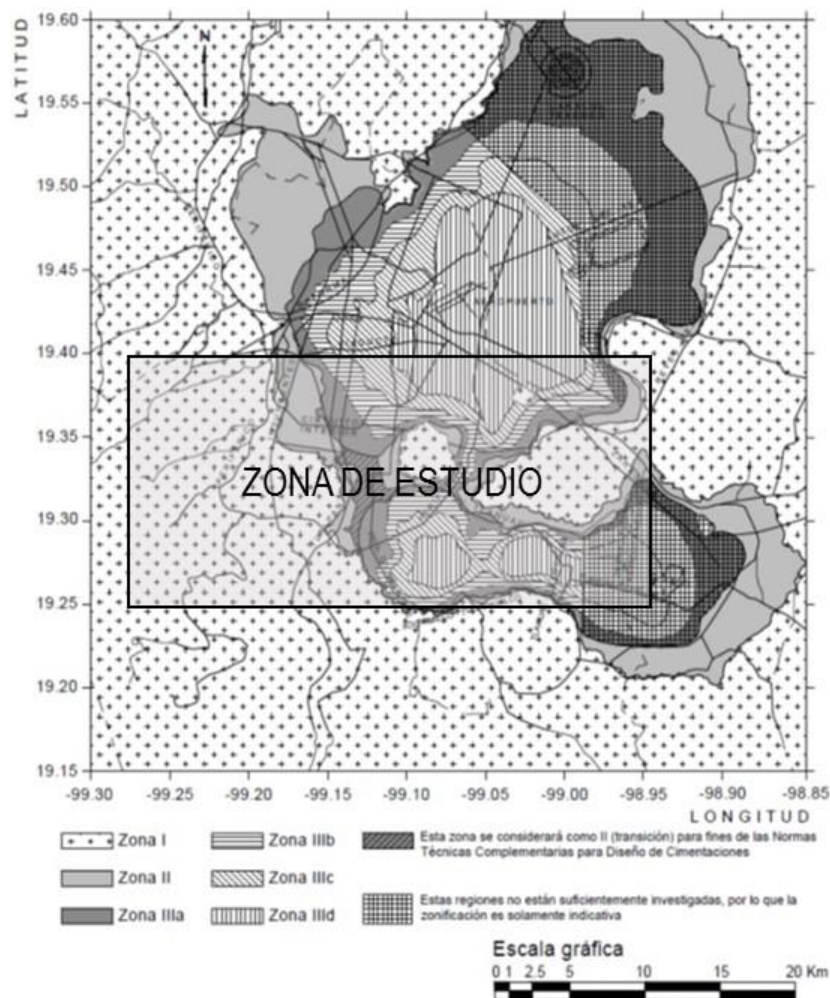


Figura 2.9 Mapa de zonificación sísmica del Distrito Federal y la zona de estudio (GDF, 2004).

2.8 INFORMACIÓN GEOTÉCNICA

La información geotécnica es parte fundamental para el diseño y construcción de obras, dado que proporciona las características estratigráficas y propiedades (granulometría, permeabilidad, resistencia, etc.) del subsuelo para un sitio particular.

Asimismo, puede considerarse información adicional sobre las características generales de una zona o área de interés que pueden tener impacto en el comportamiento de las distintas obras: rellenos aluviales, hundimiento regional, deslizamiento de laderas, agrietamiento, etc. Desde el punto de vista geotécnico, en la zona de estudio, se encuentran las siguientes características:

2.8.1 Sondeos geotécnicos

Los diferentes tipos de sondeos geotécnicos (cono, mixto, SPT, muestreo continuo, etc.) presentan la información puntual sobre las características estratigráficas del subsuelo y sus propiedades (índice, mecánicas y dinámicas). La información disponible sobre el subsuelo constituye la base para describir la distribución espacial de los materiales contribuyendo a una caracterización más objetiva.

Para este trabajo se contó con un acervo de 2,821 sondeos geotécnicos distribuidos en la zona de estudio. Estos sondeos fueron realizados por diversas empresas, instituciones y dependencias gubernamentales. La Tabla 2.2 indica el número de sondeos disponibles para este estudio.

Tabla 2.2 Número de sondeos por tipo.

Tipo	No. sondeos
Avance controlado (AC)	136
Cono dinámico (CD)	85
Cono eléctrico (CE)	481
Cross hole (CH)	4
Down hole (DH)	2
Exploración (E)	31
Fuente bibliográfica (FB)	252
Mixto (M)	672
Pozo a cielo abierto (PCA)	321
Penetración estándar (SPT)	791
Piezocono eléctrico (PZC)	8
Sondeo diamante (SD)	4
Verificación (V)	34
TOTAL	2,821

De acuerdo con la tabla, el número de sondeos tipo PCA es alto, sin embargo, la información es reducida dada la corta profundidad de exploración, por tanto, los sondeos de este tipo no se incluyen en el presente trabajo.

Por otra parte, debe tomarse en cuenta que las propiedades del suelo varían a través del tiempo, por lo que, en este trabajo se optó por incluir únicamente sondeos realizados de 1990 a 2010 para la Caracterización y de 1970 a 2010 para la Zonificación Geotécnica.

2.8.2 Rellenos aluviales

Los rellenos o conos aluviales suelen presentarse en la desembocadura de una corriente montañosa, en una superficie plana o de poca inclinación. También se les conoce con el nombre de abanicos aluviales debido a su forma cónica, derivada de la forma en que se depositan los sedimentos al pie de las zonas montañosas (Figura 2.10a).

El tamaño de los materiales depositados y el espesor del abanico es variable dentro de su extensión, por lo que, desde el punto de vista morfológico, los abanicos aluviales pueden dividirse en tres unidades: abanico proximal, abanico medio y abanico distante o base del abanico (Figura 2.10b).

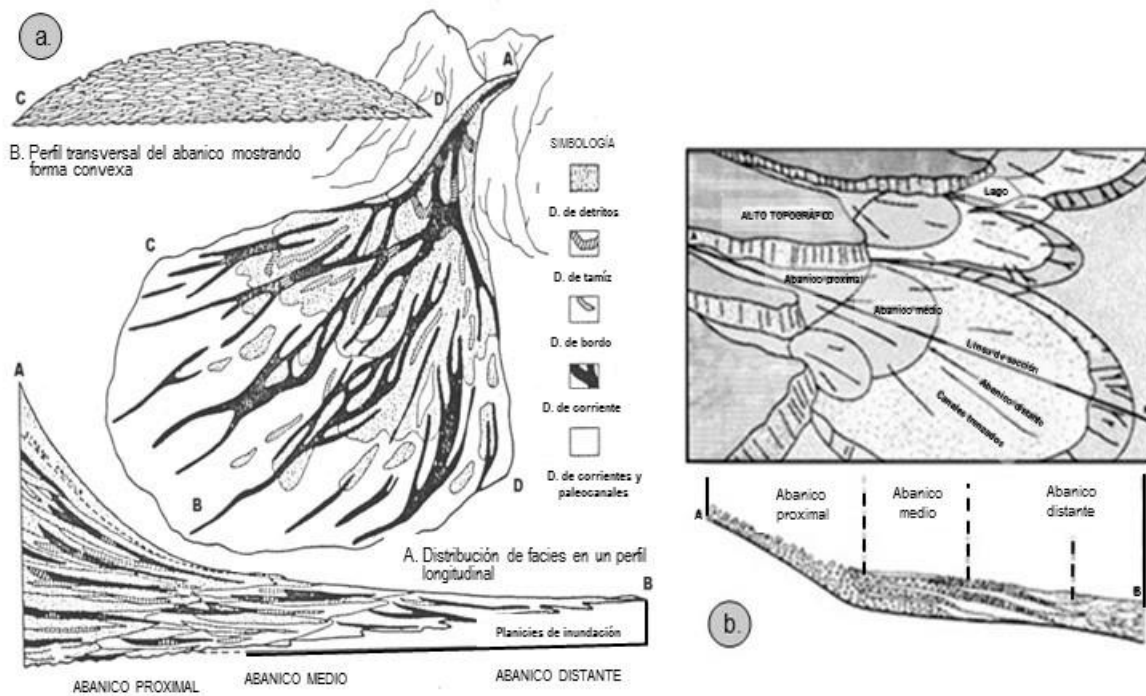


Figura 2.10 Composición de los abanicos aluviales (Grijalva, 2010)

Al norponiente de la zona de estudio, particularmente en la zona de Mixcoac se ha detectado la presencia de algunos abanicos aluviales procedentes de los lomeríos de la Sierra de las Cruces los cuales se extienden entre las delegaciones Álvaro Obregón y Benito Juárez. Mediante información recabada del libro *“Características Geológicas y Geotécnicas del Valle de México”*, (Mooser *et al*, 1988) se elaboró la Figura 2.11, donde se muestra la ubicación y extensión aproximada de estos abanicos.

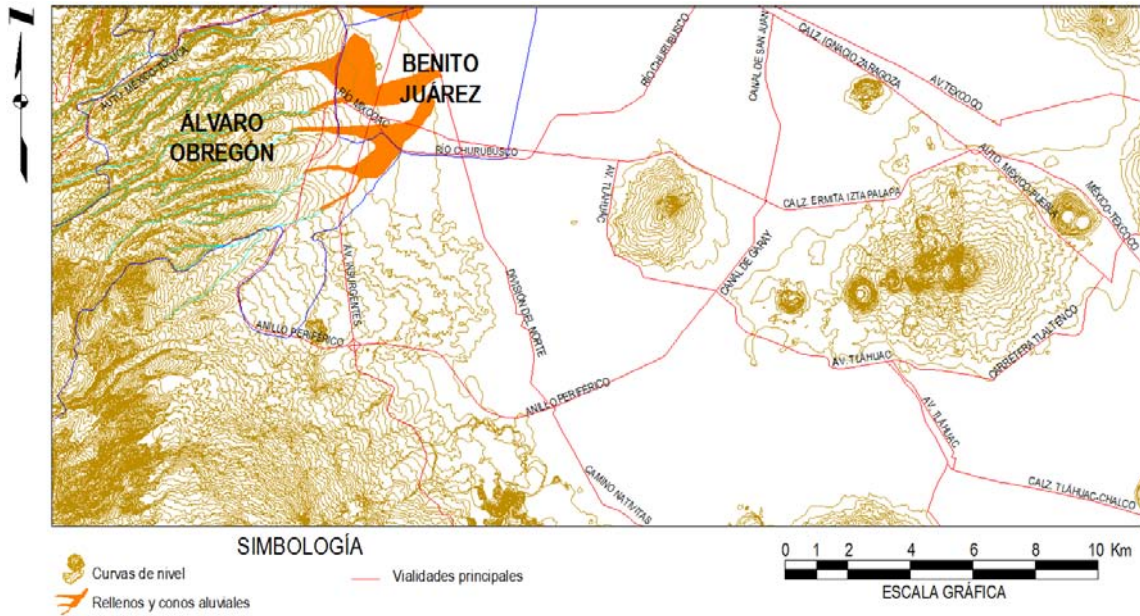


Figura 2.11 Ubicación de rellenos y conos aluviales según Mooser.

2.8.3 Hundimiento regional

Para atender el abastecimiento de agua potable de los habitantes de la Ciudad de México, se ha recurrido a la explotación del agua subterránea mediante el bombeo con pozos profundos, lo que ha originado el descenso continuo en el nivel de los acuíferos provocando la disminución de las presiones del agua intersticial e incrementado los esfuerzos que actúan en la parte sólida del subsuelo induciendo la consolidación de las formaciones de arcilla, esto ha ocasionado que en la zona lacustre de la Cuenca de México se presente el fenómeno de hundimiento regional produciendo diversas afectaciones sobre las estructuras.

La Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (DGCOH), ahora Sistema de Aguas de la Ciudad de México (SACM), actualmente cuenta con las nivelaciones de más de 1,500 bancos de nivel con los que se monitorea la evolución del hundimiento de la Ciudad. De acuerdo con estas nivelaciones, en el periodo de 2000 a 2005 (Figura 2.12), en la zona poniente, la superficie de velocidad menor que 5 cm/año no presenta un incremento importante. En la zona centro y sur de la superficie lacustre, la velocidad continúa en disminución. En la zona entre el cerro del Peñón y el lago Nabor Carrillo, la superficie de velocidad de 30 a 35 cm/año va cambiando a una superficie de velocidad de 25 a 30 cm/año. En la zona sur, en Xochimilco y Chalco, la superficie de velocidad de 10 a 15 cm/año y de 30 a 35 cm/año va cambiando por una superficie de 5 a 10 cm/año y de 25 a 30 cm/año respectivamente (Laboratorio de Geoinformática, 2008).

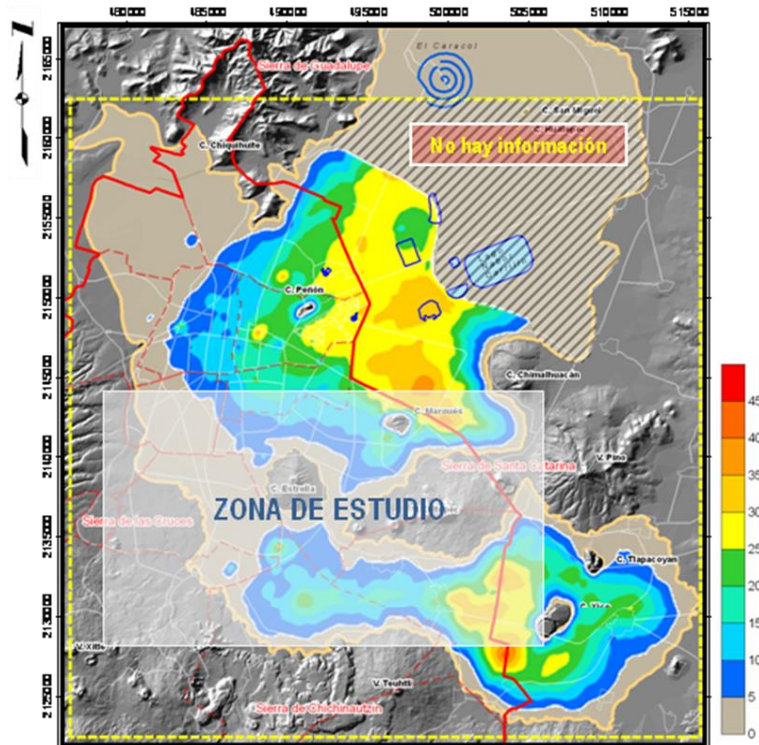


Figura 2.12 Velocidad de hundimiento (cm/año), 2000-2005 (Laboratorio de Geoinformática, 2008, ISSMGE, 2009).

Entre las zonas con mayor velocidad de hundimiento se encuentran: el Cerro del Peñón del Marqués con 40 cm/año, Coapa y Ecatepec con 20 cm/año y Chalco con 30 cm/año de acuerdo con la información del año 1995 de la Gerencia Regional de Aguas del Valle de México (Santoyo, 2008).

Una de las zonas en donde es evidente la afectación por éste fenómeno es en las cercanías del Cerro del Peñón del Marqués. En este sitio se presenta una alta velocidad de hundimiento regional (40 cm/año), lo cual ha provocado que las estructuras a su alrededor presenten severos daños. Por ejemplo, sobre el pavimento de la Calzada Ignacio Zaragoza se aprecian fracturas de diferentes dimensiones además de importantes daños en la Línea A del Sistema de Transporte Colectivo que corre sobre dicha arteria, la cual debe tener un mantenimiento constante de nivelación en sus vías para evitar riesgos mayores.



Figura 2.13 Efectos del hundimiento en la Calzada Ignacio Zaragoza.

Asimismo, existen estructuras que se encuentran desplantadas en los estratos profundos resistentes, por tal motivo, algunas de ellas dan la impresión de estar emergiendo, cuando en realidad es el subsuelo que las circunda el que se está hundiendo afectando de manera drástica su funcionamiento y la estabilidad de las estructuras colindantes.



Figura 2.14 Emersión aparente debido a estructuras subyacentes.

El fenómeno del hundimiento ha acumulado sus efectos a través del tiempo causando asentamientos diferenciales en estructuras importantes así como grietas en el suelo lacustre. Por ello, su estudio y análisis sigue siendo tema de investigación ya que no ha sido posible controlarlo, obligando a implementar soluciones urgentes para preservar estructuras dañadas y a replantear criterios y estrategias para frenarlo y así mitigar sus efectos futuros.

2.8.4 Anomalías geotécnicas

La existencia de anomalías locales en el subsuelo está asociada con fenómenos naturales o con la actividad del hombre (cavernas, cimentaciones antiguas, rellenos, basureros, etc.). Esto constituye una fuente constante de comportamiento inadecuado y de problemas estructurales en muchas edificaciones, por lo que, a pesar de los enormes esfuerzos que se han realizado por mejorar la zonificación geotécnica y definir cada vez con mayor precisión las fronteras que delimitan las zonas I (lomas), II (transición) y III (lago), se sabe que existen numerosas subzonas y sitios particulares en los que la estratigrafía local difiere significativamente de la considerada como típica de cada zona.

Dentro de la zona de estudio se han detectado diversos tipos de anomalías; algunas de ellas son producto de la mano del hombre (antropogénicas) y datan de tiempos ancestrales como las *calzadas-diques*, que eran estructuras construidas con el fin de contener las aguas de los lagos de la región y a la vez, comunicar a los habitantes de los diferentes poblados y los *tlateles* o *islotes*, que son montículos de tierra o elevaciones que sobresalían del nivel de los lagos en los cuales se edificaban estructuras propias de la época. Con la información obtenida de la Tesis de Licenciatura titulada “*Caracterización de anomalías geotécnicas en las zonas de transición y del lago de la Ciudad de México*” (Matus, U., 2011) se construyó un mapa que indica la ubicación de dichas anomalías (Figura 2.15).

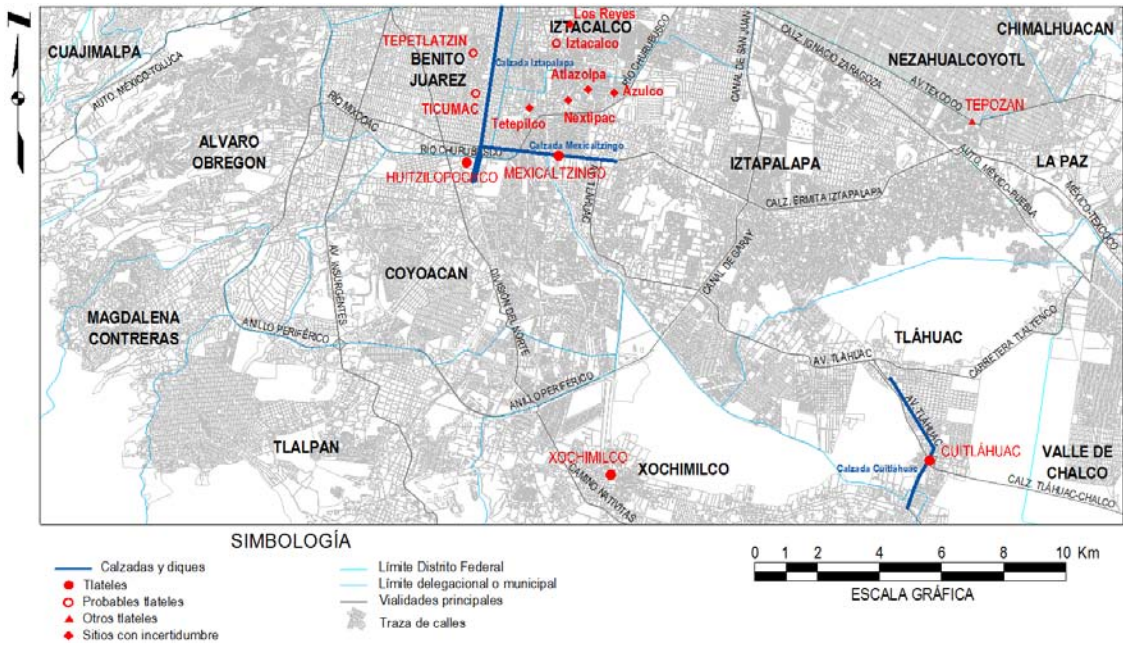


Figura 2.15 Localización de anomalías de origen antropogénico (Matus, 2011).

También se ha detectado otro tipo de anomalía de origen natural. Corresponde a cuatro afloramientos de material piroclástico constituidos por cenizas sueltas y escorias del tamaño de la grava; tres de ellos localizados al sur-suroeste al pie de la Sierra de Santa Catarina conocidos como *Loma de San Luis*, *Loma del Puente de San Gregorio* y *Loma de Tlaltenco*. Al norte, entre el Cerro del Peñón del Marqués y al pie del volcán Guadalupe dentro de la misma Sierra, se halla el cuarto afloramiento nombrado *Loma de Santa Marta*. Estas anomalías fueron denominadas así por haber sido citadas en esta forma en un mapa topográfico de la Ciudad de México de 1927. Con información obtenida de cartas topográficas (INEGI, 2004), se elaboró un mapa en el cual se indica la ubicación de dichas anomalías dentro de la zona de estudio (Figura 2.16).

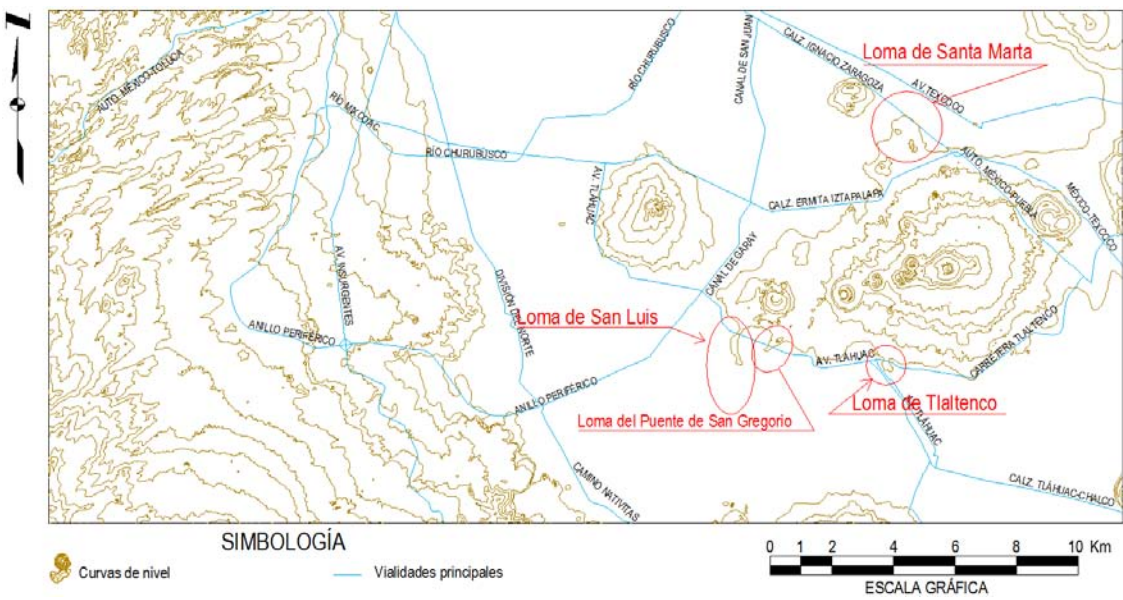


Figura 2.16 Localización de anomalías de origen natural (Laboratorio de Geoinformática, 2011).

La presencia de estas anomalías dentro de la zona de estudio representa un elemento importante que debe tomarse en cuenta para el proyecto y construcción de cualquier obra cercana a ellas, siendo necesario tomar las medidas pertinentes que permitan aminorar los efectos negativos que pudieran presentarse.

2.8.5 Agrietamiento

El fenómeno del agrietamiento se puede manifestar a consecuencia de cualquier condición que genere esfuerzos de tensión importantes en el suelo (Auvinet, 2008). Por tanto, este fenómeno en el Valle de México tiene distintas causas: la contracción de las arcillas lacustres por secado, la existencia de esfuerzos de tensión asociados al peso de las construcciones, el fracturamiento hidráulico en zonas de encharcamientos, movimientos sísmicos, etc. Sin embargo, las grietas más importantes y destructivas son una consecuencia directa del hundimiento regional que se presenta por efecto del bombeo de agua en estratos profundos del Valle de México.

Al incrementarse el hundimiento, el agrietamiento del suelo que antes sólo ocurría en el vaso seco del Lago de Texcoco, ha adquirido gran importancia a consecuencia de los asentamientos diferenciales que se producen entre zonas de suelo blando y firme, como en las orillas de lo que fue el Lago de México o en los remanentes de los lagos de Xochimilco y Chalco, que están sufriendo con mayor frecuencia la formación de grietas causando daños a las estructuras de la región.

Las grietas en la Ciudad de México se manifiestan generalmente en la zona lacustre, principalmente en la capa superficial y la parte superior de la Formación Arcillosa Superior (FAS). Esto es debido a las deformaciones inducidas por el bombeo de agua con pozos profundos y su aparición cerca de la zona de lomas es asociada a los asentamientos diferenciales por hundimiento regional. Comúnmente siguen trayectorias semejantes a los contornos de las formaciones subterráneas que tienen mayor rigidez que las formaciones arcillosas y ocurren principalmente por la consolidación del material y su contacto con rocas volcánicas.

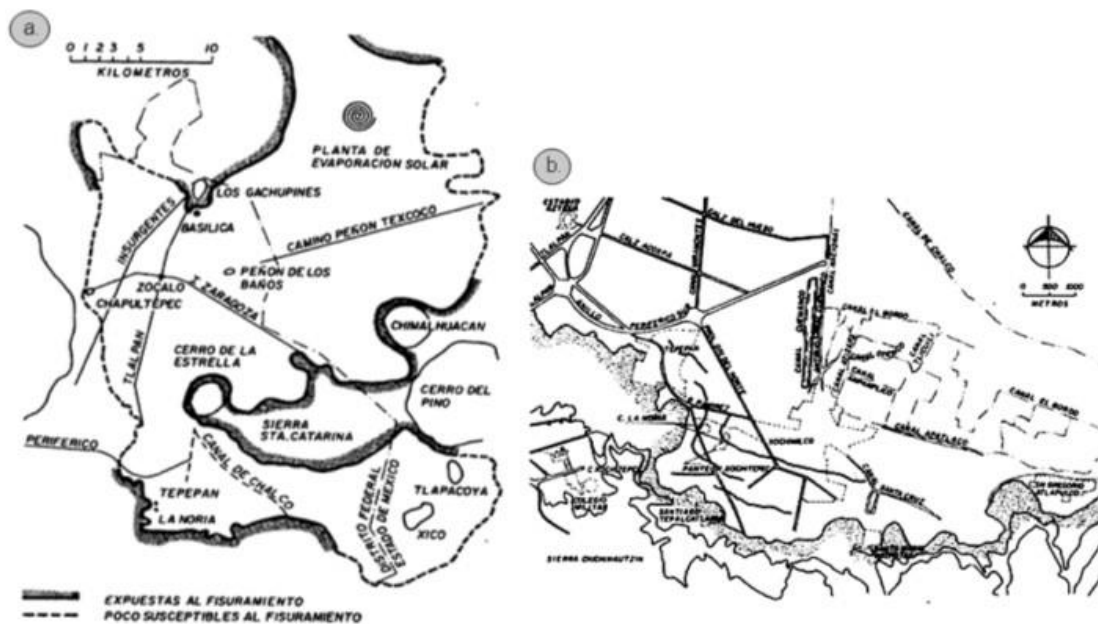
En las zonas donde la transición se considera como abrupta, se han presentado agrietamientos que tienen una configuración semejante a la topografía del cerro que se encuentra ubicado cerca del lugar. Estas grietas en ocasiones pueden presentar un trazo similar a las curvas de nivel formando escalones entre los labios superior e inferior de varios centímetros de diferencia, siendo el labio superior el que se localiza hacia la zona con mayor elevación topográfica. Su longitud puede alcanzar varios metros y son capaces de afectar edificaciones y obras térreas de importancia.

Dentro de la zona de estudio, el agrietamiento se genera en las zonas de transición donde entran en contacto los suelos arcillosos lacustres con las formaciones volcánicas que los limitan; en estas zonas se desarrolla un gradual proceso de hundimiento diferencial y por tanto, de agrietamiento del subsuelo. Este fenómeno está íntimamente relacionado con el proceso de consolidación de los suelos blandos, que, a la vez, es incrementado por la explotación de los mantos acuíferos. En cambio, en la zona lacustre el fracturamiento se ve favorecido por la existencia de estratos rígidos de material volcánico (tobas) que descansan sobre las arcillas compresibles sometidas al efecto del bombeo. En ocasiones, la discordancia de deformaciones entre estos dos tipos de materiales puede llevar a la formación de grietas con escalones de varios centímetros.



Figura 2.17 Agrietamiento en diferentes ubicaciones dentro de la zona de estudio.

En la zona de estudio, se han observado asentamientos y desarrollo de grietas en puntos como el Cerro del Peñón del Marqués y en las cercanías del Cerro de la Estrella. Más hacia el sur, en los alrededores de la Noria y Tepepan (Figura 2.18a); dentro de esa zona, también se han localizado extensos agrietamientos en la zona de transición del Lago de Xochimilco con la Sierra Chichinautzin, los cuales pueden ser producto de la cercanía que existe entre los suelos duros de la Sierra y las arcillas del Lago (Figura 2.18b).



a) Localización de las zonas de fracturamiento.

b) Grietas en la zona de transición del Lago de Xochimilco con la Sierra Chichinautzin

Figura 2.18 Mapas de zonas con fracturamientos (Gutiérrez *et al.*, 1991).

Actualmente se cuenta con el registro de 380 grietas en la Ciudad de México. La Figura 2.19 muestra el mapa construido con la ubicación de las grietas, observándose que las comunidades más afectadas por este fenómeno son las delegaciones Iztapalapa, Xochimilco y Tláhuac.

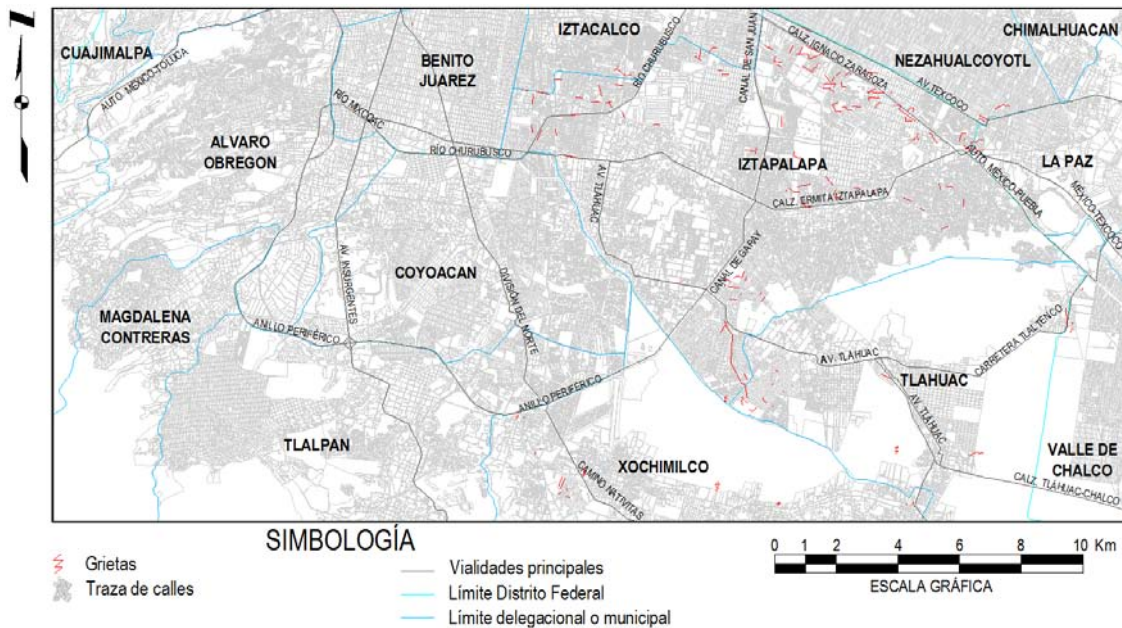


Figura 2.19 Localización de grietas en la zona de estudio (Laboratorio de Geoinformática, 2011).

Las grietas en la Ciudad de México representan un problema que debe atenderse debido al daño que ocasionan a calles, construcciones y servicios públicos como la red de distribución de agua potable, los cuales, además de poner en riesgo a la población, representan un fuerte impacto económico.

2.8.6 Deslizamiento de laderas

La estabilidad de una ladera o talud depende de diversos factores como: los materiales que lo constituyen, el flujo de agua (superficial e interno), su geometría (altura, ángulo de inclinación, longitud), las cargas aplicadas sobre ellos o el intemperismo mismo, por mencionar algunos. Cuando uno o más de estos factores cambian, el talud puede volverse inestable, lo cual puede provocar que se deslicen importantes volúmenes de material significando un gran riesgo para las construcciones y la población cercana a ellos.

En la zona de estudio se localizan amplias regiones con relieve abrupto y con un gran número de barrancas, implicando la presencia de una cantidad considerable de taludes naturales y artificiales producto de la explotación de minas a cielo abierto y de la construcción de vialidades. Dentro de la zona de estudio, los taludes se encuentran principalmente ubicados en las delegaciones Álvaro Obregón, Magdalena Contreras, Cuajimalpa e Iztapalapa.

Debido al crecimiento de la población en la Ciudad de México, los asentamientos humanos han invadido las zonas de barrancas consideradas como de alto riesgo, construyendo sus viviendas sobre los taludes e incluso sobre las propias laderas donde el suelo es inestable. Existen zonas donde los taludes son prácticamente verticales, lo cual representa un riesgo inminente para las construcciones cercanas en caso de presentarse algún desprendimiento.



Figura 2.20 Viviendas construidas en zona de riesgo.

En algunos casos, la solución adoptada para estabilizar la ladera no es suficiente o no es la correcta. Como ejemplo puede citarse el que se presentó en la colonia Palmitas, Delegación Iztapalapa, donde como solución se construyó un muro de contención para evitar daños en caso de deslizamientos, sin embargo, los fragmentos de roca y tierra que se desprendieron del cerro al caer destruyeron el muro y la vivienda contigua, cobrando la vida de las personas que habitaban en ella.

Como se sabe, el problema de los deslizamientos se acentúa en la época de lluvias, sobre todo en las zonas de barrancas, en las que la saturación de los suelos y las corrientes que se forman provocan la falla en los taludes. Un ejemplo de esta situación se dio en la delegación Magdalena Contreras, donde un cerro se desgajó debido a las lluvias presentadas, causando pérdidas humanas y daños a las viviendas que se encontraban ubicadas en las laderas.



Figura 2.21 Desgajamientos en el Cerro de la Estrella, Del. Iztapalapa.

2.8.7 Información piezométrica

La información piezométrica permite tener una idea sobre el avance del proceso de consolidación a diferentes profundidades de los estratos compresibles, esta información se obtiene de un número considerable de estaciones piezométricas distribuidas en el Distrito Federal, medidas por la Comisión de Aguas del Valle de México (CAVM).

La información de las estaciones piezométricas está contenida en los boletines de Mecánica de Suelos (SRH, CHCVM, CAVM, SEMARNAP, CNA, GRAVAMEX) No. 1 a 9 y 11 a 12 para el Valle de México, en que se incluyen los datos de 131 estaciones. La información consiste en gráficas de la evolución de la profundidad del nivel piezométrico por meses, lo que dificulta identificar los abatimientos pero permite conocer la distribución de presión y con esto, saber el abatimiento de presión en cada sitio.

La Figura 2.22 muestra un ejemplo de las gráficas de distribución de presión generadas para la estación piezométrica P-500-1. Las gráficas contienen la información de la profundidad de los piezómetros instalados y la variación de las presiones a través del tiempo (Laboratorio de Geoinformática, 2009).

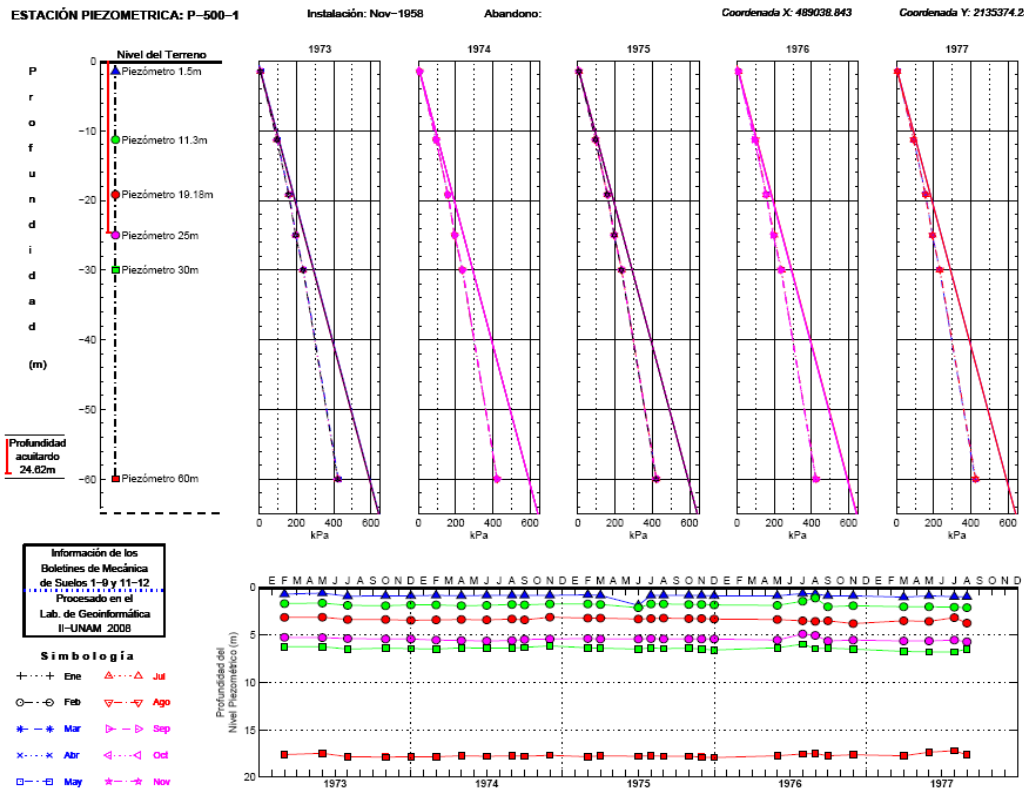


Figura 2.22 Gráfica de la distribución de presiones de la estación piezométrica P-500-1 (Laboratorio de Geoinformática, ISSMGE, 2009).

2.9 INTEGRACIÓN DE LA INFORMACIÓN (SIG)

La informática hace uso de herramientas tecnológicas para facilitar el manejo de la información. Una de las principales tecnologías que emplea, son los manejadores de bancos o bases de datos de índole espacial denominados *Sistemas de Información Geográfica* (SIG), los cuales están orientados a la administración de grandes volúmenes de información como los utilizados en la elaboración de proyectos que abarquen algún territorio determinado. Estos sistemas permiten capturar, almacenar, manejar, procesar y recuperar eficientemente la información espacial.

El modelado espacial que ofrece un SIG permite construir representaciones simplificadas del medio físico geográfico que ayudan a facilitar el estudio de la distribución y naturaleza de los materiales del subsuelo de cualquier territorio. La Figura 2.23 muestra el modelo conceptual de un SIG.

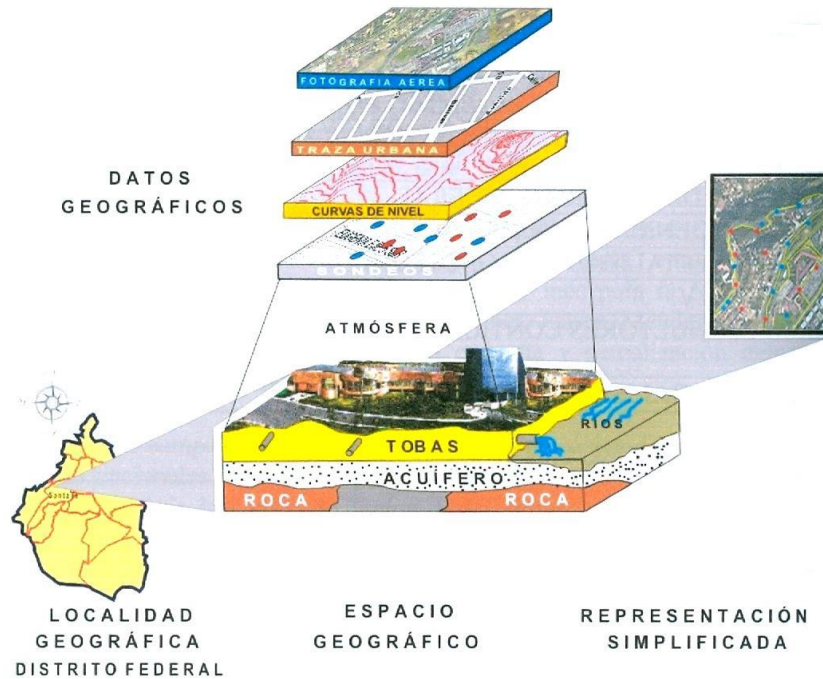


Figura 2.23 Modelo conceptual del Sistema de Información Geográfica.

Los datos contenidos en el SIG-SG pueden definirse como:

- *Datos espaciales*: son aquellos que se encuentran distribuidos en un área o superficie y proporcionan la localización de los elementos geográficos bajo un sistema de referencia X, Y y Z. Se traducen en objetos geométricos como puntos, líneas, polígonos, retículas, etc.
- *Datos de atributo*: son registros que sirven para describir los elementos geográficos, por ejemplo: clave, tipo, año de realización, domicilio, ejecutor, profundidad de exploración y observaciones. Asimismo, se almacena una imagen de cada sondeo.

Por tanto, un SIG relaciona datos espaciales y de atributo para el soporte de visualización de mapas, con el propósito de permitir la consulta, actualización y análisis de la información incorporada en un sistema.

En la Figura 2.24 se muestra la imagen de un SIG en el cual se observan desplegadas de forma clara y ordenada las capas de cartografía, algunas vialidades y se indican los límites delegacionales de la zona de estudio.

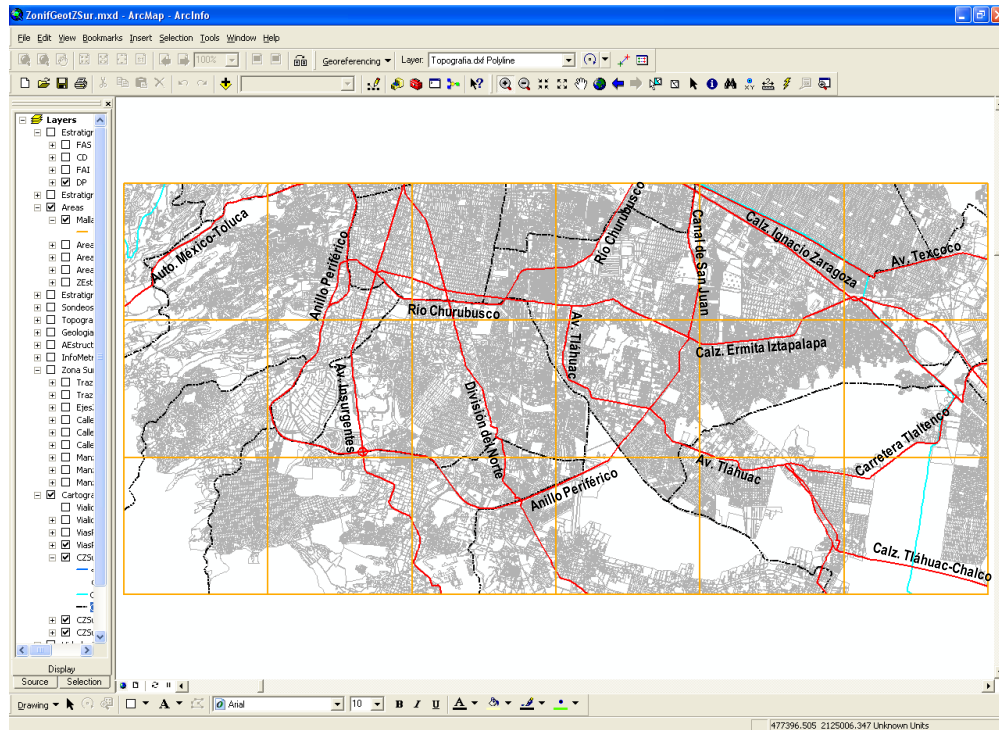


Figura 2.24 SIG de la zona de estudio.

Dadas las ventajas que proporcionan los SIG en cuanto al manejo de grandes cantidades de información, para este trabajo se construyó un *Sistema de Información Geográfica para Sondeos Geotécnicos*, SIG-SG (Laboratorio de Geoinformática, 2000) el cual contiene los perfiles e imágenes de los sondeos geotécnicos disponibles en la base de datos. El SIG-SG para la zona de estudio se elaboró bajo la plataforma del programa ArcGIS (ESRI, 2010), software comercial.

Además de los sondeos, también se ha incorporado al SIG-SG la información básica que integra los marcos de referencia físico y geográfico. Para integrar esta información, se requiere hacer un pre-procesamiento, es decir, la información debe cambiarse de un formato analógico a uno digital ajustado a un marco de referencia de coordenadas geográficas, proyección y parámetros coherentes. La consulta al SIG-SG es de forma interactiva con el usuario mediante el despliegue y visualización de las diferentes capas de información. El despliegue de estas capas puede ser sobre un solo tema, o bien, combinados en dos o más capas en forma simultánea que pueden activarse o desactivarse de acuerdo con las necesidades. A esto se le conoce como composiciones o arreglos correlacionados con el entorno natural del sitio.

En la Figura 2.25, se muestra una vista general del SIG-SG para la zona de estudio. Con base en la cartografía se indica la ubicación de los sondeos geotécnicos (representados por puntos), algunas avenidas principales y los límites delegacionales, aplicando la función en el sistema que permite consultar la información e imagen de cada uno de los sondeos.

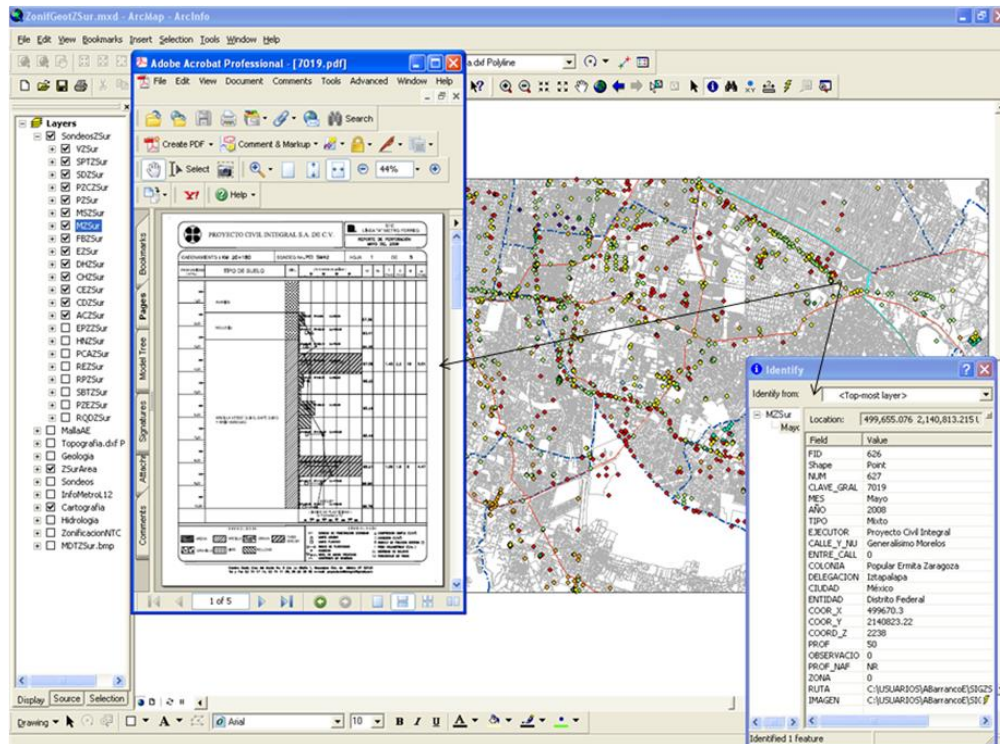


Figura 2.25 SIG-SG de la zona sur del Valle de México.

2.10 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUBSUELO

Una manera de caracterizar el subsuelo es mediante la elaboración de cortes geotécnicos tradicionales. Con base en la información de los perfiles geotécnicos, se realiza una interpretación gráfica aproximada de la distribución de los materiales a lo largo de un eje o área determinada.

La distancia de separación entre los sondeos influye en gran medida en la precisión de los cortes estratigráficos. Desafortunadamente, no siempre es posible contar con sondeos ubicados a distancias cortas, por tal motivo, puede presentarse incertidumbre en la continuidad horizontal de los estratos típicos de suelo identificados, dando como consecuencia una caracterización dudosa (Figura 2.26).

En la práctica, los cortes estratigráficos se elaboran frecuentemente en forma subjetiva o artística debido a que dependen en gran medida de la experiencia y criterio de quien los elabora. Aun cuando existen técnicas de interpolación que ayudarían a hacer una caracterización más precisa del subsuelo, éstas prácticamente no son utilizadas para estos fines.

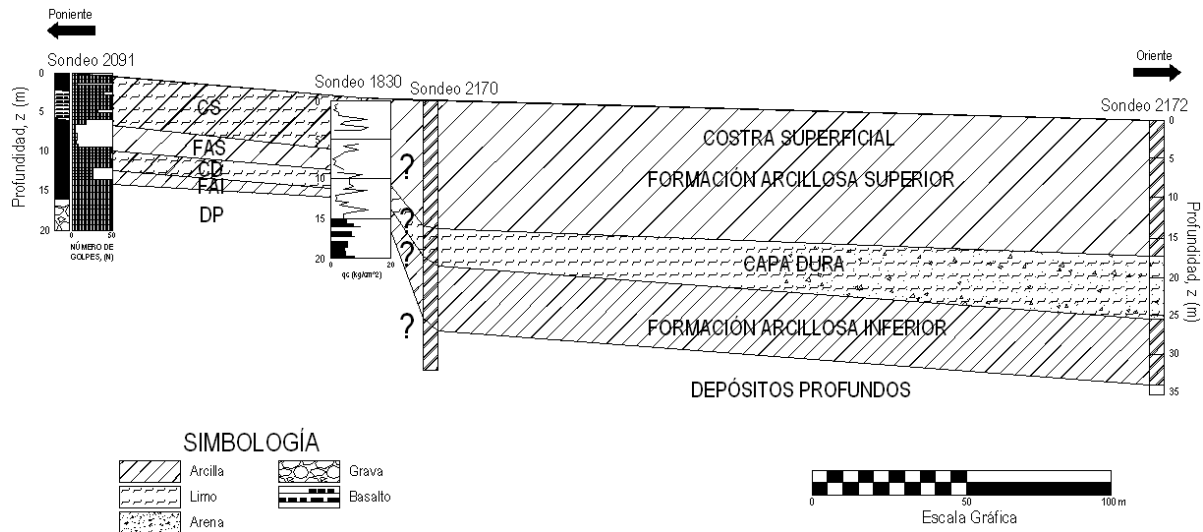


Figura 2.26 Corte estratigráfico de sondeo mixto en la zona del lago.

Recientemente, para la caracterización del subsuelo se ha recurrido al empleo de la Geoestadística; esta técnica permite incorporar la dependencia espacial de las propiedades del suelo y realizar estimaciones (interpolaciones) menos subjetivas. Como resultado se pueden obtener mapas de contornos de la profundidad o espesor de los estratos típicos, o bien, perfiles y secciones transversales (cortes) de las propiedades índice y mecánicas del subsuelo.

2.11 ANÁLISIS GEOESTADÍSTICO DE LA DISTRIBUCIÓN ESPACIAL DEL CONTENIDO DE AGUA

Una de las propiedades índice que más destaca (especialmente para materiales cohesivos) es el contenido de agua debido a las correlaciones que presenta con las propiedades mecánicas y con el tipo de material; esta propiedad se determina en mayor número, debido a que el procedimiento para obtenerla es sencillo y de bajo costo en un estudio geotécnico.

Para el análisis de la distribución espacial del contenido de agua, se recurre al empleo de la metodología Geoestadística. Los principales conceptos teóricos del método geoestadístico se presentan en forma detallada en el Anexo I. Por tanto, en este apartado se presenta la aplicación práctica del método al análisis geoestadístico de la distribución espacial del contenido de agua, siguiendo la siguiente metodología general:

1. *Definición del dominio del campo aleatorio.* Los valores del contenido de agua se consideran como un campo aleatorio $V(X)$, distribuido dentro de un espacio R^p , con $p=3$ (volumen de suelo). El conjunto de valores medidos dentro del dominio R^p constituye una muestra de ese campo aleatorio.

2. *Descripción estadística.* Empleando los sondeos geotécnicos, se determinan los principales parámetros estadísticos de la propiedad analizada, obteniendo los histogramas para hacer la descripción de la variabilidad. Con los resultados obtenidos, se pueden estimar los parámetros descriptivos aceptando que el campo aleatorio es estadísticamente homogéneo y ergódico, es decir, que sus parámetros pueden ser estimados a partir de una sola *función muestra o realización*.

3. *Análisis estructural.* La finalidad del análisis estructural es determinar cuantitativamente la dependencia espacial de las mediciones del campo y definir modelos de correlación espacial representativos de dicho campo. En general, el campo está definido en tres dimensiones, sin embargo, la generación de dos modelos (uno horizontal y otro vertical) que representen la correlación espacial del campo reducen el problema y lo vuelven más sencillo.

4. *Estimación.* Con base en los datos y en los modelos teóricos de autocorrelación espacial, se realizan estimaciones puntuales de las propiedades de interés en puntos sin medición con la ayuda del programa de cómputo *Sistema de Apoyo al Análisis Geoestadístico* (SAAG; Auvinet *et al.*, 2002) que emplea la técnica de probabilidad condicional, equivalente al *Kriging Simple*.

5. *Validación.* Para evaluar la consistencia de los resultados, se recurre a la técnica de la validación cruzada, la cual consiste en retirar los datos de un sondeo y con base en los modelos de correlación vertical y horizontal previamente definidos, se estima la propiedad puntualmente en la posición del sondeo que se ha retirado. Finalmente se hace una comparación entre los datos experimentales y los estimados para verificar la validez del método.

6. *Mapeo.* Con los resultados numéricos obtenidos en la estimación y empleando técnicas de graficación especializadas, se construyen mapas de contornos, perfiles, cortes y modelos 3D que describen la distribución espacial de las propiedades analizadas.

Para este trabajo, se realizaron los análisis geoestadísticos de la distribución espacial de la profundidad de las capas típicas del subsuelo y del contenido de agua, para tres casos específicos:

- a) Para la zona de estudio, Zona sur del Valle de México;
- b) A lo largo de un tramo del trazo de la Línea A del Metro Férreo del Sistema de Transporte Colectivo;
- c) A lo largo del trazo de la Línea 12 del Sistema de Transporte Colectivo.

Los análisis geoestadísticos se realizan únicamente considerando el área de suelo lacustre, tomando como referencia la elevación 2,240 msnm.

Así también, por causa del hundimiento regional, se consideró conveniente incluir únicamente los sondeos realizados en el periodo de 1990 a 2010.

2.11.1 Análisis geoestadístico del contenido de agua para la zona sur del Valle de México

a) *Definición del dominio del campo aleatorio*

El análisis geoestadístico de contenido de agua se realizó en un área aproximada de 167.45 km², considerando los sondeos ubicados en zona del lago y transición de acuerdo con el mapa de zonificación geotécnica del Distrito Federal (NTC-DCC; GDF, 2004).

Para el análisis, se incluyeron 98 sondeos de tipo Mixto y SPT, cuya distribución se muestra en la Figura 2.27.

Tabla 2.3 Número de sondeos por tipo.

Tipo	Número
Mixto (SM)	75
Sondeo de penetración estándar (SPT)	23

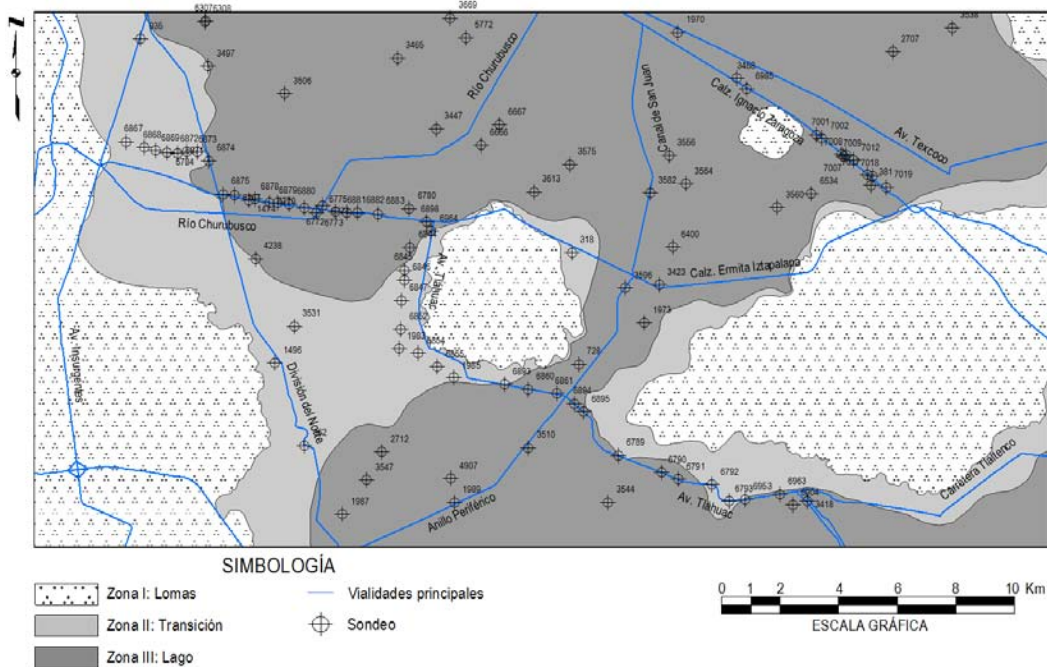


Figura 2.27 Distribución de sondeos con medición de contenido de agua.

b) Descripción estadística

Aceptando la hipótesis de ergodicidad, se estiman los principales parámetros estadísticos del campo aleatorio (Tabla 2.4).

Tabla 2.4 Parámetros estadísticos del contenido de agua, $w(\%)$.

Parámetros estadísticos	
Media	135.53
Mediana	111.62
Moda	13.33
Desviación estándar	105.55
Total de registros	5258

c) Análisis estructural

Análisis de tendencia

Para determinar si el campo estudiado es estacionario o no, se realiza un análisis de la tendencia mediante la técnica de regresión lineal por mínimos cuadrados (Juárez, 2001). En este caso, los valores del contenido de agua se encuentran distribuidos dentro de un espacio R^p , con $p=3$ (volumen de suelo). Para evaluar la tendencia de los datos se ajusta un plano de regresión lineal (hiperplano) de la forma $V(X) = ax + by + cz + d$, donde x, y, z son las

coordenadas que definen la posición de los datos; a , b , c y d son los coeficientes de regresión lineal, por tanto, de acuerdo con los datos, los valores de estos coeficientes son:

$$a = 0.0052, b = 0.0028, c = -0.0495 \text{ y } d = -8399.41$$

Con base en los resultados de la regresión lineal, se establece si los datos originales presentan o no tendencia, los cuales para este caso no la presentan. Por tanto, se opta por suponer al campo como estacionario.

Modelo de correlación vertical

El coeficiente de autocorrelación vertical (ρ_{ver}) indica el grado de dependencia lineal que guardan los datos de una realización (datos de un perfil) consigo mismo conforme se desfasa verticalmente una distancia constante (h_{ver}). Cuando no hay desplazamiento, es decir, $h_{ver} = 0$, entonces ρ_{ver} es igual a uno, por lo tanto la correlación es perfecta debido a que en un mismo punto el contenido de agua no cambia. Cuando se comparan los valores en diferentes puntos $V(X_i)$ y $V(X_j)$ en un mismo sondeo, el valor de ρ_{ver} tiende a disminuir conforme h_{ver} aumenta.

Para obtener la correlación vertical del campo, se calcula el coeficiente de autocorrelación vertical (ρ_{ver}) asociado a cada sondeo (en este estudio se emplea un paso de cálculo de 0.25 m). Con los valores de la función del coeficiente de autocorrelación vertical se construye una gráfica en un sistema coordenado donde la curva resultante es llamada correlograma experimental. Para obtener el modelo teórico, el correlograma experimental se ajusta a una función matemática, la cual, en este trabajo es de tipo exponencial (VanMarcke, 1984):

$$\rho = e^{\left(\frac{-2h}{\delta}\right)} \quad (2.1)$$

donde: $\delta = 2a$, y a es el área bajo la curva, en el correlograma experimental, hasta cuando el valor de $\rho(h)$ se anula por primera vez.

De acuerdo con el correlograma experimental (Figura 2.28), la distancia de correlación vertical, δ_{ver} , resulta de 3.6 m; con base en este valor y empleando la ecuación 2.1 se obtiene el correlograma teórico mostrado en la misma figura.

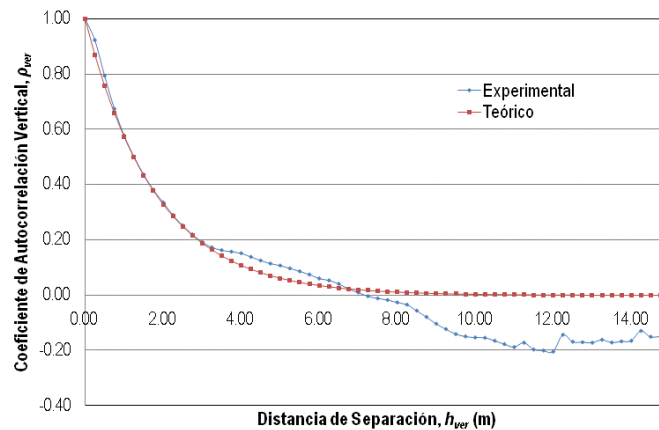


Figura 2.28 Modelo de autocorrelación vertical del contenido de agua.

Modelo de correlación horizontal

La correlación horizontal entre sondeos se evalúa comparando las mediciones de todos los sondeos entre sí, es decir, las posibles combinaciones entre ellos tomados de dos en dos. Si se calcula el coeficiente de correlación horizontal (ρ_{hor}) para una distancia horizontal $h_{hor} = 0$, el valor es unitario y tiende a disminuir conforme aumenta la distancia de desplazamiento.

A partir de los valores de la función del coeficiente de autocorrelación horizontal se construye el correlograma experimental. Asimismo, para obtener el modelo teórico, el correlograma experimental se ajusta a una función de tipo exponencial (ecuación 2.1).

De acuerdo con el correlograma experimental (Figura 2.29), la distancia de correlación horizontal, δ_{hor} , resulta de 4,200 m; a partir de este valor y empleando la ecuación 2.1 se obtiene el correlograma teórico mostrado en la misma figura.

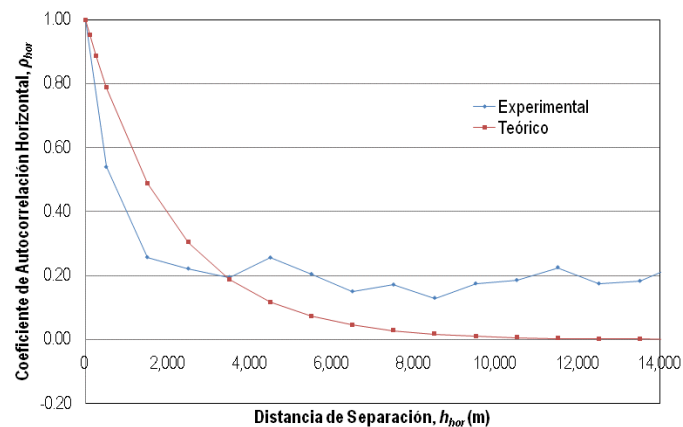


Figura 2.29 Modelo de autocorrelación horizontal de contenido de agua.

Debido a que en geoestadística se trabaja con datos correlacionados, al definir el modelo de autocorrelación teórico se busca que el ajuste sea representativo en los primeros metros del modelo experimental puesto que en éstos se establece la dependencia lineal entre los sondeos. Por tanto, puede decirse que los correlogramas dependen principalmente de la distribución de los datos (sondeos) y en segundo término de la cantidad.

Asimismo, debe señalarse que los correlogramas experimentales pueden modelarse utilizando funciones matemáticas diferentes a la exponencial (modelo esférico, hiperbólico, gaussiano, etc.) que muestren un mejor ajuste, sin embargo, se recurre a las de tipo exponencial debido a su sencillez y tomando en cuenta que el modelo empleado tiene poca incidencia en los resultados de las estimaciones.

d) Estimación

Con las distancias de correlación espacial δ_{ver} y δ_{hor} , los modelos de autocorrelación teóricos, los datos experimentales de los 98 perfiles geotécnicos y empleando la técnica del *Kriging Simple*, se estiman un conjunto de perfiles de contenido de agua separados a una distancia de 250 m a lo largo de 11 ejes preferenciales previamente definidos (Figura 2.30). La propiedad se estima puntualmente hasta una profundidad de 40 m, con un paso de cálculo de 0.25 m.

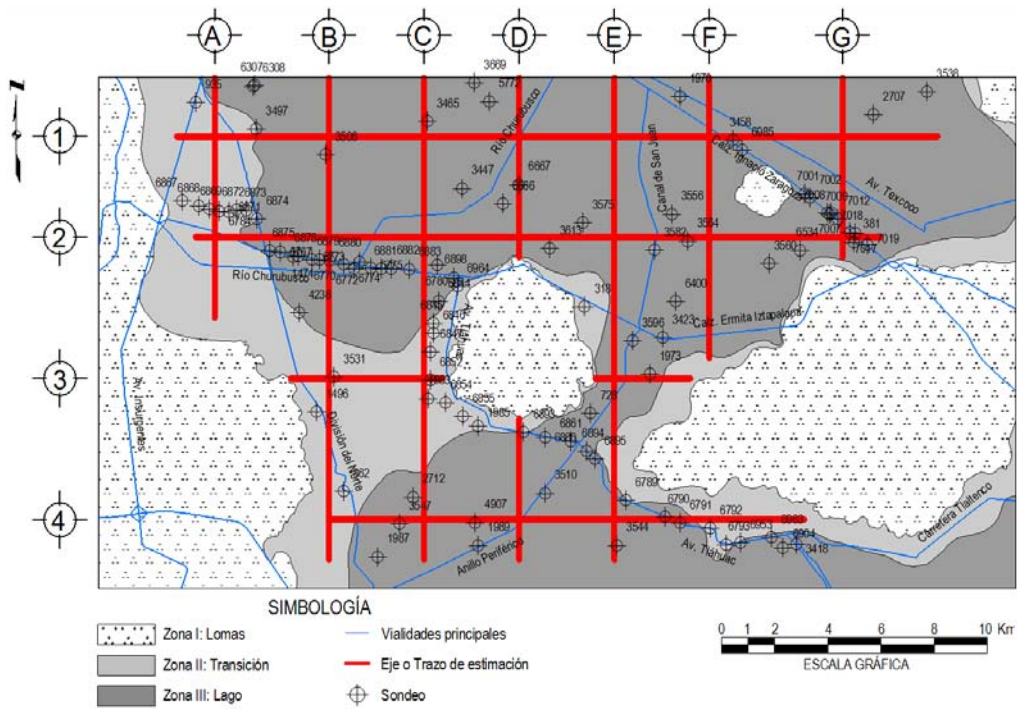


Figura 2.30 Localización de los ejes de estimación.

e) Validación

Los resultados de las estimaciones se realizan empleando la técnica de validación cruzada. Como ejemplo ilustrativo, en la Figura 2.31 se presentan los resultados para dos sondeos (3458 y 3497). En ella se observa una aproximación aceptable entre los valores estimados y los datos experimentales, por tanto, puede considerarse como válida esta técnica de interpolación.

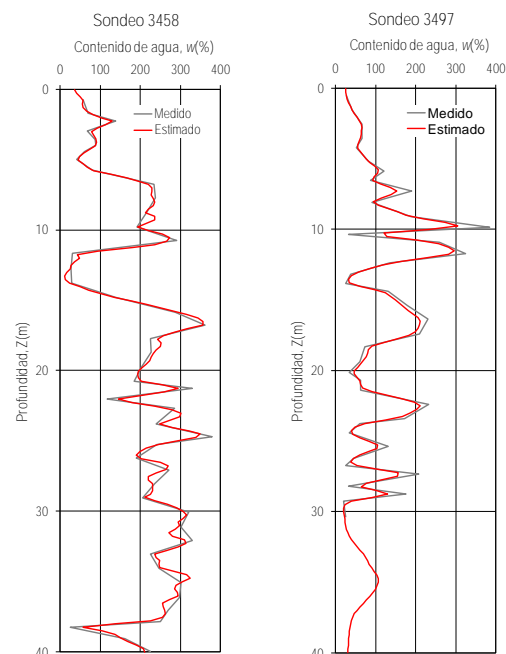


Figura 2.31 Resultado de la validación cruzada.

f) Mapeo

Mediante la integración de los perfiles estimados (virtuales) a lo largo de los ejes preferenciales y empleando alguna herramienta de graficación, se construyen secciones transversales o cortes estimados de contenido de agua, los cuales permiten interpretar visualmente los resultados numéricos. Asimismo, para los mismos ejes se construyen cortes con la desviación estándar de la estimación con el fin de verificar la consistencia de los resultados (Figuras 2.32 a 2.42).

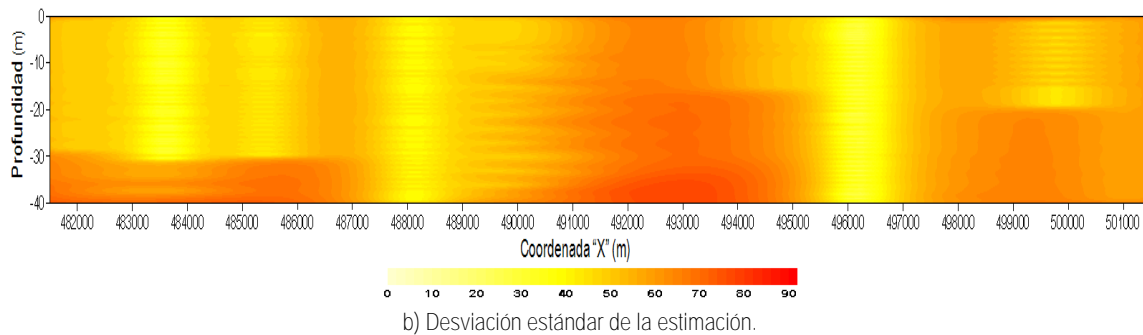
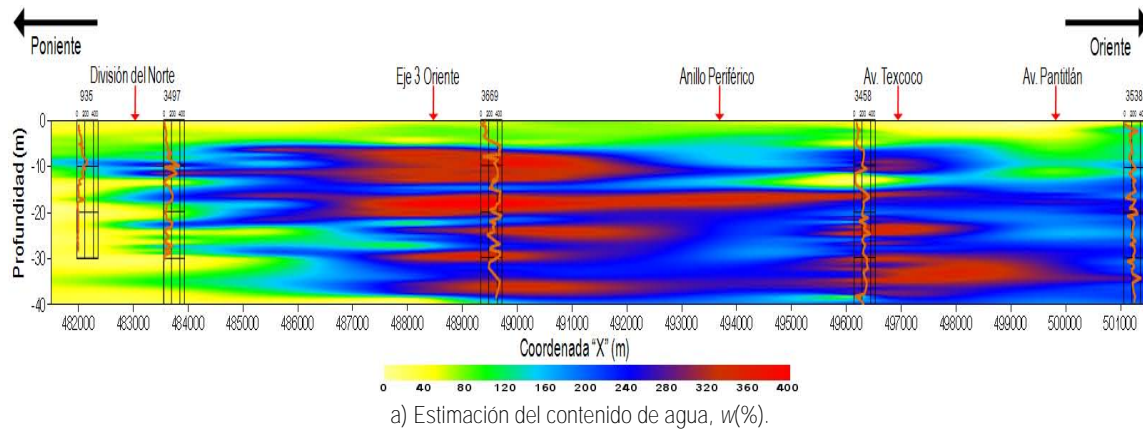
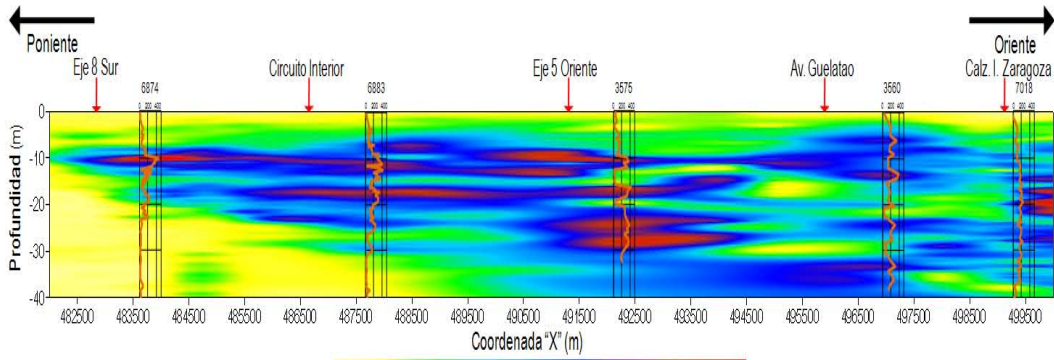
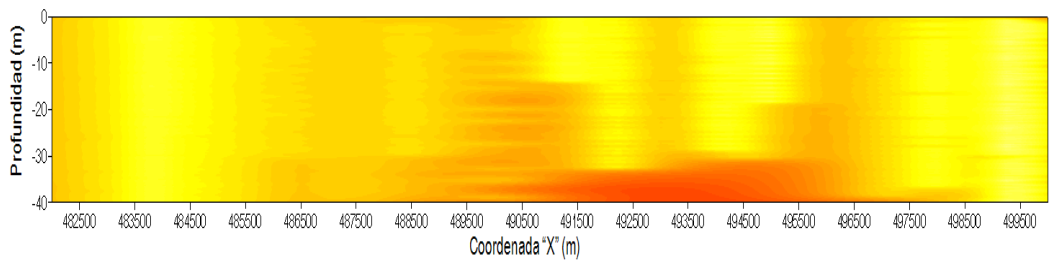


Figura 2.32 Corte estimado. Eje 1.

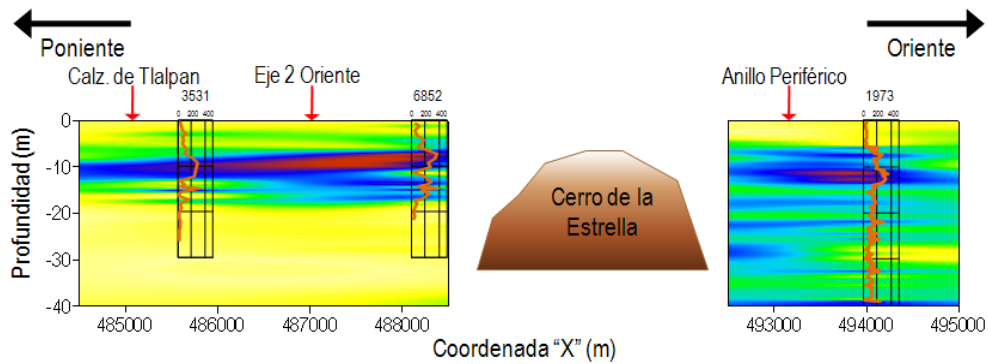


a) Estimación del contenido de agua, $w(\%)$.

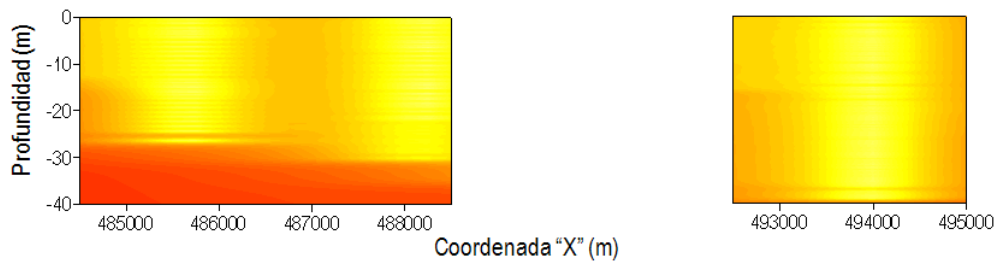


b) Desviación estándar de la estimación.

Figura 2.33 Corte estimado. Eje 2.

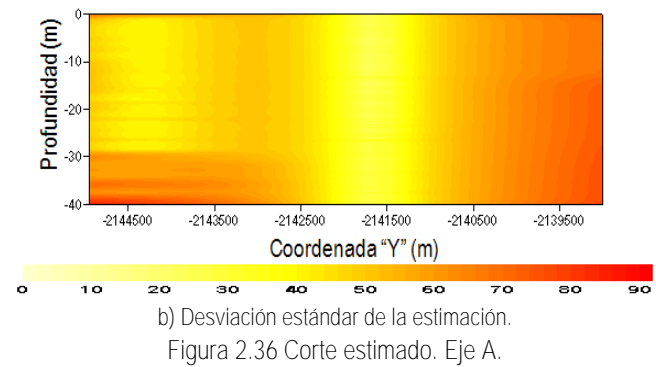
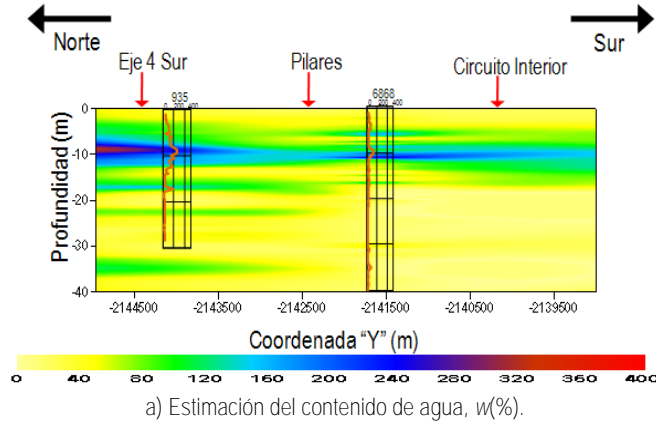
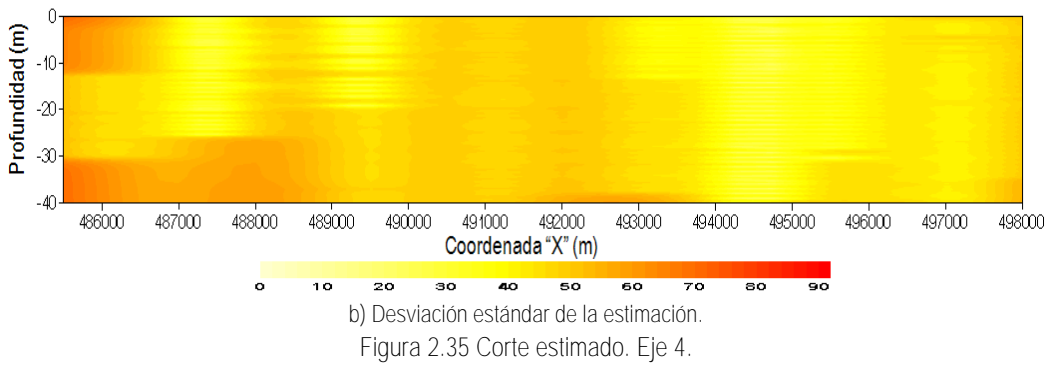
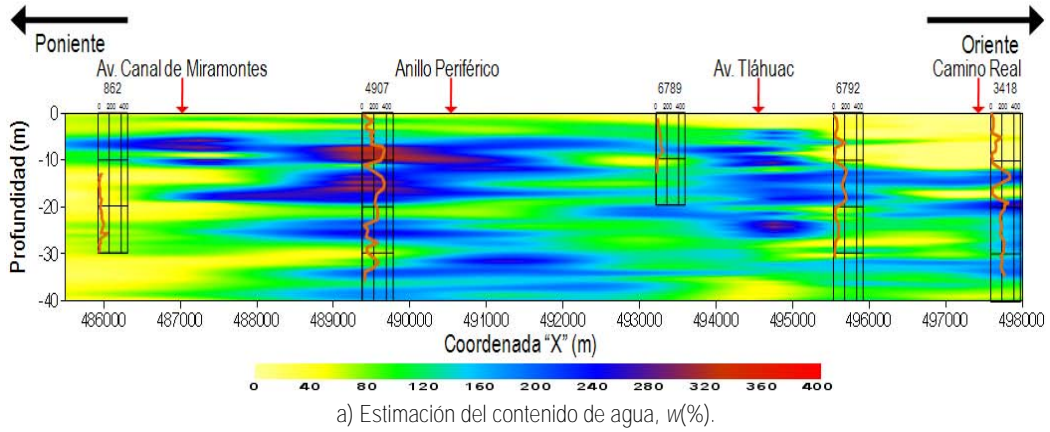


a) Estimación del contenido de agua, $w(\%)$.



b) Desviación estándar de la estimación.

Figura 2.34 Corte estimado. Eje 3.



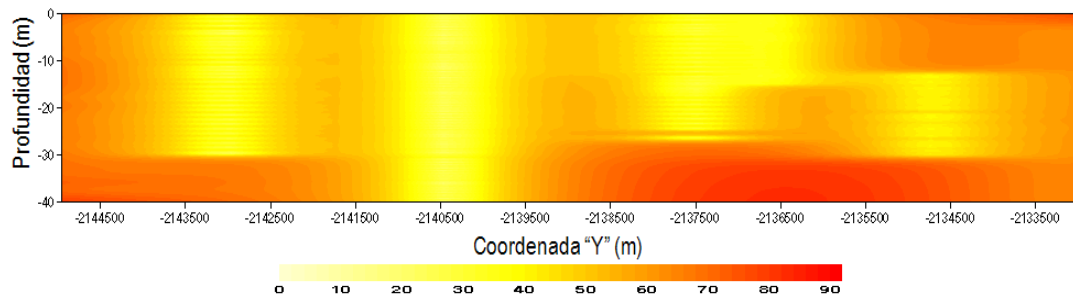
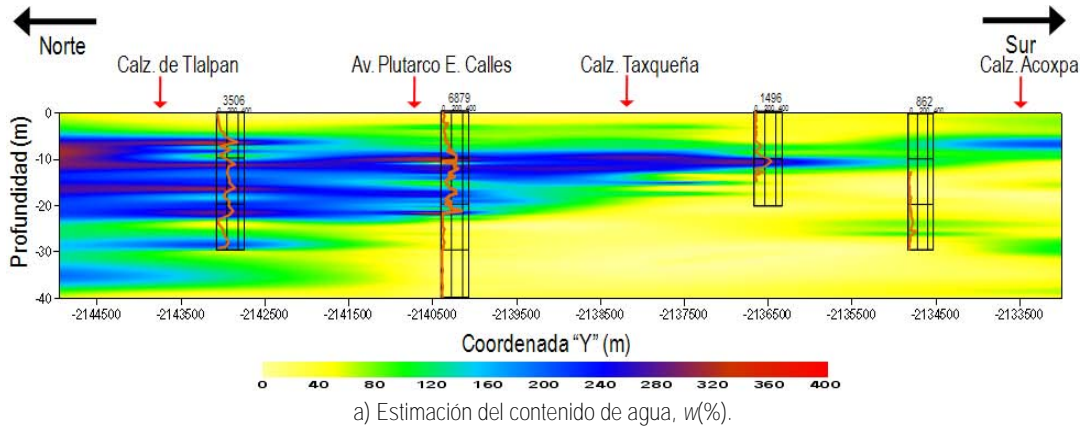


Figura 2.37 Corte estimado. Eje B.

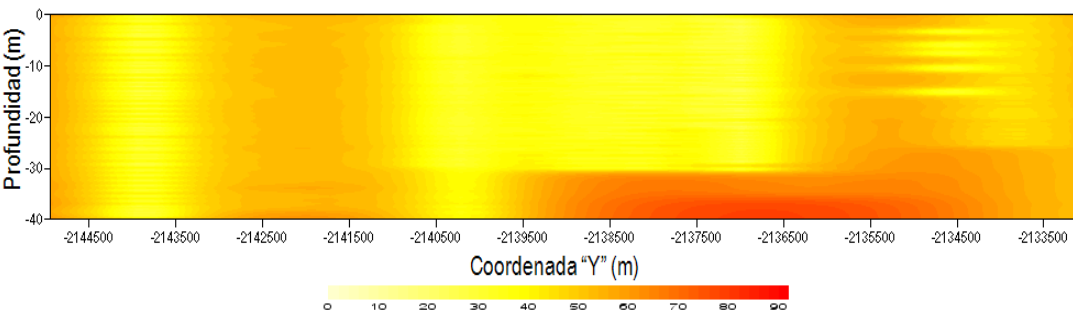
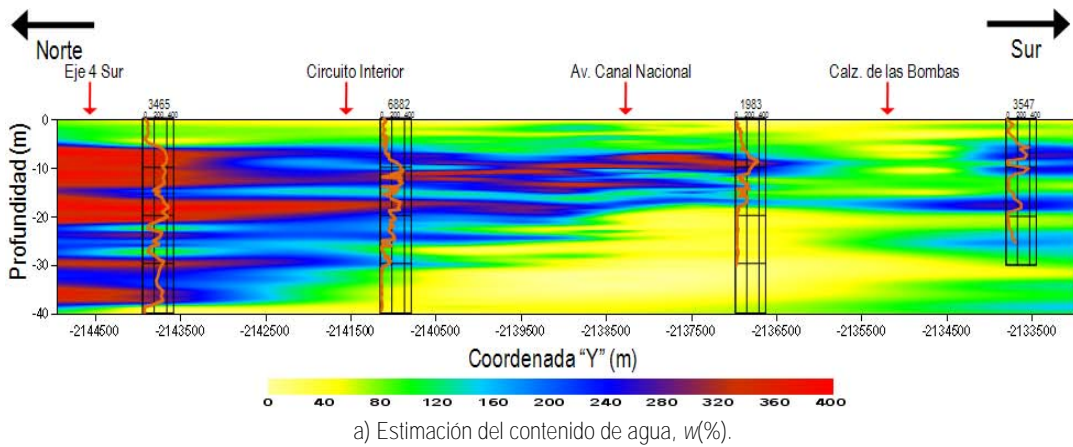
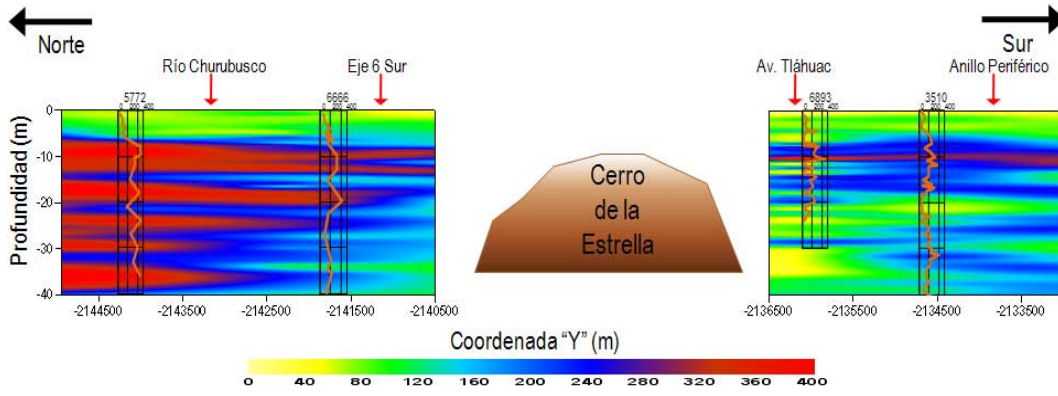
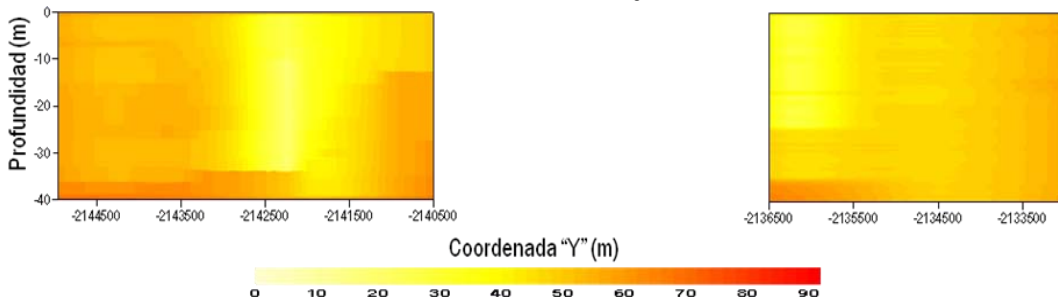


Figura 2.38 Corte estimado. Eje C.

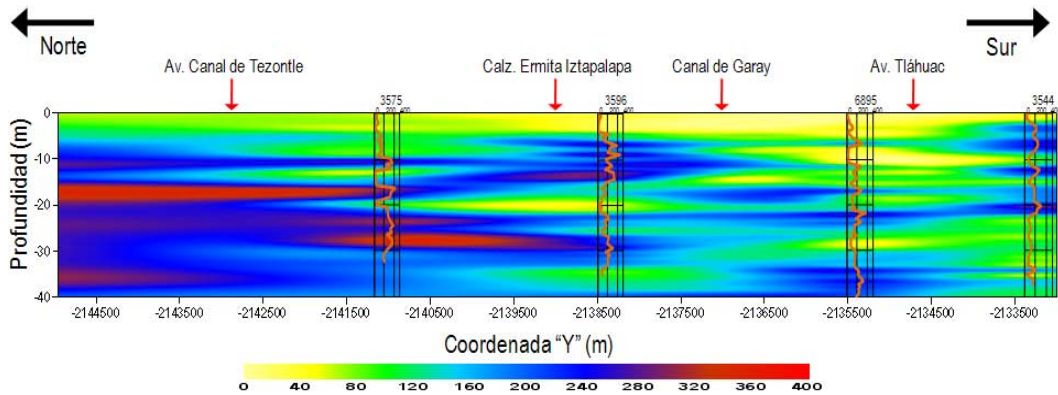


a) Estimación del contenido de agua, $w(\%)$.

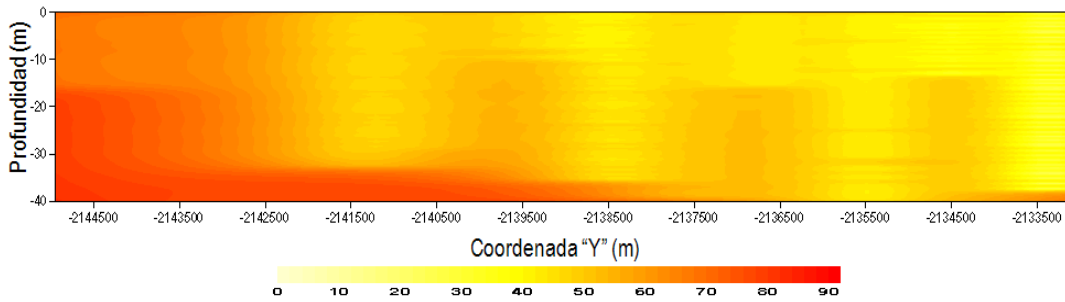


b) Desviación estándar de la estimación.

Figura 2.39 Corte estimado. Eje D.



a) Estimación del contenido de agua, $w(\%)$.



b) Desviación estándar de la estimación.

Figura 2.40 Corte estimado. Eje E.

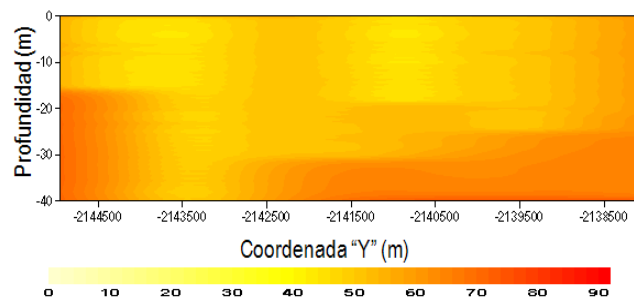
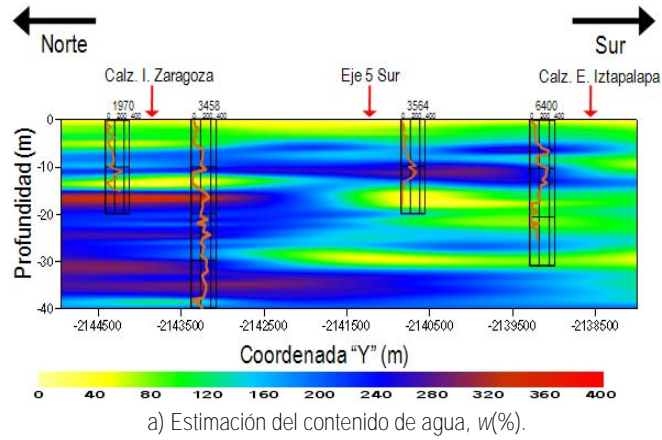


Figura 2.41 Corte estimado. Eje F.

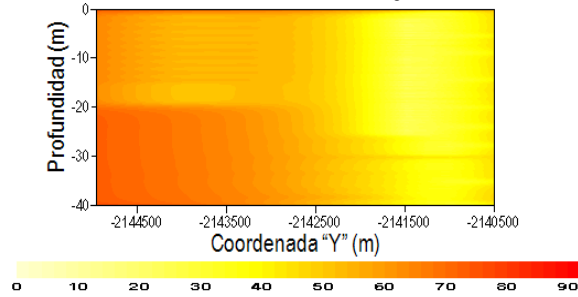
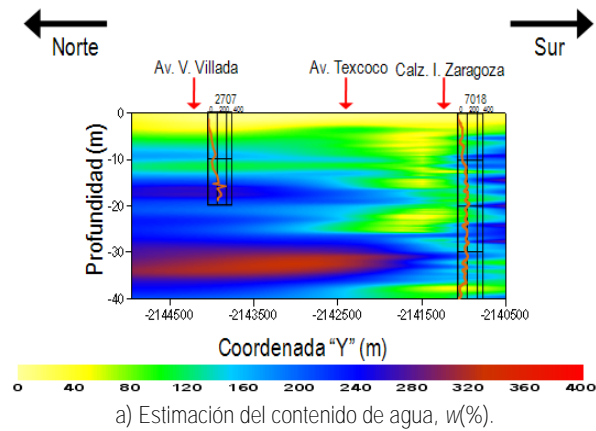


Figura 2.42 Corte estimado. Eje G.

Interpretación de resultados

De acuerdo con los cortes estimados de contenido de agua de las Figuras 2.32 a 2.42 y con la escala de colores, se puede observar que los valores varían entre 0% y 400%. A manera de parámetro, se considera que los valores de contenido de agua que se encuentran por arriba del 100% corresponden a suelos arcillosos lacustres, los cuales se localizan en mayor medida al norte de la zona estudiada, en dirección de donde se encuentra el centro de la Ciudad. Así también, se identifica claramente las zonas de valores bajos asociados comúnmente a suelos resistentes ubicados principalmente en las zonas geotécnicas de transición y de lomas, como los que se tienen al pie de la Sierra de las Cruces y en las inmediaciones del Cerro de la Estrella (Figura 2.33).

En general, los cortes de la desviación estándar representan la certidumbre asociada a las estimaciones. Se observa que la incertidumbre se reduce en los sitios donde se ubican los datos experimentales (columnas o bulbos en color amarillo claro), mientras que en los puntos alejados a los datos experimentales la incertidumbre aumenta (columnas o regiones en color naranja oscuro), por tanto, entre más alejados se encuentren los valores estimados de las mediciones, los resultados serán menos confiables, lo cual se observa claramente en las Figuras 2.37 y 2.40.

Con base en los cortes estimados de contenido de agua, sobre los ejes 1 a 4 se construyen modelos 3D en la dirección poniente-oriente (Figura 2.43), y sobre los ejes A a G en la dirección norte-sur (Figura 2.44). Finalmente, todos los cortes se integran en un solo modelo (Figura 2.45), el cual, permite realizar una interpretación aproximada de la distribución espacial de los tipos de materiales que se encuentran en el subsuelo.

En la Figura 2.45 se aprecia la configuración de los estratos típicos del subsuelo en la zona estudiada de acuerdo con el modelo estratigráfico propuesto por Marsal y Mazari (1959). De igual manera, pueden distinguirse en forma aproximada las tres zonas geotécnicas establecidas en el mapa de zonificación geotécnica de las NTC-DCC (GDF, 2004).

Figura 2.43 Modelo 3D del contenido de agua, $w(\%)$. Cortes en dirección Poniente-Oriente.

Figura 2.44 Modelo 3D del contenido de agua, $w(\%)$. Cortes en dirección Norte-Sur.

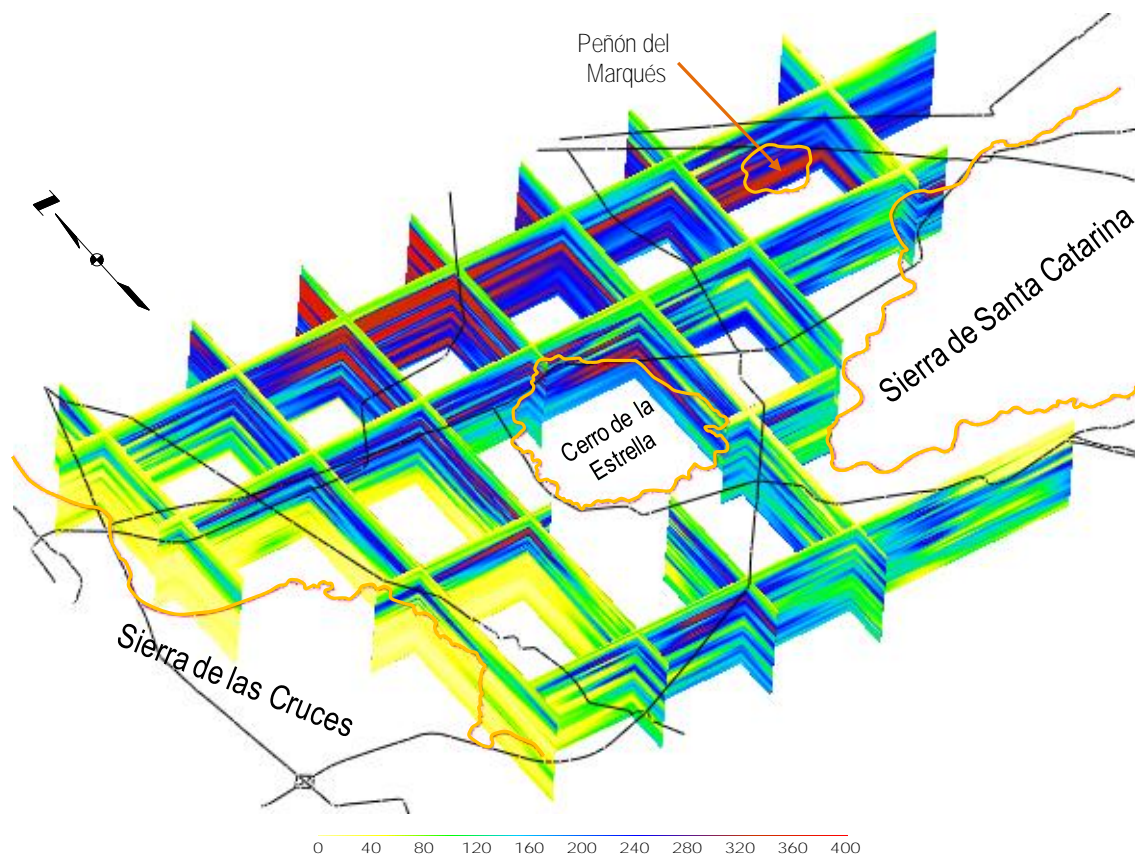


Figura 2.45 Modelo 3D del contenido de agua, $w(\%)$.

2.11.2 Análisis geoestadístico del contenido de agua para un tramo de la Línea A del Sistema de Transporte Colectivo Metro

a) Definición del dominio del campo aleatorio

El análisis geoestadístico del contenido de agua se realizó en un tramo de poco más de 9 km sobre el trazo de la Línea A del Metro Férreo, utilizando sondeos ubicados en zona del lago, de transición y otros cuantos en zona de lomas, de acuerdo con el mapa de zonificación geotécnica de las NTC-DCC (GDF, 2004).

En este caso se incluyeron 53 sondeos distribuidos a lo largo del tramo mencionado (Figura 2.46).

Tabla 2.5 Número de sondeos por tipo.

Tipo	Número
Mixto (SM)	53

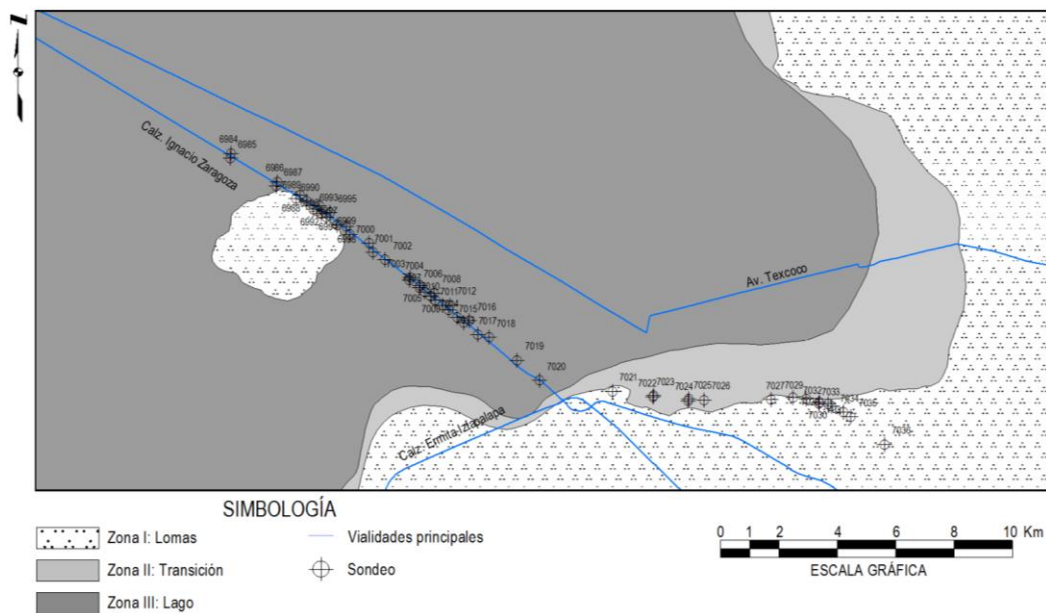


Figura 2.46 Distribución de sondeos.

b) Descripción estadística

Aceptando la hipótesis de ergodicidad se estiman los principales parámetros estadísticos del campo aleatorio (Tabla 2.6).

Tabla 2.6 Parámetros estadísticos del contenido de agua, w (%).

Parámetros estadísticos	
Media	166.60
Mediana	160.29
Moda	26.44
Desviación estándar	106.27
Total de registros	3297

c) Análisis estructural

La tendencia del campo se representa mediante un plano de regresión lineal de forma $V(X) = ax + by + cz + d$, donde los coeficientes de regresión resultantes son:

$$a = -0.0042, b = 0.0143, c = 1.9531 \text{ y } d = -28329.48$$

Los resultados de la regresión lineal indican que los datos originales presentan una ligera tendencia. Por tanto, se opta por remover la tendencia y trabajar con el campo residual.

Asimismo, con los correlogramas experimentales calculados, se obtienen las distancias de correlación vertical: $\delta_{ver} = 3.3 \text{ m}$ y horizontal: $\delta_{hor} = 650 \text{ m}$. Con base en estas distancias y empleando la ecuación 2.1, se determinan los modelos de correlación teóricos para cada una de las direcciones (Figura 2.47).

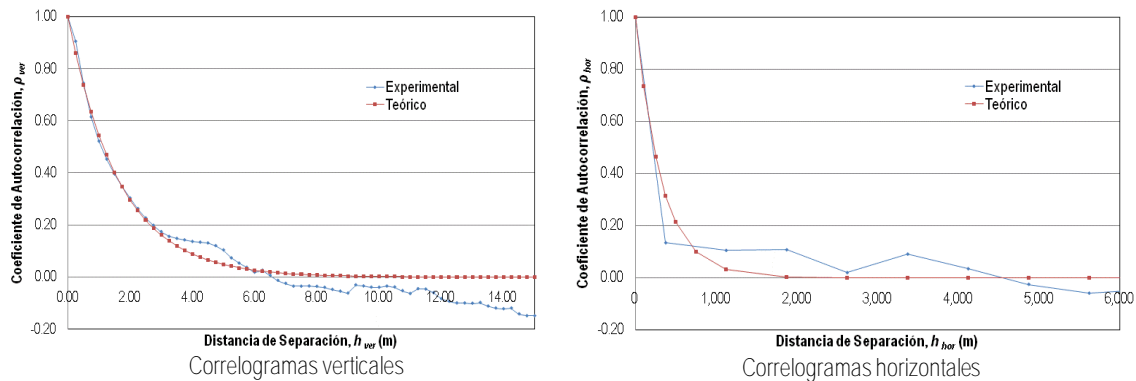


Figura 2.47 Modelos de autocorrelación del contenido de agua.

d) Estimación

Los perfiles de contenido de agua se estiman a cada 150 m sobre el trazo de la Línea (Figura 2.48). Asimismo, la propiedad se estima puntualmente hasta una profundidad de 40 m con un paso de cálculo de 0.25 m.

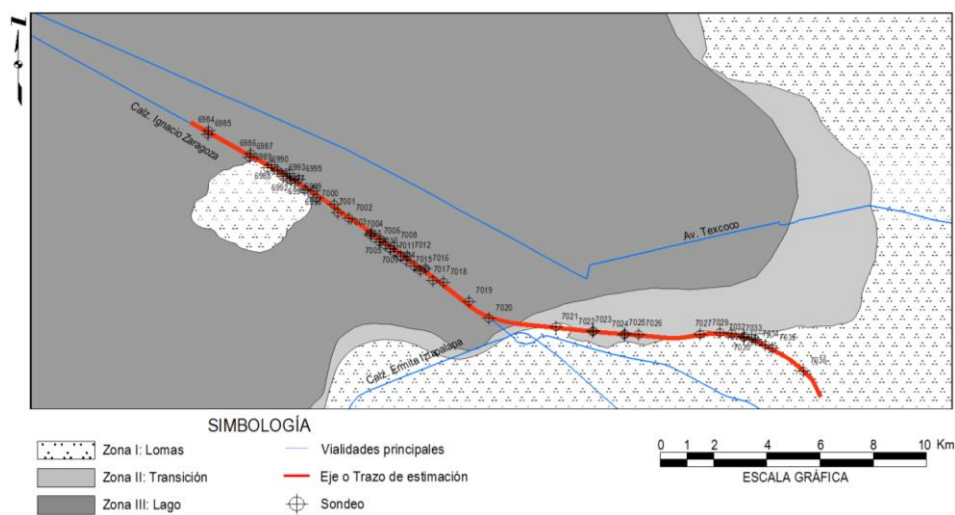


Figura 2.48 Localización del trazo de estimación.

e) Mapeo

Los cortes estimados de contenido de agua así como los de los valores de la desviación estándar se construyen integrando los perfiles estimados a lo largo del tramo estudiado para poder interpretar visualmente los resultados numéricos con el fin de verificar la certeza de la estimación (Figura 2.49).

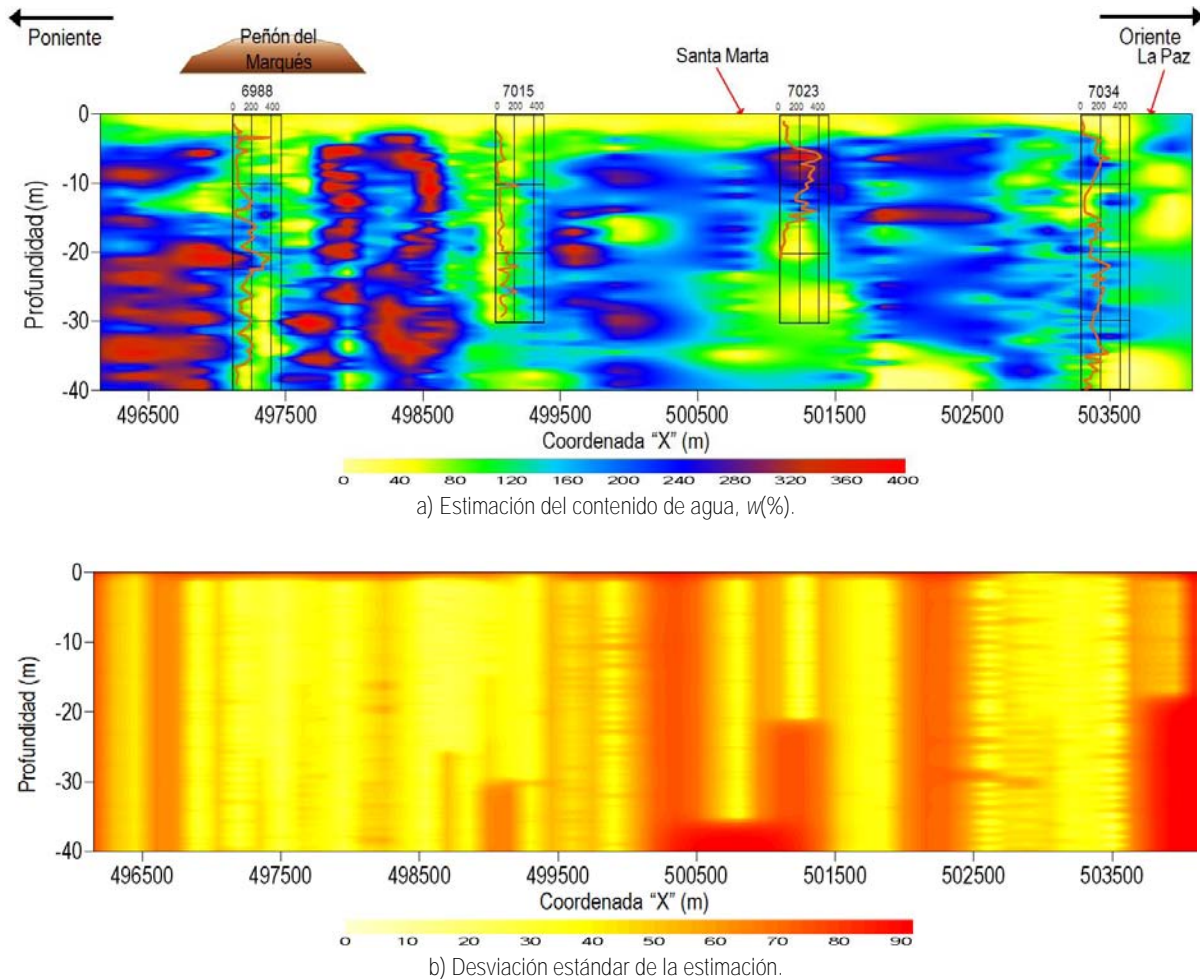


Figura 2.49 Corte estimado sobre el tramo estudiado de la Línea del Sistema de Transporte Colectivo.

Interpretación de resultados

El corte estimado de contenido de agua de la Figura 2.49, muestra valores altos de la propiedad así como importantes espesores de suelo blando al norponiente, cerca del Cerro del Peñón del Marqués, lugar en donde se encuentra ubicado un importante acuífero, y disminuye gradualmente conforme se va adentrando a la Sierra de Santa Catarina en la zona del Municipio de La Paz en el Estado de México.

Asimismo, se pueden observar los suelos resistentes producto de las formaciones pertenecientes al Cerro del Peñón del Marqués alternados con importantes estratos de arcilla propios de la zona del lago, así como una zona de transición relativamente amplia en las inmediaciones de Santa Marta constituida por intercalaciones de suelos resistentes y blandos con menor contenido de agua.

De manera similar, el corte elaborado de la desviación estándar muestra bajos niveles de incertidumbre en la estimación realizada, indicando claramente la profundidad de exploración alcanzada en algunos de los sondeos en unos casos y en otros, la ausencia de los mismos.

Con los cortes estimados de contenido de agua a lo largo del tramo estudiado, se elaboró un modelo 3D (Figura 2.50) que sirve para dar una mejor idea de cómo podría encontrarse distribuida espacialmente la propiedad en las zonas cercanas.

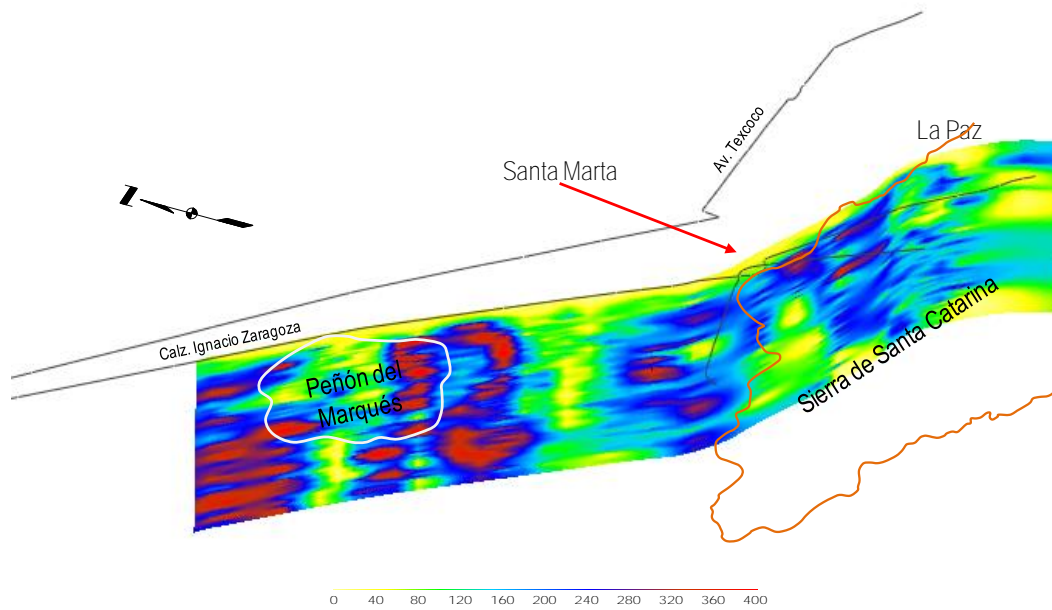


Figura 2.50 Modelo 3D del contenido de agua, $w(\%)$.

2.11.3 Análisis geoestadístico del contenido de agua para el trazo de la Línea 12 del Sistema de Transporte Colectivo Metro

a) Definición del dominio del campo aleatorio

El análisis geoestadístico de contenido de agua se realizó a lo largo de los poco más de 25 km que tiene la Línea de Sistema de Transporte Colectivo, utilizando sondeos ubicados en las tres zonas geotécnicas de acuerdo con el mapa de zonificación geotécnica de las NTC-DCC (GDF, 2004).

En este caso se incluyeron 73 sondeos distribuidos a lo largo del eje de trazo (Figura 2.51).

Tabla 2.7 Número de sondeos por tipo.

Tipo	Número
Mixto (SM)	68
Sondeo de penetración estándar (SPT)	5

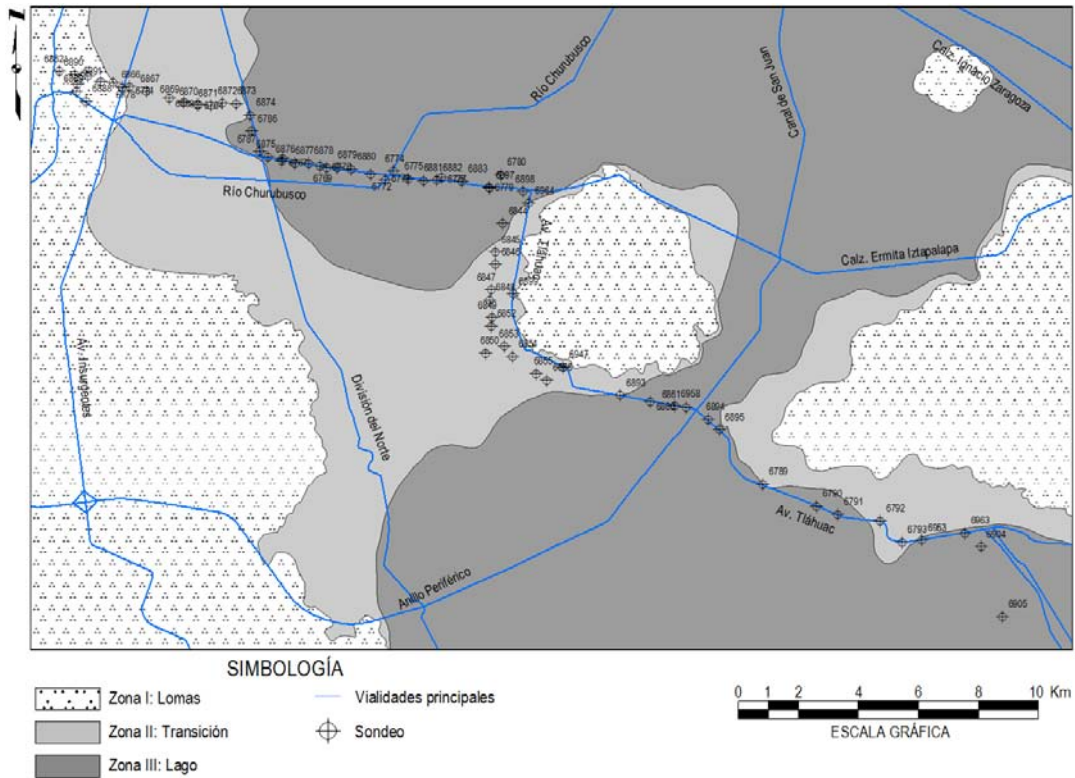


Figura 2.51 Distribución de sondeos.

b) Descripción estadística

Aceptando la hipótesis de ergodicidad se estiman los principales parámetros estadísticos del campo aleatorio (Tabla 2.8).

Tabla 2.8 Parámetros estadísticos del contenido de agua, $w(\%)$.

Parámetros estadísticos	
Media	106.92
Mediana	68.97
Moda	13.33
Desviación estándar	98.47
Total de registros	4193

c) Análisis estructural

La tendencia del campo se representa por un plano de regresión lineal de la forma $V(X) = ax + by + cz + d$, donde los coeficientes de regresión resultantes son:

$$a = 0.0201, b = 0.0221, c = -1.4127 \text{ y } d = -56933.65$$

Los resultados de la regresión lineal indican que los datos originales presentan una ligera tendencia. Por tanto, se opta por remover la tendencia y trabajar con el campo residual.

Se calculan los correlogramas experimentales y se obtienen las distancias de correlación vertical: $\delta_{ver} = 3.2$ m y horizontal: $\delta_{hor} = 1,600$ m. Con base en estas distancias y empleando la ecuación 2.1, se determinan los modelos de correlación teóricos para cada una de las direcciones (Figura 2.52).

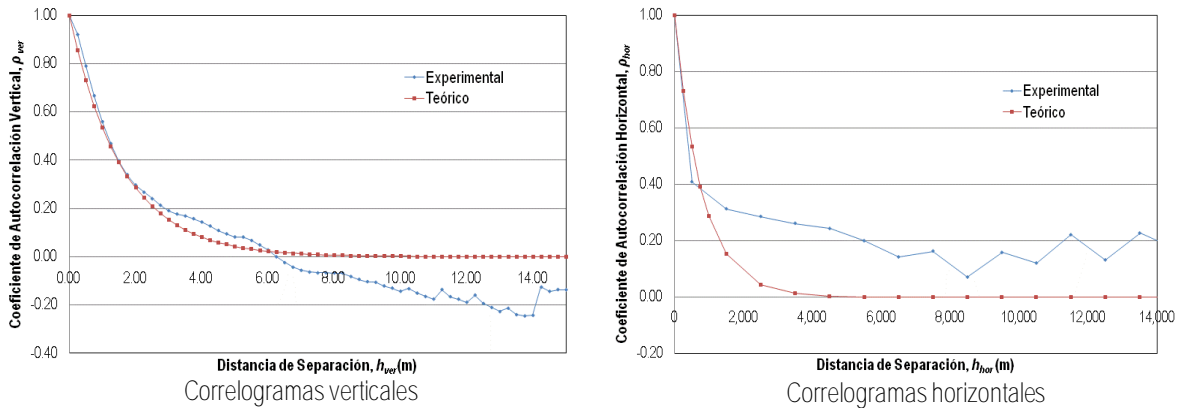


Figura 2.52 Modelos de autocorrelación del contenido de agua.

d) Estimación

Los perfiles de contenido de agua se estiman a cada 250 m a lo largo del trazo de la Línea (Figura 2.53). Asimismo, la propiedad se estima puntualmente hasta una profundidad de 40 m con un paso de cálculo de 0.25 m.

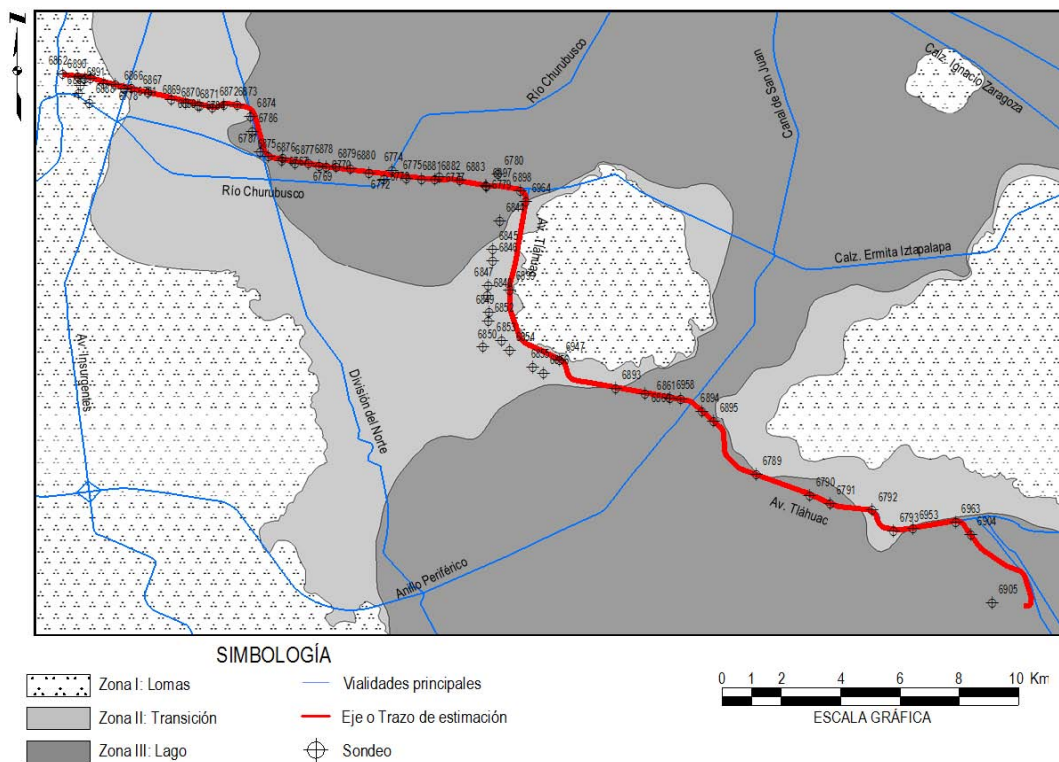


Figura 2.53 Localización del trazo de estimación.

e) Mapeo

Los cortes estimados de contenido de agua se construyen integrando los perfiles estimados (virtuales) a lo largo del trazo y a partir de los valores de la desviación estándar para obtener una interpretación visual de los resultados numéricos y con el fin de verificar la certeza de la estimación (Figura 2.54).

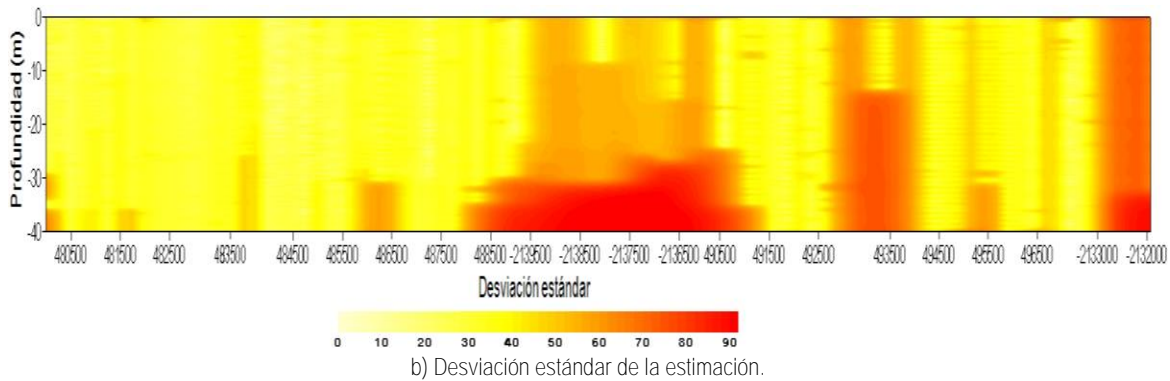
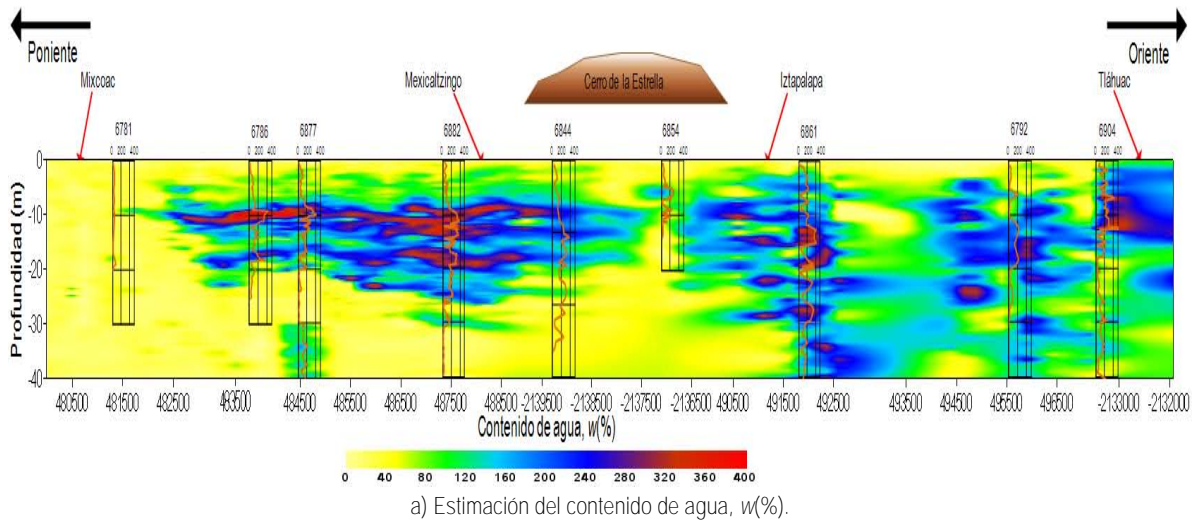


Figura 2.54 Corte estimado sobre el trazo de la Línea del Sistema de Transporte Colectivo.

Interpretación de resultados

De acuerdo con los cortes estimados (Figura 2.54a) y la escala de colores, se puede apreciar que los valores del contenido de agua en el subsuelo varían entre 0% y 400% dependiendo de la sección del trazo en que se encuentren. Los valores más bajos se ubican en la zona de lomas al poniente y los cercanos al Cerro de la Estrella, demostrando que la magnitud de la propiedad depende directamente del tipo de suelo en el que se halle.

Asimismo, con base en los modelos de contenido de agua obtenidos, se puede tener una idea de cómo es aproximadamente la distribución de los diferentes tipos de materiales así como también se puede hacer una idealización de la topografía y ubicación de los estratos duros a lo largo del trazo estudiado; se observa también la configuración de los estratos típicos del subsuelo de la Ciudad de México así como las tres zonas geotécnicas que proponen las NTC-DCC (GDF, 2004).

Haciendo un recorrido de poniente a oriente en la Figura 2.54a), la zona de lomas (I) se encuentra en las inmediaciones de Mixcoac; inmediatamente después, una breve zona de transición (II) la cual se define por sus intercalaciones de suelos blandos y resistentes en la que además se distinguen los Depósitos Profundos con muy bajo contenido de agua en la parte inferior así como una parte en zona del lago en las inmediaciones de Mexicaltzingo en la cual, incluso, se observan los estratos típicos de la zona del lago. Pasando el Cerro de la Estrella y hasta el oriente en Tláhuac, se observa por la relación de contenido de agua, que el suelo es más blando conforme se adentra a la zona del lago (III), incrementándose de igual manera los espesores de arcilla a excepción de un corto tramo adelante de Iztapalapa donde se encuentran suelos resistentes producto de los cerros de la Sierra de Santa Catarina.

En tanto, los cortes de la desviación estándar indican la zona donde se concentra la mayor parte de los sondeos disponibles así como la profundidad de exploración alcanzada por algunos de ellos comprobando la certeza de la estimación realizada.

Con los cortes estimados de contenido de agua a lo largo del trazo estudiado, se elaboró un modelo 3D (Figura 2.55) que sirve para dar una mejor idea de cómo se encuentra distribuida espacialmente la propiedad en las zonas cercanas a razón de ser sólo una aproximación, por lo que para tener total certeza y dada la variabilidad de los materiales a lo largo del trazo, será necesario hacer los estudios pertinentes para cada región en la que se desee conocer la distribución espacial de los materiales presentes.

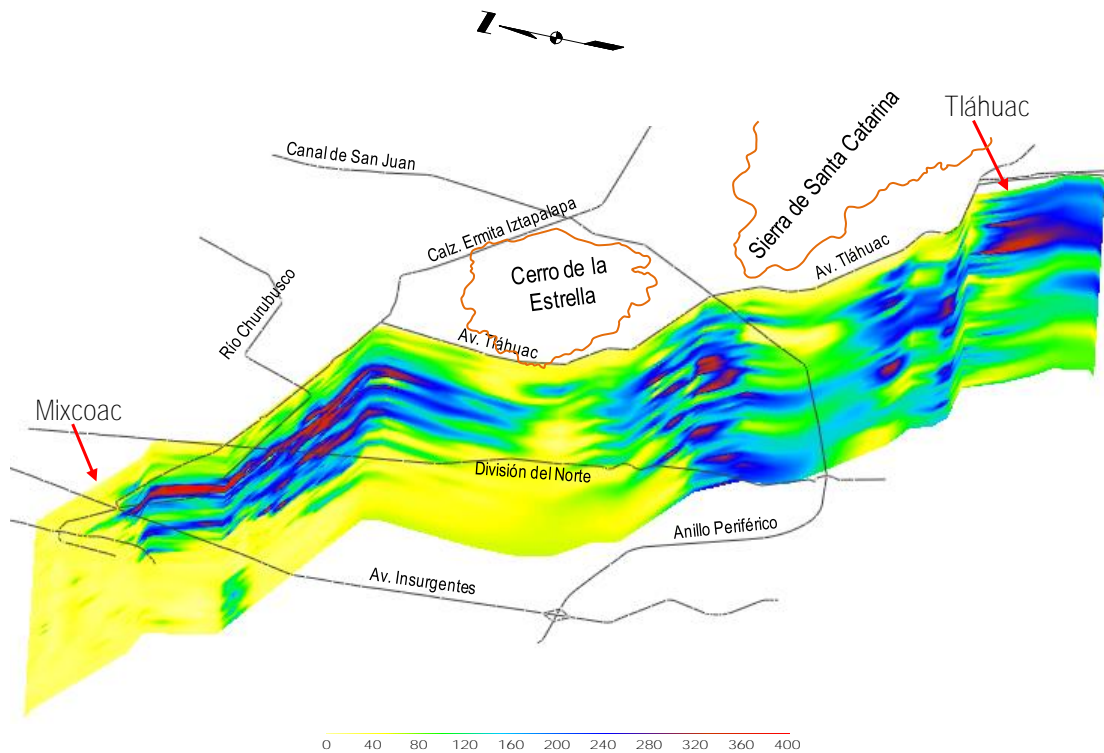


Figura 2.55 Modelo 3D del contenido de agua, $w(\%)$.

Adicionalmente, la Figura 2.56 muestra un modelo 3D en el cual se incluyen la zona estudiada y los cortes estimados de las líneas de transporte de los casos 2.11.2 y 2.11.3 de este inciso. Se observa que en las estimaciones realizadas entre las líneas de sistema de transporte y la zona estudiada, existe buena relación. Cabe

señalar que no pueden ser totalmente congruentes debido a que en los tres casos se utilizan diferentes sondeos para su análisis y estimación; no obstante, la similitud que se aprecia entre los diferentes perfiles estimados, proporciona validez al método empleado.

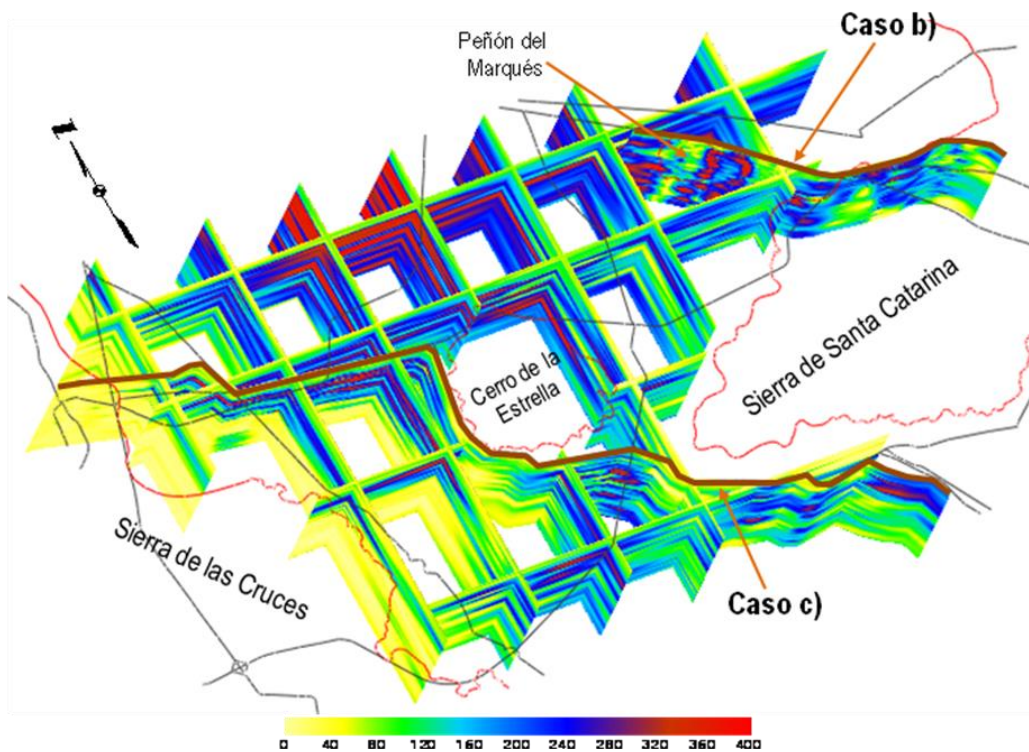


Figura 2.56 Modelo 3D del contenido de agua, $w(\%)$ de los tres casos estudiados.

2.12 ANÁLISIS GEOESTADÍSTICO DE LAS PROFUNDIDADES DE LOS PRINCIPALES ESTRATOS EN LOS QUE SE DIVIDE EL SUBSUELO DEL VALLE DE MÉXICO EN LA ZONA DEL LAGO:

En este apartado se presenta la aplicación de la Geoestadística al estudio de la distribución espacial del espesor de los estratos en los que se divide el subsuelo de la Ciudad de México en la zona del lago siguiendo la metodología propuesta en el inciso 2.11 de este capítulo.

Para la realización del análisis geoestadístico se emplea el conjunto de programas GSLIB (*Geostatistical Software Library*) desarrollado en la Universidad de Stanford (Deutsch, 1992), los cuales permiten estimar la función de autocovarianza y autocorrelación (Gamv2.for), así como la estimación puntual de la propiedad o variable estudiada (okb2d.for) empleando la técnica del *Kriging Ordinario*.

Cabe mencionar que, en el libro *“El subsuelo de la Ciudad de México”* (Marsal y Masari, 1959), se presenta un modelo estratigráfico con los principales estratos en los que se divide el subsuelo de la Ciudad de México en la zona del lago, presentando la siguiente configuración:

- Costra Superficial (CS). Integrada por restos de construcciones, rellenos arqueológicos y depósitos aluviales, con lentes de material eólico intercalados. El espesor es variable.

- Formación Arcillosa Superior (FAS). Constituida por arcillas de origen lacustre que, de acuerdo con la profundidad y con los efectos de la consolidación inducida por sobrecargas superficiales y por el bombeo profundo, se presentan como materiales preconsolidados o normalmente consolidados. En esta formación se encuentran intercalados horizontes de materiales endurecidos por secado solar, lentes de arena y vidrio volcánico.
- Capa Dura (CD). Este depósito está constituido por limos arenosos cementados con poca arcilla y, en ocasiones gravas. Su composición y espesor son heterogéneos.
- Formación Arcillosa Inferior (FAI). Constituida por una secuencia de arcillas lacustres intercaladas por lentes duros; su espesor es menor que el de la primera formación arcillosa, típicamente del orden de ocho a cuatro metros; hacia el centro del lago puede ser de 15 m y suele desaparecer en la cercanía de los cerros.
- Depósitos Profundos (DP). Formados por arenas y gravas limosas de origen aluvial contenidas dentro de una matriz de arcilla; se han encontrado carbonatos de calcio en estos depósitos y suelen presentar diversos grados de cementación.

Asimismo, se hace mención que en algunos lugares se ha encontrado una tercera formación arcillosa integrada por arcillas volcánicas muy firmes a 65 m de profundidad aproximadamente.

Por tanto y con base en esta información, se caracterizaron los perfiles de 1,051 sondeos de tipo mixto (SM), penetración estándar (SPT), cono eléctrico (CE), cono dinámico (CD) y piezocono eléctrico (PZC), realizados en el periodo de 1970 a 2010, con el fin de determinar la profundidad y el espesor de los estratos mencionados anteriormente.

En este trabajo, para todos los casos, el análisis se realiza considerando un área aproximada de 290 km² delimitados por la frontera de la zona de lomas, utilizando exclusivamente sondeos ubicados en las zonas de transición y del lago de acuerdo con el mapa de zonificación geotécnica del Distrito Federal contenido en las NTC-DCC (GDF, 2004).

2.12.1 Formación Arcillosa Superior (FAS)

En el ámbito de la ingeniería de cimentaciones, el conocimiento de la distribución espacial de la Formación Arcillosa Superior (FAS) es importante debido a que esta formación presenta condiciones de baja resistencia y alta compresibilidad lo que podría provocar un mal funcionamiento en las estructuras desplazadas en ella.

a) Definición del dominio del campo aleatorio

La profundidad superior de la FAS representa un campo aleatorio $V(X)$ distribuido dentro de un espacio R^p , con $p=2$ (zona de estudio). El conjunto de valores medidos dentro del dominio R^p constituye una muestra de ese campo aleatorio. Para el caso de la FAS, se incluyeron 1,051 sondeos (Tabla 2.9). En la Figura 2.57 se muestra la ubicación de los sondeos utilizados como soporte de los datos experimentales. Como puede observarse, la cantidad de sondeos al sur-suroriente así como al nororiente es muy reducida, lo cual puede provocar que se presenten resultados poco confiables en esas zonas.

Tabla 2.9 Sondeos por tipo.

Sondeo tipo	Número
Sondeo mixto (SM)	423
Penetración estándar (SPT)	225
Cono eléctrico (CE)	389
Cono dinámico (CD)	11
Piezocono eléctrico (PZC)	3

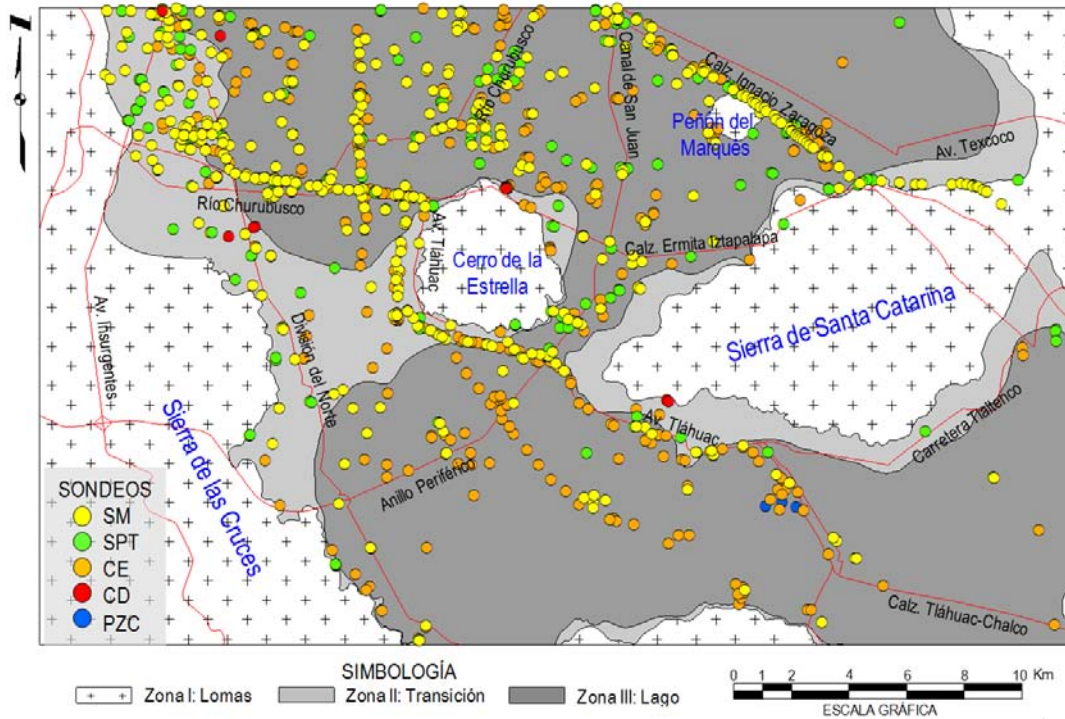


Figura 2.57 Ubicación de sondeos para el análisis de la distribución espacial de la profundidad de la FAS.

b) Descripción estadística

Considerando los valores de la profundidad y aceptando la hipótesis de ergodicidad del campo aleatorio en estudio, se estiman los principales parámetros estadísticos, Tabla 2.10.

Tabla 2.10 Parámetros estadísticos de la profundidad de la FAS.

Parámetros estadísticos	
Media	5.44
Mediana	5.3
Moda	5.3
Desviación estándar	1.91
Total de registros	1051

c) Análisis estructural

Como se indica en el punto 3 de la metodología descrita en el inciso 2.11 de este capítulo, la finalidad del análisis estructural es determinar cuantitativamente la dependencia espacial de las mediciones del campo y definir modelos de correlación espacial representativos cuyos parámetros se emplean en la etapa de estimación.

Análisis de tendencia

El análisis de tendencia de un conjunto de datos permite identificar si el campo aleatorio definido es o no estacionario. Para lo cual, se realiza un análisis de regresión lineal de manera que ajuste en un plano de ecuación $V = ax + by + c$, donde las variables “x” e “y”, corresponden a las coordenadas geográficas de las profundidades de los estratos y “a”, “b” y “c” son los coeficientes de regresión lineal.

Los coeficientes que describen esta tendencia para la profundidad de la FAS son:

$$a = -0.00004365; b = 0.00012313 \text{ y } c = -240.37146210$$

Con los coeficientes de regresión es posible representar gráficamente la dirección de la tendencia del campo aleatorio mediante un plano de regresión lineal (Figura 2.58).

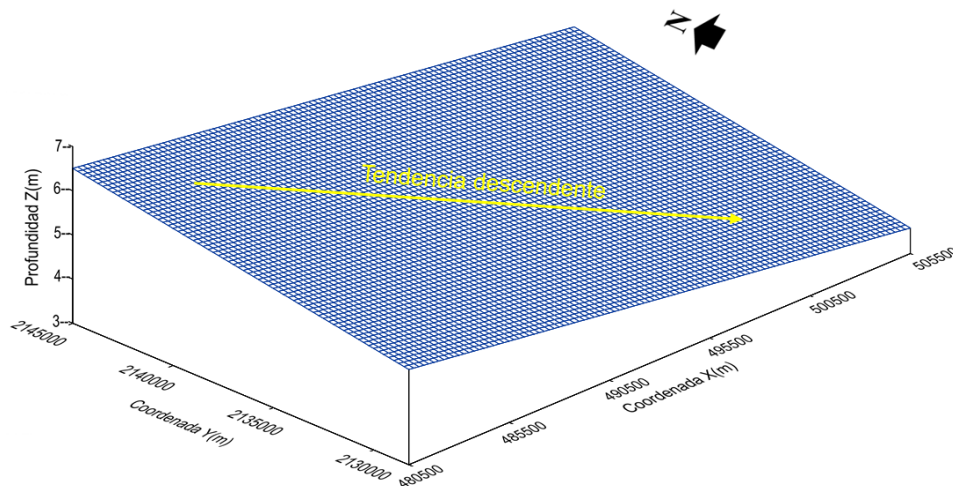


Figura 2.58 Plano de regresión lineal de la profundidad de la frontera superior de la FAS.

De acuerdo con el plano de regresión, se observa una clara tendencia descendente del norponiente hacia el suroriente de la zona de estudio, por tanto, esta tendencia se remueve para trabajar con el campo residual.

Correlogramas experimentales

Los correlogramas experimentales son necesarios al momento de evaluar la correlación espacial entre el conjunto de datos de un campo. Estos correlogramas se construyen en cuatro direcciones preferenciales convenientemente definidas con referencia al azimut topográfico (Az), de manera que se cubra la totalidad del campo. Para el análisis se tomaron las direcciones $Az = 0^\circ$, $Az = 45^\circ$, $Az = 90^\circ$ y $Az = 135^\circ$, con la finalidad de valorar el grado de anisotropía del campo.

Para este trabajo, la estimación de los correlogramas experimentales se realiza una vez que se ha eliminado la tendencia del campo aleatorio original obteniendo así un campo estacionario. Se emplea un paso de cálculo $\Delta h = 250$ m, en las cuatro direcciones mencionadas anteriormente, ajustándose con la función de tipo exponencial (ecuación 2.1). Los modelos obtenidos se presentan en la Figura 2.59.

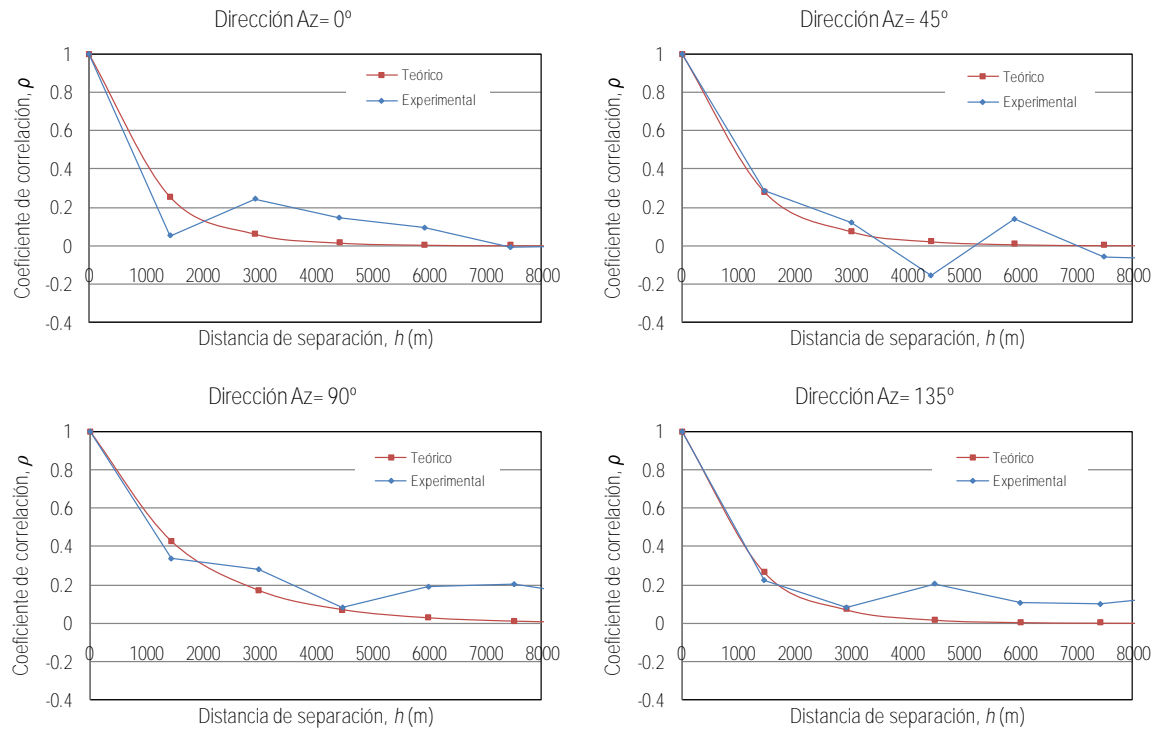


Figura 2.59 Correlogramas direccionales de la profundidad de la frontera superior de la FAS.

Distancias de correlación

A partir de los correlogramas experimentales se obtienen las distancias de correlación que se indican en la Tabla 2.11.

Tabla 2.11 Distancias de correlación de la profundidad de la FAS.

Dirección (Grados)	Dist. de correlación (m)
Az = 0°	2100
Az = 45°	2300
Az = 90°	3400
Az = 135°	2200

Anisotropía

El grado de anisotropía puede definirse a través de un factor que se obtiene considerando dos direcciones perpendiculares entre sí. Este factor se expresa como el cociente de la distancia de correlación menor entre la distancia de correlación mayor correspondiente a la dirección principal.

Con las distancias de correlación direccionales estimadas se construyen elipses de anisotropía del campo en estudio (Figura 2.60). Cada elipse representa una estructura en forma independiente, por lo que el factor de anisotropía para cada una es de 0.62 considerando como dirección principal Az= 90° y de 0.96 considerando como dirección principal Az= 45°.

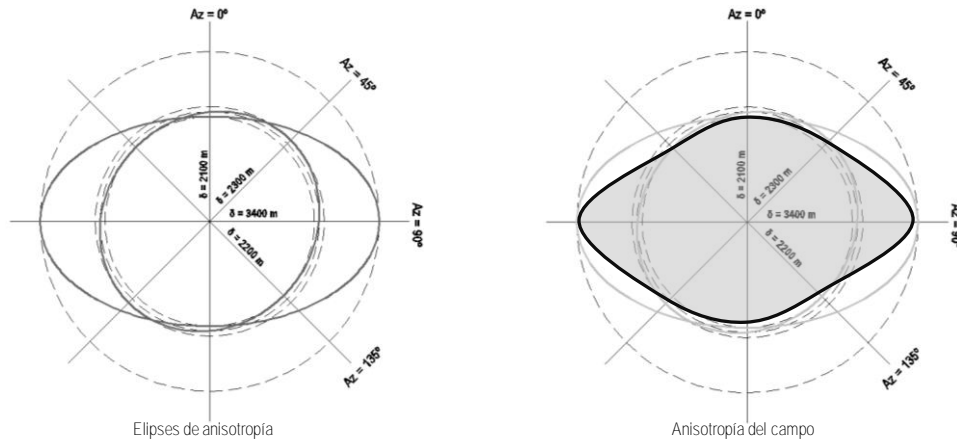


Figura 2.60 Elipses de anisotropía de la profundidad de la frontera superior de la FAS.

De acuerdo con lo anterior y con la finalidad de obtener resultados conservadores al momento de hacer la estimación, se considera más apropiado utilizar las distancias de correlación $\delta = 2100$ m en la dirección $Az = 0^\circ$ y $\delta = 2200$ m en la dirección $Az = 135^\circ$.

d) Estimación

Para todos los casos, la estimación de las profundidades de los diferentes estratos que componen el subsuelo se realiza puntualmente empleando la técnica del *Kriging Ordinario*, utilizando los datos del campo residual y las distancias de correlación definidas. La malla de puntos por estimar se forma a partir de las coordenadas $x = 480,500$ y $y = 2,128,500$ como punto inicial. La separación entre los puntos de la malla es de 250 m en las direcciones horizontal y vertical, estimándose 102 y 66 puntos respectivamente.

Con los datos anteriores y las distancias de correlación obtenidas se realiza la estimación resultando valores numéricos en cada punto de la malla. Estos valores representan el valor medio esperado en cada punto.

Adicionalmente, se proporciona la varianza de estimación, la cual representa la incertidumbre asociada al estimador pudiéndose utilizar la desviación estándar para una mejor interpretación de los resultados.

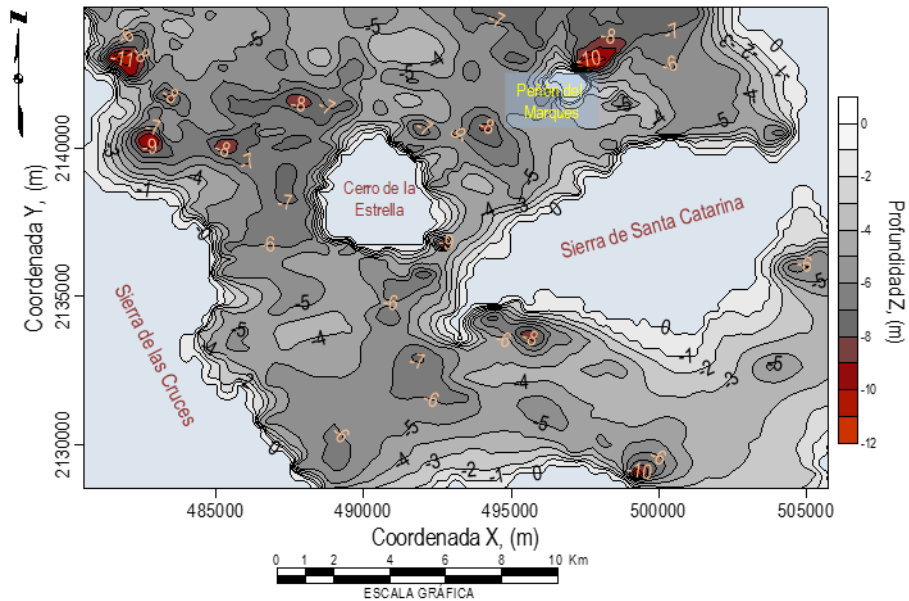
e) Mapeo

La interpretación de los resultados numéricos obtenidos no es sencilla. Por tal motivo, es conveniente recurrir a la técnica del mapeo para construir mapas de contornos de igual valor (isovalores) e imágenes con escalas de colores a partir de los valores estimados puntualmente, para facilitar la interpretación o bien, se puede construir un modelo de superficie que ayude a visualizar la distribución espacial de la frontera de la capa estudiada, en donde el valor de la profundidad se toma como la **coordenada "z"**.

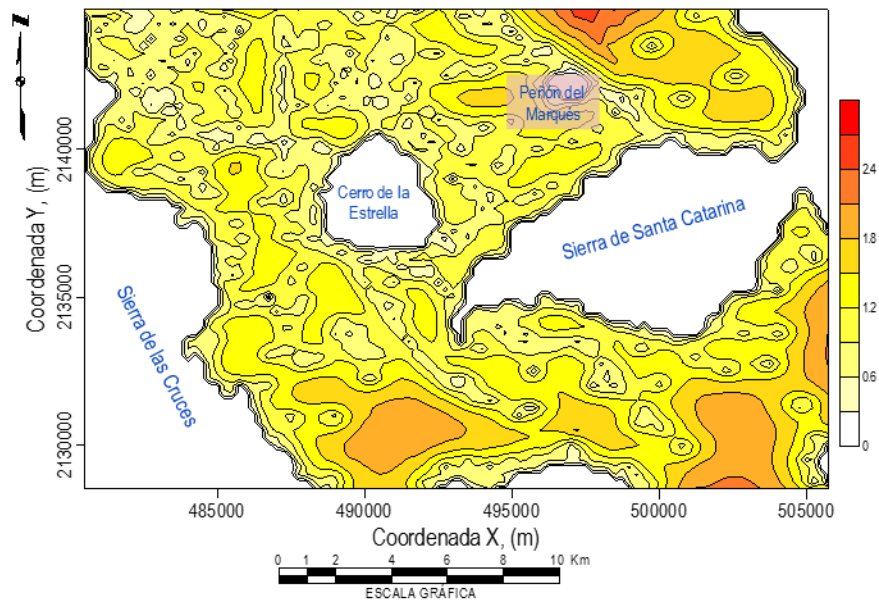
En la Figura 2.61a) se muestra el mapa de contornos con la ubicación estimada de la frontera superior de la FAS. De acuerdo con este mapa y con la escala de colores, el límite superior de esta capa se presenta a diferentes profundidades dependiendo de la zona en que se encuentre, alcanzando los 11 m de profundidad al pie de la Sierra de las Cruces y 10 m al norte del Cerro del Peñón del Marqués. Asimismo, en la Figura 2.61b) se presenta la desviación estándar que evalúa la incertidumbre de las estimaciones. En la misma, se puede apreciar claramente

cómo la incertidumbre es mínima justo donde se ubica el sondeo empleado y va aumentando conforme se aleja del resto de los sondeos haciendo evidentes los sitios donde se carece de información.

Por otra parte, a partir del mapeo de los valores estimados de la profundidad de la frontera superior de la FAS, y asociándola con la de la capa subsecuente (CD), se observa que el espesor promedio de esta capa es de 18 m; mientras que el mayor espesor es del orden de los 52 m y se ubica al norte del Cerro del Peñón del Marqués.



a) Estimación de la profundidad de la frontera superior de la FAS.



b) Desviación estándar de la estimación.

Figura 2.61 Mapa de contornos de la profundidad de la frontera superior de la FAS.

Con los mapas de contornos se construye un modelo de superficie de la zona estudiada (Figura 2.62) el cual ayuda a interpretar de forma más clara y sencilla los resultados de la estimación. Se observa que la superficie

presenta algunas irregularidades en la zona de transición, justo donde se encuentra una gran cantidad de sondeos y va haciéndose más uniforme en las zonas donde se cuenta con poca información.

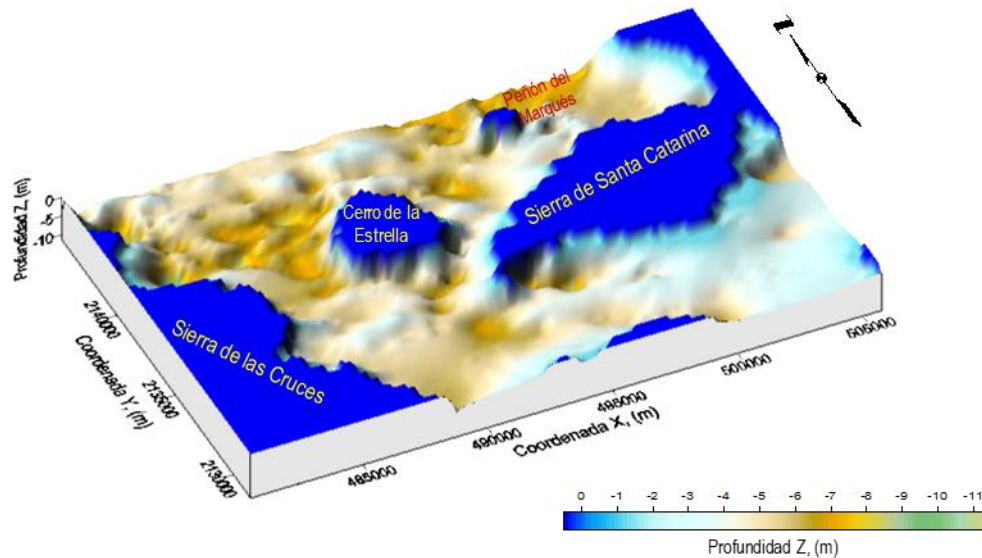


Figura 2.62 Modelo de superficie de la distribución de la profundidad de la frontera superior de la FAS.

2.12.2 Capa Dura (CD)

La correcta ubicación de la frontera superior y del espesor de la Capa Dura (CD) es muy importante dentro de la Mecánica de Suelos debido a que en esta formación se presentan condiciones favorables para desplantar cimentaciones profundas (pilas y pilotes).

a) Definición del dominio del campo aleatorio

La profundidad superior de la CD representa un campo aleatorio $V(X)$ distribuido dentro de un espacio R^p , con $p=2$ (zona de estudio). El conjunto de valores medidos dentro del dominio R^p constituye una muestra de ese campo aleatorio. Para el caso de la CD, se incluyeron 622 sondeos (Tabla 2.12). En la Figura 2.63 se muestra la ubicación de los sondeos utilizados como soporte de los datos experimentales. Como puede observarse, el número de sondeos en algunas zonas es reducido, debido principalmente a que muchos son poco profundos y no presentan información más allá de la FAS.

Cabe mencionar que, la caracterización de esta formación en zonas de transición debe ser efectuada con especial atención. El motivo es porque puede confundirse fácilmente con los Depósitos Profundos (DP) en zonas donde la CD y la Formación Arcillosa Inferior (FAI) desaparecen.

Tabla 2.12 Sondeos por tipo.

Sondeo tipo	Número
Sondeo mixto (SM)	246
Penetración estándar (SPT)	119
Cono eléctrico (CE)	250
Cono dinámico (CD)	4
Piezocono eléctrico (PZC)	3

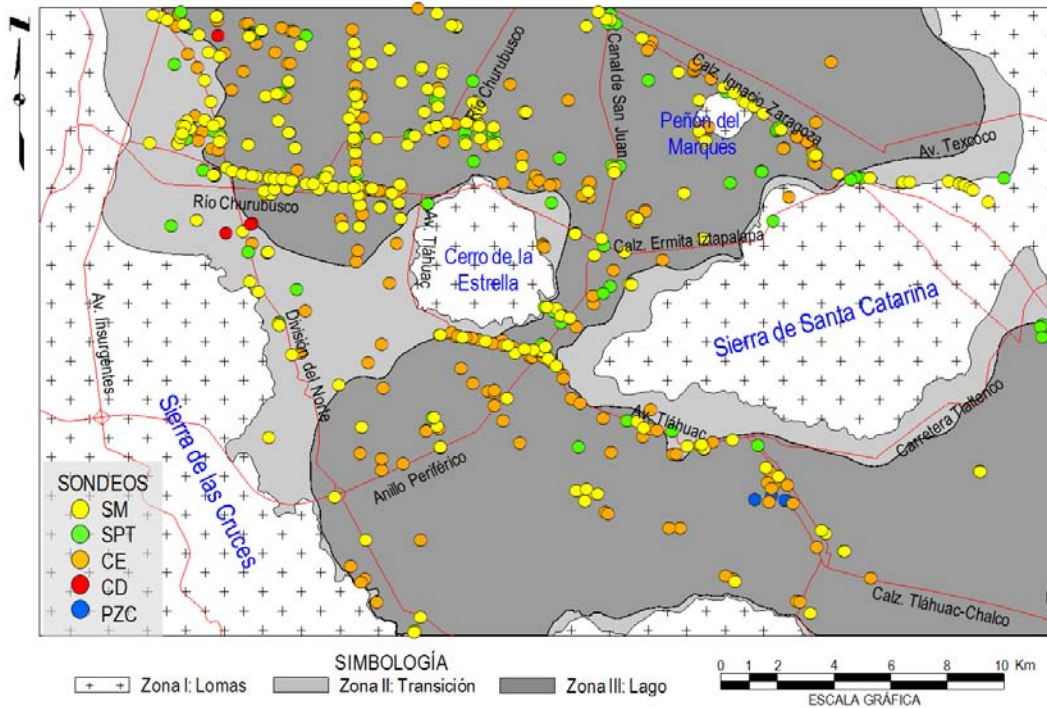


Figura 2.63 Ubicación de sondeos para el análisis de la distribución espacial de la profundidad de la CD.

b) Descripción estadística

Considerando los valores de la profundidad y aceptando la hipótesis de ergodicidad, se estiman los principales parámetros estadísticos, Tabla 2.13.

Tabla 2.13 Parámetros estadísticos de la profundidad de la CD.

Parámetros estadísticos	
Media	24.73
Mediana	23.2
Moda	5.0
Desviación estándar	11.23
Total de registros	622

c) Análisis estructural

Análisis de tendencia

Los coeficientes que describen la tendencia para la profundidad de la CD en el plano de regresión lineal (Figura 2.64) de ecuación $V = ax + by + c$ son:

$$a = -0.00033379; b = 0.00048244 \text{ y } c = -861.01986344$$

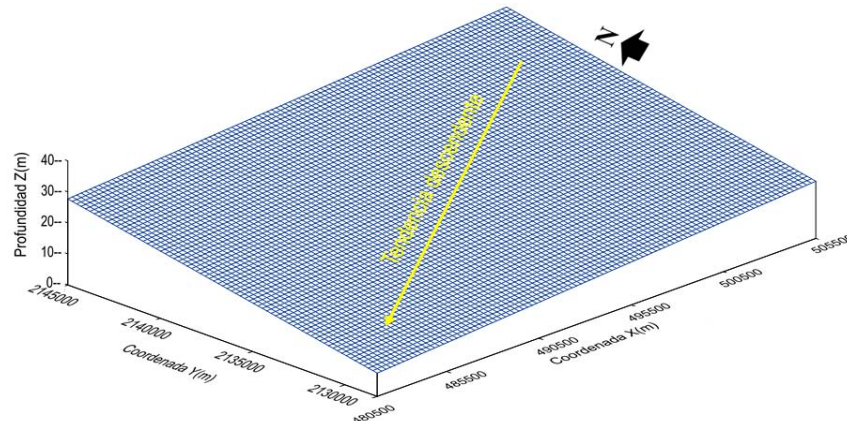


Figura 2.64 Plano de regresión lineal de la profundidad de la frontera superior de la CD.

De acuerdo con el plano de regresión, se observa una clara tendencia descendente del nororiente hacia el surponiente de la zona de estudio, por tanto, esta tendencia se remueve para trabajar con el campo residual.

Correlogramas experimentales

Los modelos de correlación espacial obtenidos se presentan en la Figura 2.65.

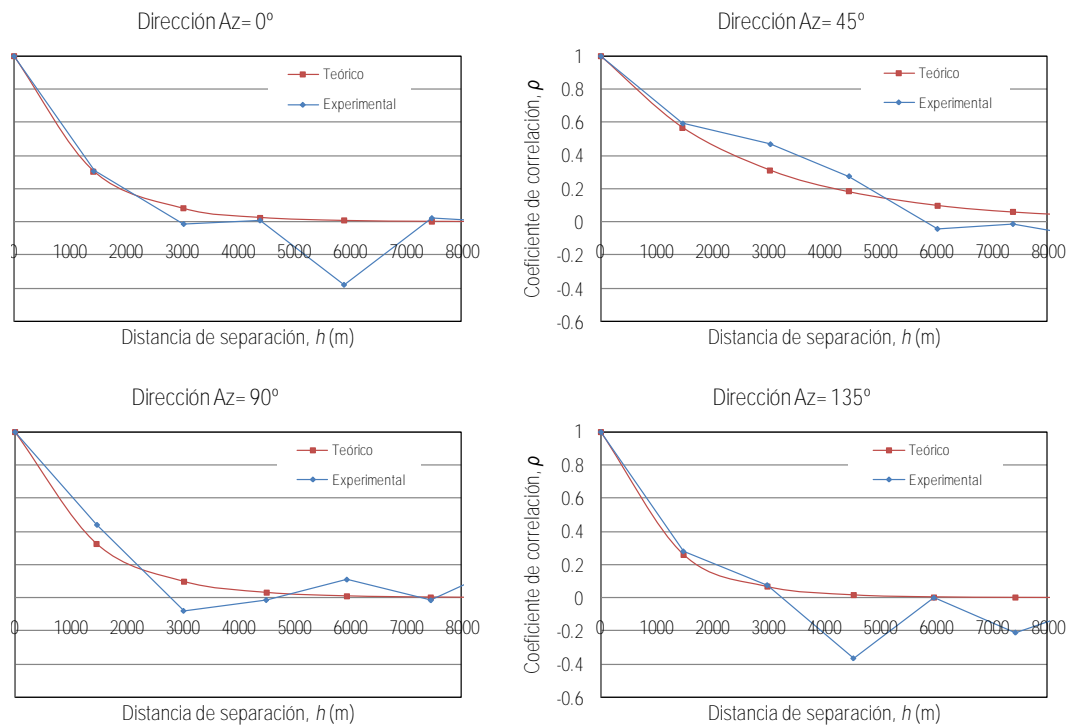


Figura 2.65 Correlogramas direccionales de la profundidad de la frontera superior de la CD

Distancias de correlación

A partir de los correlogramas experimentales se obtienen las distancias de correlación que se indican en la Tabla 2.14.

Tabla 2.14 Distancias de correlación de la profundidad de la CD.

Dirección (Grados)	Dist. de correlación (m)
Az = 0°	2400
Az = 45°	5200
Az = 90°	2600
Az = 135°	2200

Anisotropía

Las elipses de anisotropía del campo se construyen utilizando las distancias de correlación direccionales estimadas (Figura 2.66). El factor de anisotropía para cada una es de 0.92 considerando como dirección principal Az= 90° y de 0.42 considerando como dirección principal Az= 45°.

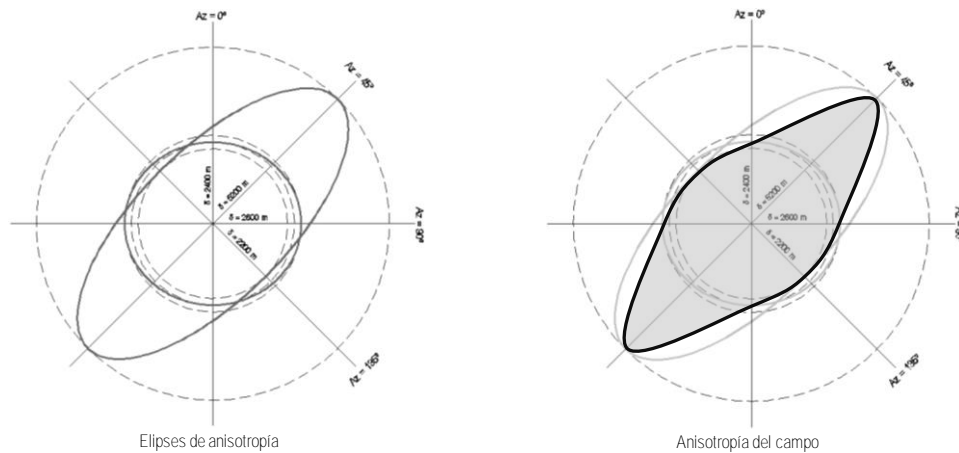


Figura 2.66 Elipses de anisotropía de la profundidad de la frontera superior de la CD.

De acuerdo con lo anterior y con la finalidad de obtener resultados conservadores al momento de hacer la estimación, se considera más apropiado utilizar las distancias de correlación $\delta = 2400$ m en la dirección Az= 0° y $\delta = 2200$ m en la dirección Az= 135°.

d) Estimación

Con los datos anteriores y las distancias de correlación obtenidas, se realiza la estimación resultando valores numéricos en cada punto de la malla, los cuales representan el valor medio esperado en cada punto.

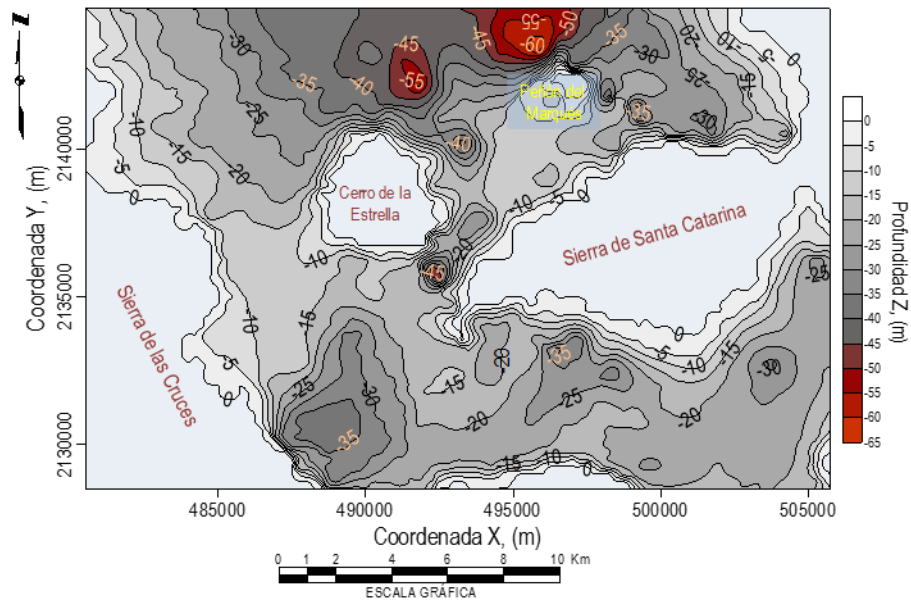
Adicionalmente, se proporciona la varianza de estimación para representar visualmente la incertidumbre asociada al estimador pudiéndose utilizar la desviación estándar para una mejor interpretación de los resultados.

e) Mapeo

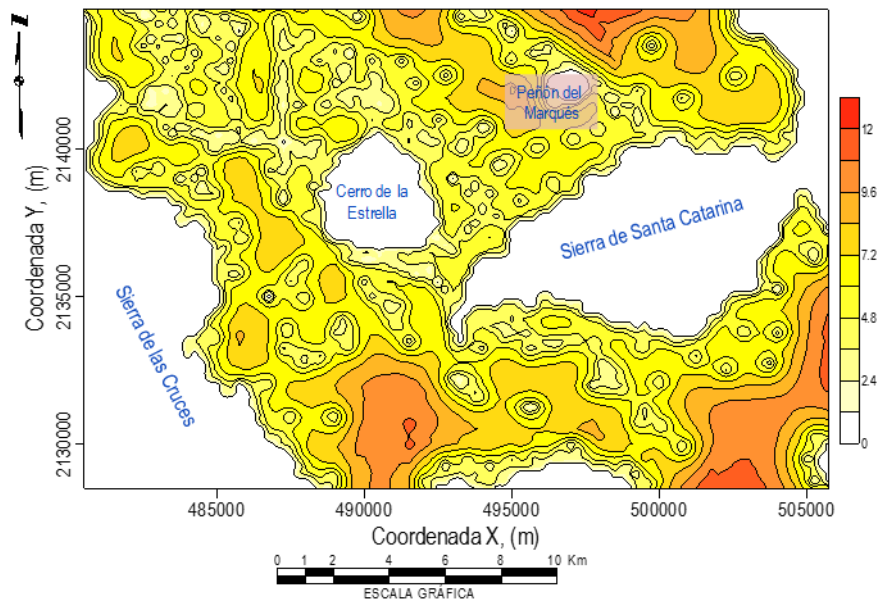
En la Figura 2.67a) se muestra el mapa de contornos de la estimación de la ubicación de la frontera superior de la CD. De acuerdo con la escala de colores, la distribución de esta capa en el subsuelo parece ser más uniforme, ubicándose a mayor profundidad al norte de la zona de estudio, en dirección de donde se ubica el centro de la Ciudad. Asimismo, en la Figura 2.67b) se presenta la desviación estándar donde se puede apreciar cómo la

incertidumbre en algunas zonas crece un poco con relación a la capa anterior; esto es debido a que conforme se va incrementando la profundidad, se va reduciendo el número de sondeos que alcanzan la capa siguiente.

A partir del mapeo de los valores estimados de la profundidad de la frontera superior de la CD y asociándolos a la profundidad de la capa subsecuente (FAI), se obtuvo un espesor promedio de 3 m para esta capa, así como espesores superiores a 15 m al norte del Cerro de la Estrella evidentemente dentro de la zona del lago.



a) Estimación de la profundidad de la frontera superior de la CD.



b) Desviación estándar de la estimación.

Figura 2.67 Mapa de contornos de la profundidad de la frontera superior de la CD.

Con los mapas de contornos se construye un modelo de superficie de la capa estudiada (Figura 2.68). Se observa que ésta presenta una superficie regular, ubicándose claramente los puntos en donde se halla a las mayores profundidades, presentando transiciones abruptas cercanas al Cerro de la Estrella, el Cerro del Peñón del Marqués, y al norte y pie de la Sierra de Santa Catarina.

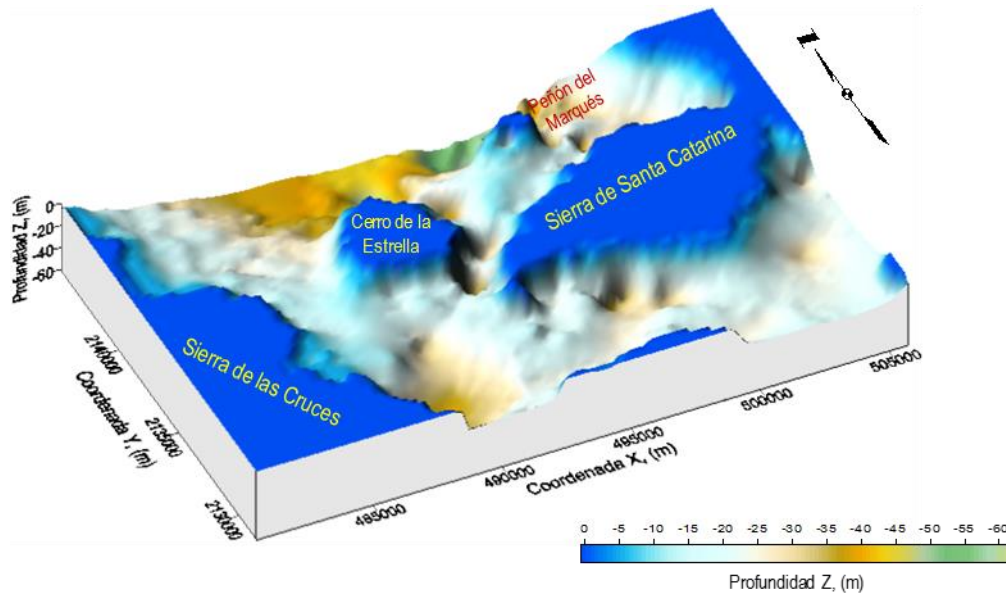


Figura 2.68 Modelo de superficie de la distribución de la profundidad de la frontera superior de la CD.

2.12.3 Formación Arcillosa Inferior (FAI)

La Formación Arcillosa Inferior (FAI) se encuentra intercalada entre la CD y los DP, sus características son similares a las de la FAS pero con mayor intercalación de lentes resistentes, menor compresibilidad y mayor resistencia al esfuerzo cortante.

a) Definición del dominio del campo aleatorio

La profundidad superior de la FAI representa un campo aleatorio $V(X)$ distribuido dentro de un espacio R^p , con $p=2$ (zona de estudio). El conjunto de valores medidos dentro del dominio R^p constituye una muestra de ese campo aleatorio. Para el caso de la FAI, se incluyeron 473 sondeos (Tabla 2.15). En la Figura 2.69 se muestra la ubicación de los sondeos utilizados como soporte de los datos experimentales. Como puede observarse, el número de sondeos es notablemente menor debido principalmente a que son pocos los que alcanzan la profundidad requerida.

Tabla 2.15 Sondeos por tipo.

Sondeo tipo	Número
Sondeo mixto (SM)	190
Penetración estándar (SPT)	95
Cono eléctrico (CE)	182
Cono dinámico (CD)	3
Piezocono eléctrico (PZC)	3

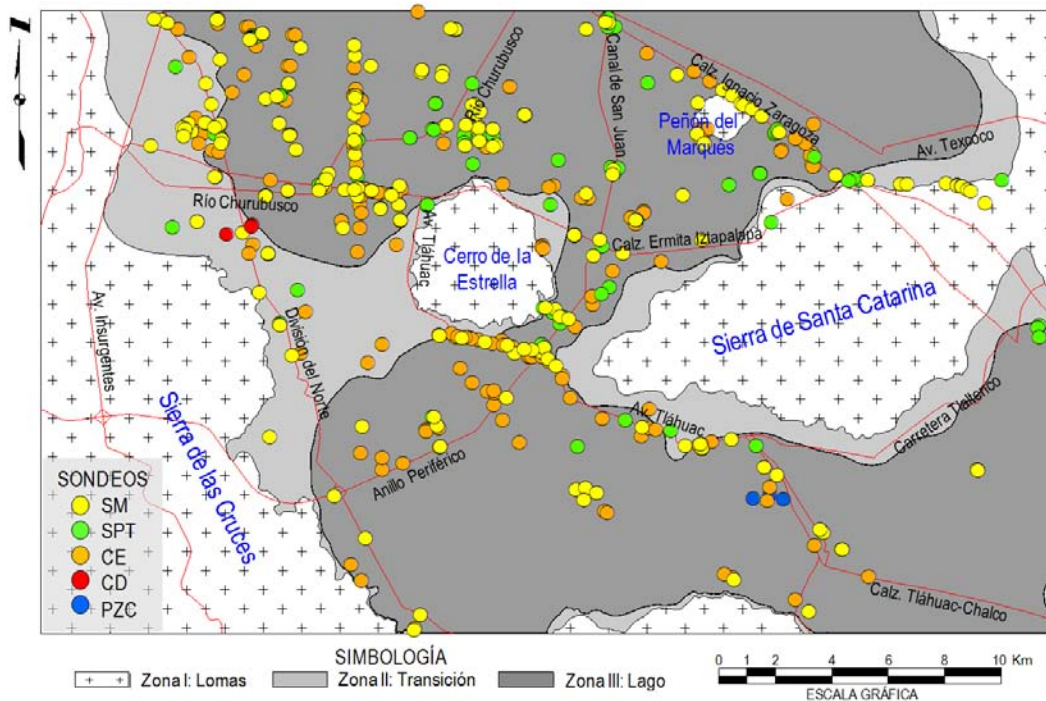


Figura 2.69 Ubicación de sondeos para el análisis de la distribución espacial de la profundidad de la FAI.

b) Descripción estadística

Considerando los valores de la profundidad y aceptando la hipótesis de ergodicidad, se estiman los principales parámetros estadísticos, Tabla 2.16.

Tabla 2.16 Parámetros estadísticos de la profundidad de la FAI.

Parámetros estadísticos	
Media	26.54
Mediana	25.2
Moda	23.0
Desviación estándar	11.25
Total de registros	473

c) Análisis estructural

Análisis de tendencia

Los coeficientes que describen la tendencia para la profundidad de la FAI en el plano de regresión lineal (Figura 2.70) de ecuación $V = ax + by + c$ son:

$$a = -0.00010178; b = 0.00018310 \text{ y } c = -336.91578786$$

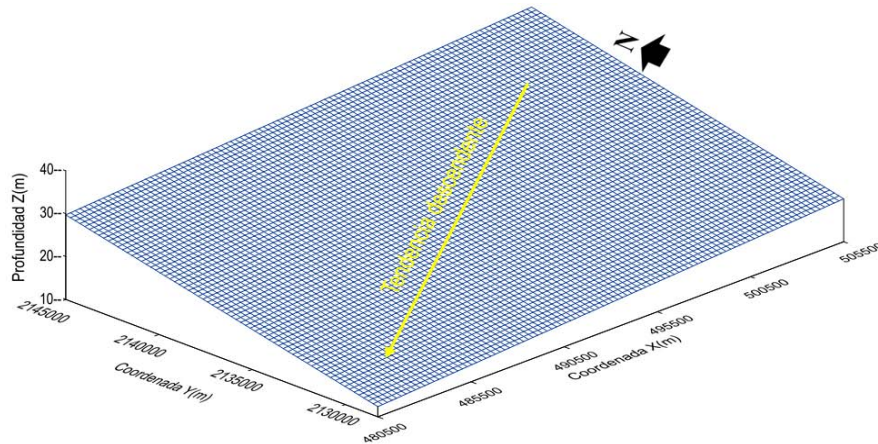


Figura 2.70 Plano de regresión lineal de la profundidad de la frontera superior de la FAI.

De acuerdo con el plano de regresión, se observa una clara tendencia descendente del nororiente hacia el surponiente de la zona de estudio, por tanto, esta tendencia se remueve para trabajar con el campo residual.

Correlogramas experimentales

Los modelos de correlación espacial obtenidos se presentan en la Figura 2.71.

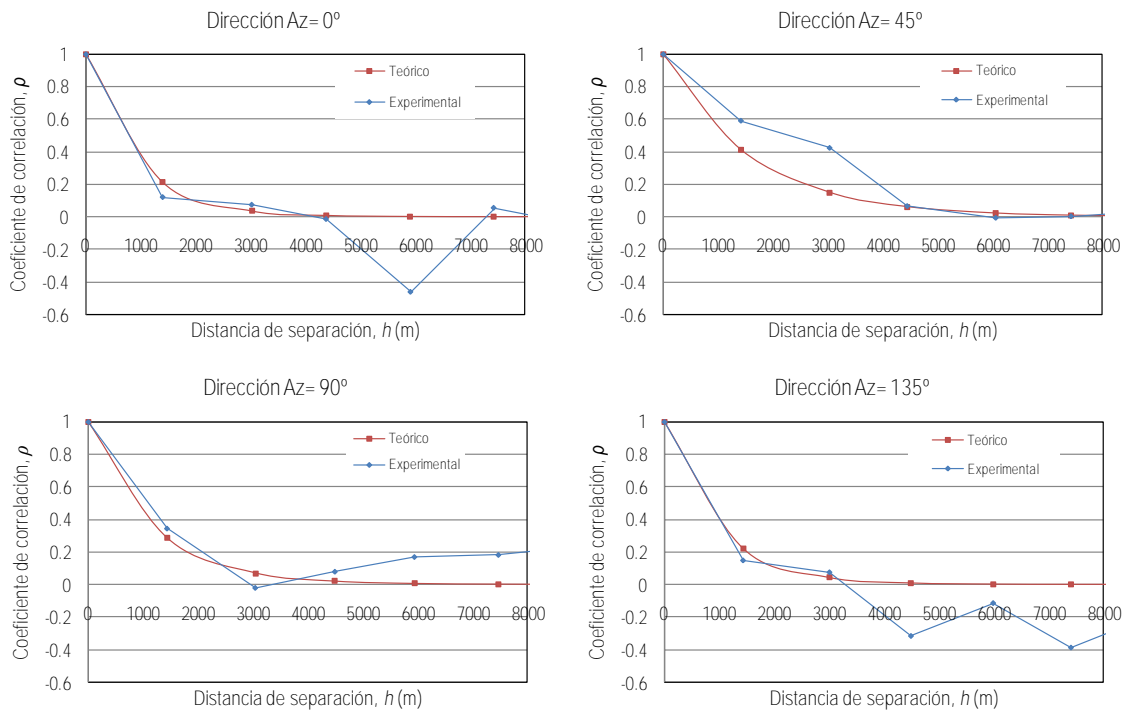


Figura 2.71 Correlogramas direccionales de la profundidad de la frontera superior de la FAI.

Distancias de correlación

A partir de los correlogramas experimentales se estiman las distancias de correlación que se indican en la Tabla 2.17.

Tabla 2.17 Distancias de correlación de la profundidad de la FAI.

Dirección (Grados)	Dist. de correlación (m)
Az = 0°	1800
Az = 45°	3200
Az = 90°	2300
Az = 135°	1900

Anisotropía

Las elipses de anisotropía del campo se construyen utilizando las distancias de correlación direccionales estimadas (Figura 2.72). El factor de anisotropía para cada una es de 0.78 considerando como dirección principal Az= 90° y de 0.59 considerando como dirección principal Az= 45°.

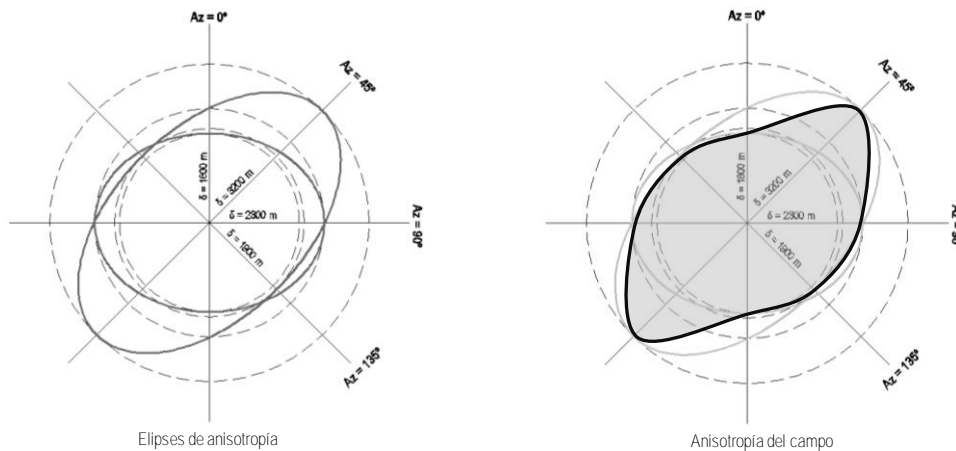


Figura 2.72 Elipses de anisotropía de la profundidad de la frontera superior de la FAI.

De acuerdo con lo anterior y con la finalidad de obtener resultados conservadores al momento de hacer la estimación, se considera más apropiado utilizar las distancias de correlación $\delta = 1800$ m en la dirección Az= 0° y $\delta = 1900$ m en la dirección Az= 135°.

d) Estimación

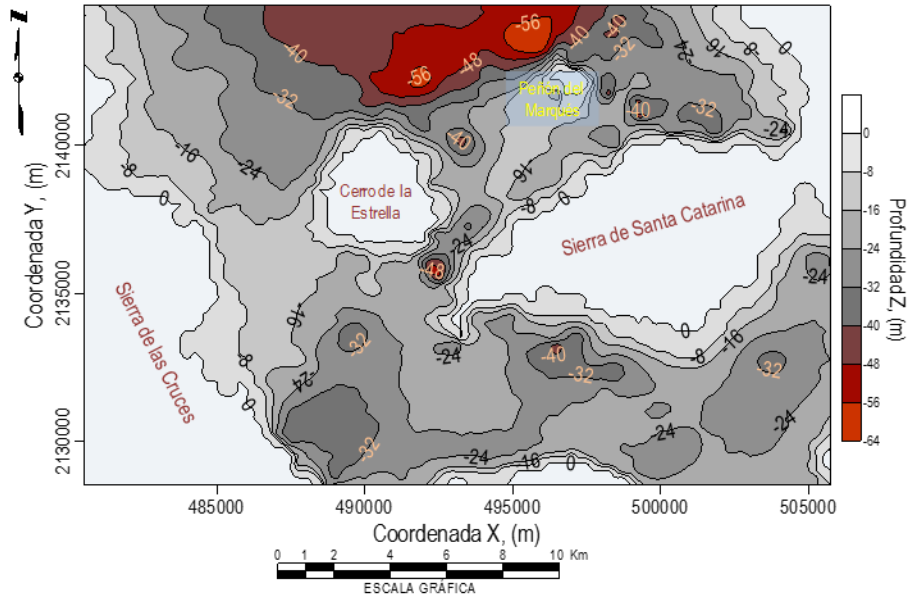
Con los datos anteriores y las distancias de correlación obtenidas, se realiza la estimación resultando valores numéricos en cada punto de la malla los cuales, representan el valor medio esperado en cada punto.

Adicionalmente, se proporciona la varianza de estimación para representar visualmente la incertidumbre asociada al estimador pudiéndose utilizar la desviación estándar para una mejor interpretación de los resultados.

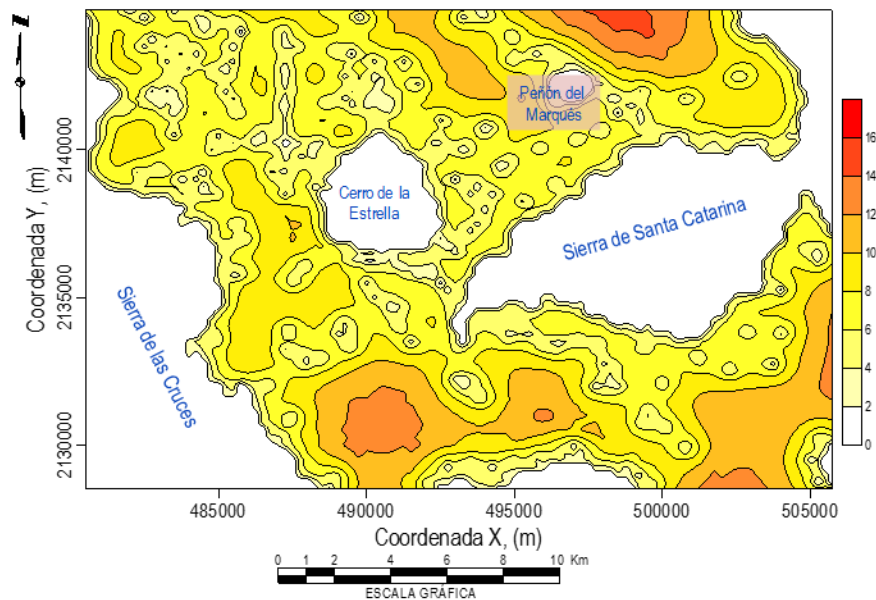
e) Mapeo

En la Figura 2.73a) se muestra el mapa de contornos con la estimación de la frontera superior de la FAI. De acuerdo con la escala de colores, esta capa se observa distribuida de manera más o menos uniforme sobre todo en las zonas lacustres al norte del área estudiada. Asimismo, en la Figura 2.73b) se presenta la desviación estándar donde se puede apreciar que la incertidumbre en la estimación va aumentando en las zonas donde se reduce la cantidad de sondeos.

A partir del mapeo de los valores estimados para la profundidad de la FAI, y asociándolos con la profundidad estimada a la que se encuentran los DP, se observa que el espesor promedio de esta capa es de 14 m, ubicándose incluso espesores superiores a los 20 m al nororiente, entre el Cerro del Peñón del Marqués y la Sierra de Santa Catarina.



a) Estimación de la profundidad de la frontera superior de la FAI.



b) Desviación estándar de la estimación.

Figura 2.73 Mapa de contornos de la profundidad de la frontera superior de la FAI.

Con los mapas de contornos se construye un modelo de superficie de la zona estudiada (Figura 2.74). En esta figura la capa se observa uniformemente distribuida sobre todo al norte y además, se aprecian nuevamente las transiciones abruptas cercanas al Cerro de la Estrella y en las inmediaciones de la Sierra de Santa Catarina.

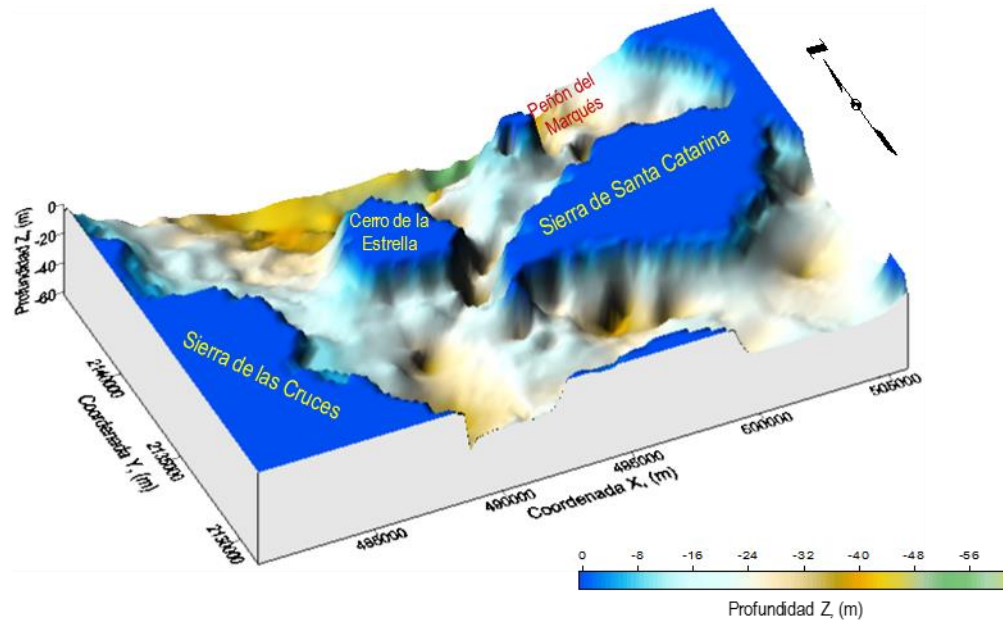


Figura 2.74 Modelo de superficie de la distribución de la profundidad de la frontera superior de la FAI.

2.12.4 Depósitos Profundos (DP)

En la Mecánica de Suelos, particularmente dentro de la Dinámica de Suelos y la Ingeniería Sísmica, el conocimiento de la distribución espacial de los DP es de suma importancia debido a que permite estimar la respuesta del suelo ante un evento sísmico y con esto, lograr un mejor diseño de las obras de ingeniería.

Asimismo, la profundidad de los DP define las tres zonas geotécnicas (lomas, transición y lago) que propone el RCDF (GDF, 2004) para fines de reglamentación en el diseño y construcción de cimentaciones, razón por la cual es conveniente realizar periódicamente los análisis que actualicen el conocimiento sobre la configuración espacial de los mismos y por ende, el mapa de zonificación geotécnica.

a) Definición del dominio del campo aleatorio

La profundidad superior de los DP representa un campo aleatorio $V(X)$ distribuido dentro de un espacio R^p , con $p=2$ (zona de estudio). El conjunto de valores medidos dentro del dominio R^p constituye una muestra de ese campo aleatorio. Para el caso de los DP, se incluyeron 691 sondeos (Tabla 2.18). En la Figura 2.75 se muestra la ubicación de los sondeos que sirvieron como soporte de los datos experimentales. Como se puede observar, el número de sondeos para esta capa es ligeramente mayor con respecto a la anterior debido a que para ésta, se tomaron sondeos aplicando las consideraciones que hace el RCDF-2004 y que establece que en zona de transición, los DP se ubican a 20 m o menos de profundidad.

Tabla 2.18 Sondeos por tipo.

Sondeo tipo	Número
Sondeo mixto (SM)	284
Penetración estándar (SPT)	143
Cono eléctrico (CE)	251
Cono dinámico (CD)	10
Piezocono eléctrico (PZC)	3

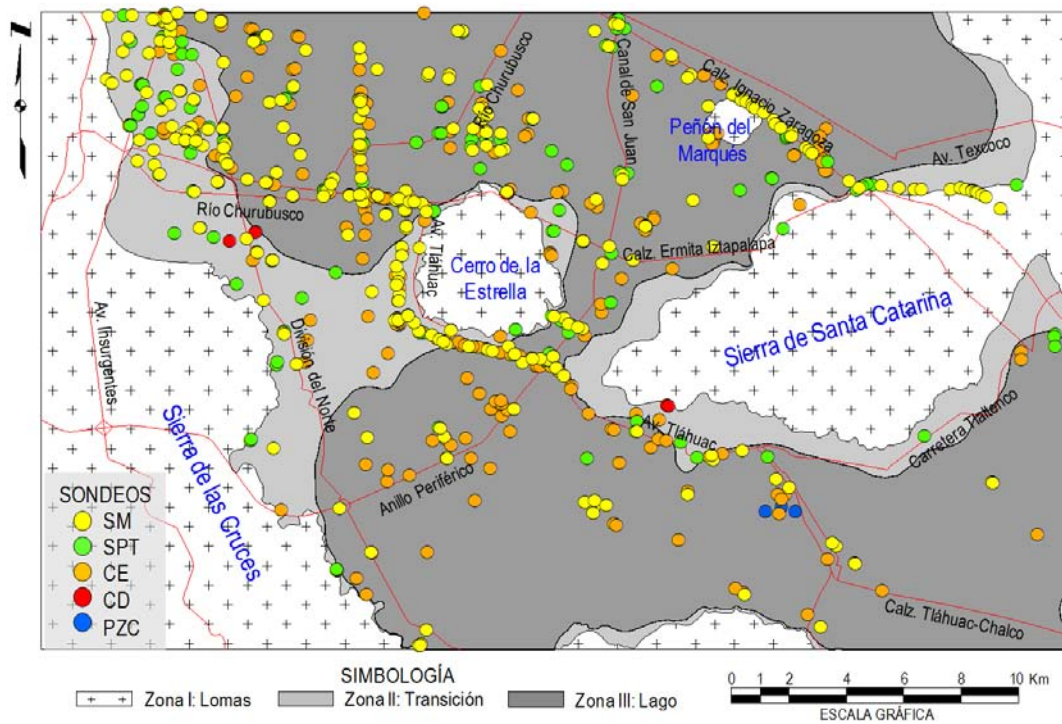


Figura 2.75 Ubicación de sondeos para el análisis de la distribución espacial de la profundidad de los DP.

b) Descripción estadística

Considerando los valores de la profundidad y aceptando la hipótesis de ergodicidad, se estiman los principales parámetros estadísticos, Tabla 2.19.

Tabla 2.19 Parámetros estadísticos de la profundidad de los DP.

Parámetros estadísticos	
Media	31.81
Mediana	30.0
Moda	13.0
Desviación estándar	16.27
Total de registros	691

c) Análisis estructural

Análisis de tendencia

Los coeficientes que describen la tendencia para la profundidad de los DP en el plano de regresión lineal (Figura 2.76) de ecuación $V = ax + by + c$ son:

$$a = -0.00029001; b = 0.00042635 \text{ y } c = -762.75963599$$

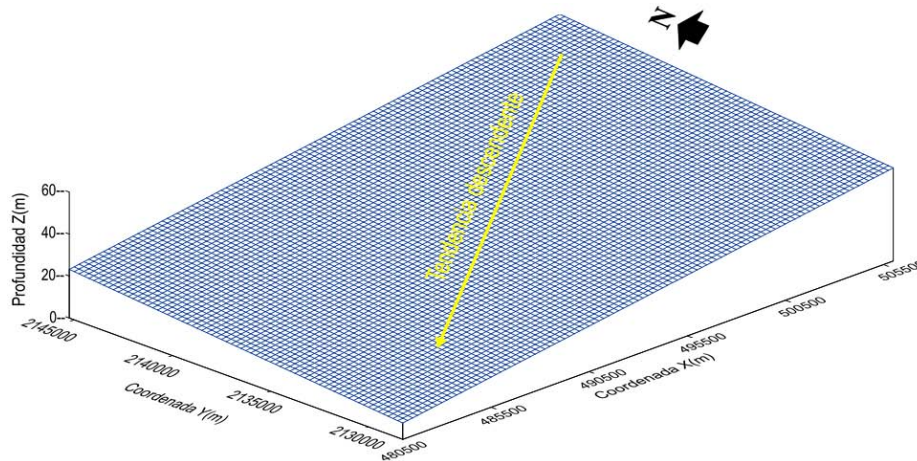


Figura 2.76 Plano de regresión lineal de la profundidad de la frontera superior de los DP.

De la misma manera que los casos anteriores, se observa una clara tendencia descendente del nororiente hacia el surponiente de la zona de estudio, por tanto, la tendencia se remueve para trabajar con el campo residual.

Correlogramas experimentales

Los modelos de correlación espacial obtenidos para las cuatro direcciones preferenciales se muestran en la Figura 2.77.

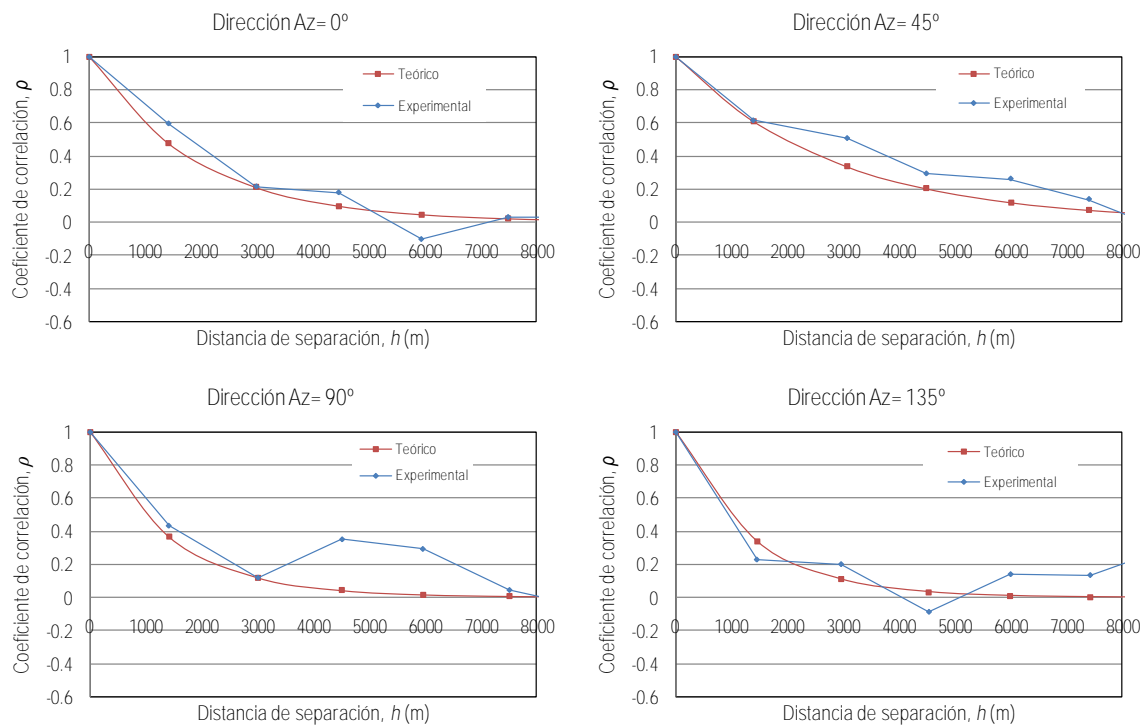


Figura 2.77 Correlogramas direccionales de la profundidad de los DP.

Distancias de correlación

A partir de los correlogramas experimentales se estiman las distancias de correlación que se indican en la Tabla 2.20.

Tabla 2.20 Distancias de correlación de la profundidad de los DP.

Dirección (Grados)	Dist. de correlación (m)
Az = 0°	3800
Az = 45°	5600
Az = 90°	2800
Az = 135°	2700

Anisotropía

Las elipses de anisotropía del campo se construyen utilizando las distancias de correlación direccionales estimadas (Figura 2.78). Los factores de anisotropía obtenidos para cada una de las elipses son de 0.74 considerando como dirección principal Az= 0° y de 0.48 considerando como dirección principal Az= 45°.

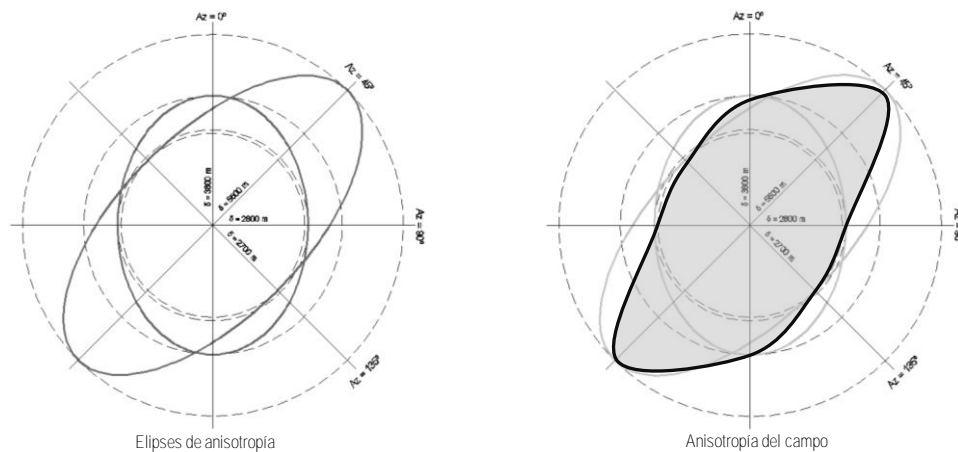


Figura 2.78 Elipses de anisotropía de la profundidad de los DP.

De acuerdo con lo anterior y con la finalidad de obtener resultados conservadores al momento de hacer la estimación, se considera más apropiado utilizar las distancias de correlación $\delta = 2800$ m en la dirección Az= 90° y $\delta = 2700$ m en la dirección Az= 135°.

d) Estimación

Con los datos anteriores y las distancias de correlación obtenidas, se realiza la estimación resultando valores numéricos en cada punto de la malla los cuales, representan el valor medio esperado en cada punto.

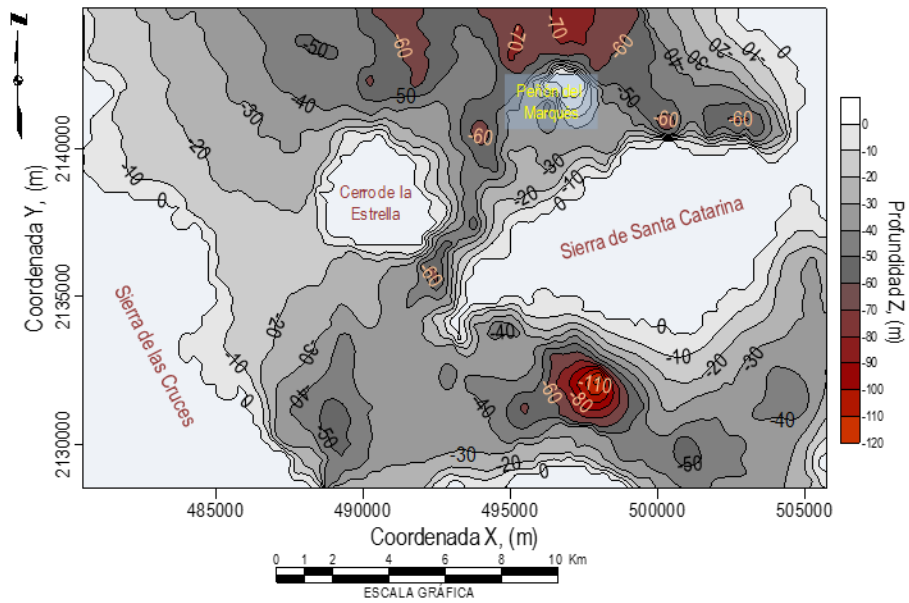
Adicionalmente, se proporciona la varianza de estimación para representar visualmente la incertidumbre asociada al estimador pudiéndose utilizar la desviación estándar para una mejor interpretación de los resultados.

e) Mapeo

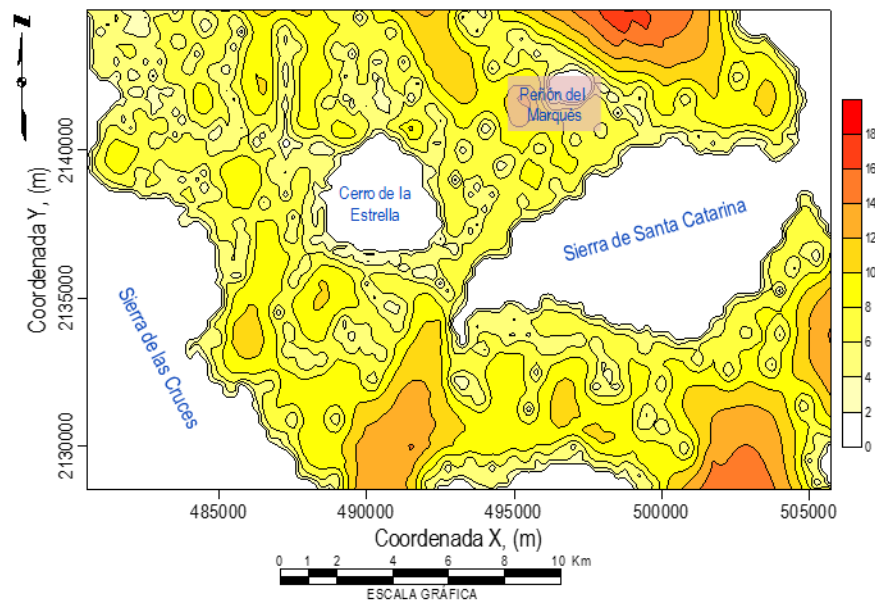
En la Figura 2.79a) se muestra el mapa de contornos con la estimación de dónde se encuentra la frontera de los DP. De acuerdo con la escala de colores, en esta capa se observa que la profundidad a la cual se ubica depende mucho de la zona donde se encuentre. Esto es, mientras más cercano esté un sondeo a la zona de lomas, los Depósitos Profundos se hallarán a menor profundidad con excepción de las zonas en donde la transición es abrupta como la que se presenta al nororiente de la Sierra de Santa Catarina. Asimismo, en la Figura 2.79b) se presenta la desviación estándar donde se puede apreciar cómo la incertidumbre es ligeramente mayor en algunas zonas con relación a las capas anteriores, esto es debido a que la cantidad de sondeos que alcanzan profundidades superiores a los 50 m es muy escasa.

A partir del mapeo de los valores estimados para determinar la profundidad a la que se encuentran los DP, se verificó la variabilidad de su ubicación, haciendo evidente que mientras más se adentre a la zona del lago, se encontrarán a mayor profundidad, siendo al norte del Cerro del Peñón del Marqués donde se ubicó la mayor superficie con una profundidad superior a los 60 m; aunque, la zona en la que se localizaron a mayor profundidad, es en las inmediaciones de donde se ubican los talleres de la Línea 12 del STC en la Delegación Tláhuac, alcanzando una profundidad superior a los 100 m.

Cabe mencionar, que esta estimación se basa en la información obtenida de cinco sondeos profundos (tres de cono eléctrico y dos de piezocono eléctrico) ubicados en dicha zona, los cuales indican la presencia de grandes espesores de arcilla al presentar muy poca resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de todo el perfil.



a) Estimación de la profundidad de la frontera superior de los DP.



b) Desviación estándar de la estimación.

Figura 2.79 Mapa de contornos de la profundidad de la frontera superior de los DP.

Con los mapas de contornos se construye un modelo de superficie de la zona (Figura 2.80). En esta figura puede apreciarse cómo aparentemente, existe una relación entre las formaciones rocosas de la Sierra de Santa Catarina con el Cerro del Peñón del Marqués en la zona de lomas al nororiente de la zona de estudio. De igual manera, al poniente, se aprecia la zona de transición entre el Cerro de la Estrella y la Sierra de las Cruces establecida previamente en las NTC-DCC (GDF-2004).

De igual forma, se aprecia la gran hondonada que se forma en la superficie al sur de la Sierra de Santa Catarina formada por la estimación mencionada anteriormente en la que se ubicó a los DP a profundidades superiores a los 100 m.

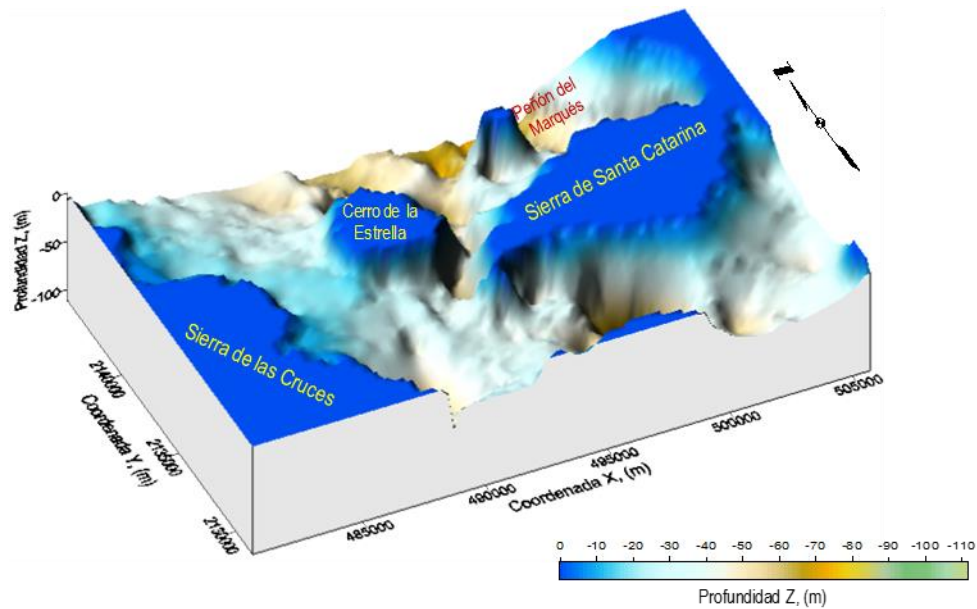


Figura 2.80 Modelo de superficie de la distribución de la profundidad de los DP.

Al hacer la revisión general de los mapas de contornos obtenidos para las estimaciones de las diferentes capas y, basándose en las escalas de colores, puede apreciarse que existe coherencia entre la disposición de las fronteras y su configuración.

Asimismo, en los gráficos de la desviación estándar puede verse claramente dónde hace falta información (sondeos) que permita definir con mayor precisión los límites y fronteras en las zonas donde la incertidumbre es considerable.

Por tanto, como puede observarse en las figuras anteriores, la elaboración de los mapas de contornos facilita notablemente la visualización de la distribución y la profundidad a la que se encuentran las diferentes capas que componen el subsuelo. De igual manera, la creación de la imagen de estos contornos en modelos de superficie, facilita aún más la comprensión de los mapas debido a que ilustran una aproximación de la configuración del terreno en las capas con lo cual, se puede tener una idea de los espesores y la ubicación de posibles anomalías en la capa de interés.

2.13 PROPUESTA DE ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA

Una de las aplicaciones directas de los resultados obtenidos en los análisis geoestadísticos realizados en este trabajo, es que permiten afinar los límites entre las fronteras de las zonas geotécnicas propuestas en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF; GDF, 2004).

El RCDF (GDF, 2004) en sus Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTC-DCC; GDF-2004), plantea que los Depósitos Profundos (DP) en la zona de transición se encuentran a 20 m de profundidad o menos. Por tanto, con base en esa información, se considera que los sondeos que presentan estratos importantes de suelos resistentes por debajo de esa profundidad, pertenecen a esta capa:

asimismo, esta profundidad se toma como parámetro para delimitar la frontera entre la zona II (transición) y la zona III (lacustre o del lago).

Con base en los resultados obtenidos anteriormente, se propone un nuevo mapa de zonificación geotécnica con la intención de definir de manera más precisa las actuales fronteras entre las zonas geotécnicas. En la Figura 2.81 se muestra el mapa de zonificación geotécnica vigente de las NTC-DCC (GDF, 2004) y el mapa propuesto para la zona sur del Valle de México indicando los puntos (sondeos) que marcan la diferencia entre ellos.

Adicionalmente, para validar las modificaciones propuestas al mapa de zonificación geotécnica, en las Figuras 2.82a), 2.82b), 2.82c) y 2.82d) se muestra la caracterización de los sondeos geotécnicos que sirven de soporte para la estimación de las profundidades de los DP en las zonas donde se identifican diferencias entre los mapas de zonificación.

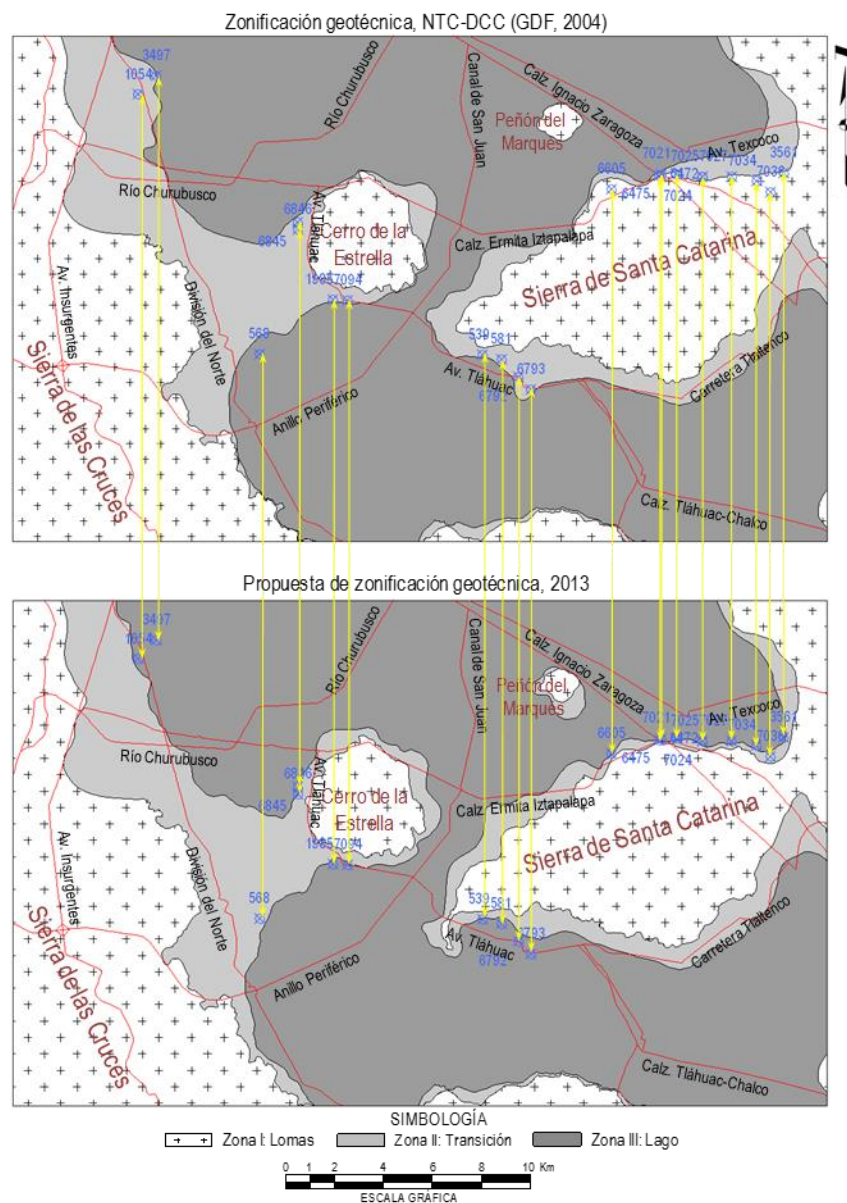


Figura 2.81 Modificaciones propuestas al mapa de zonificación geotécnica vigente.

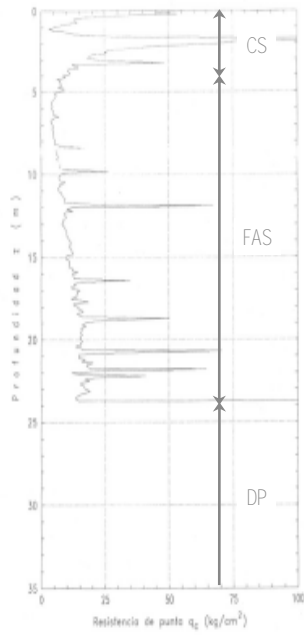
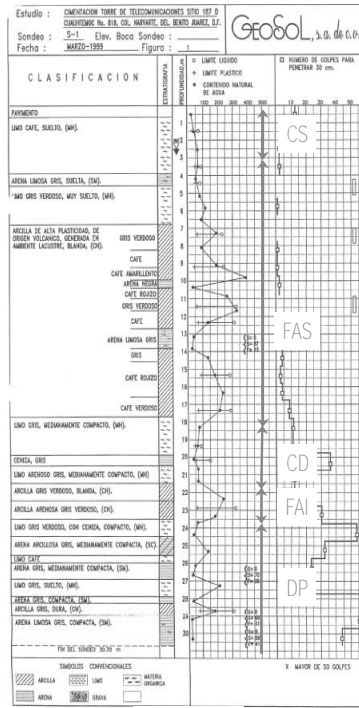
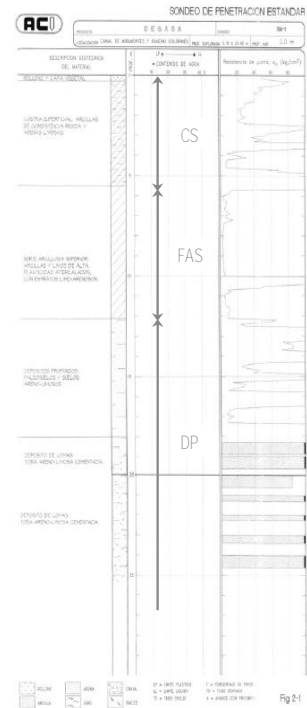


Fig 1-1
Sondeo de cono eléctrico SCE-1

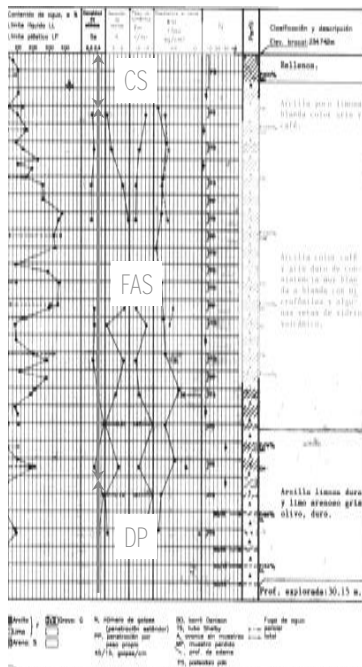
Sondeo 1054



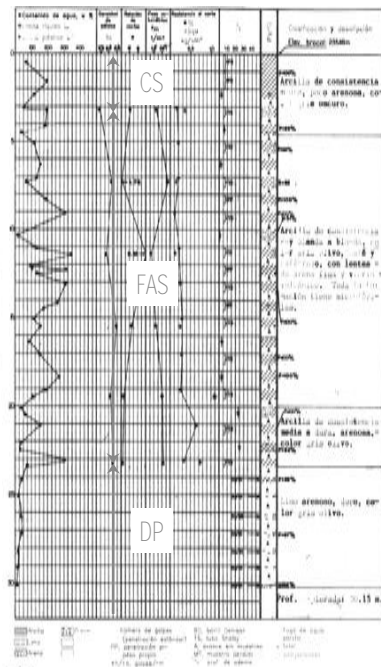
Sondeo 3497



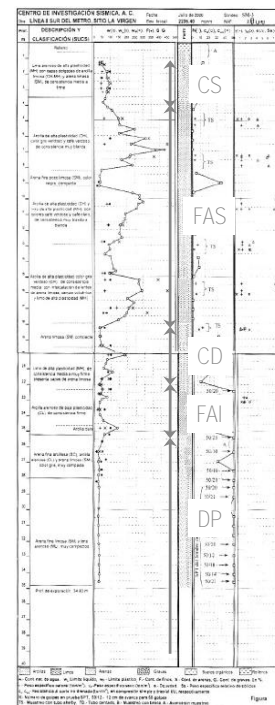
Sondeo 568



Sondeo 6845



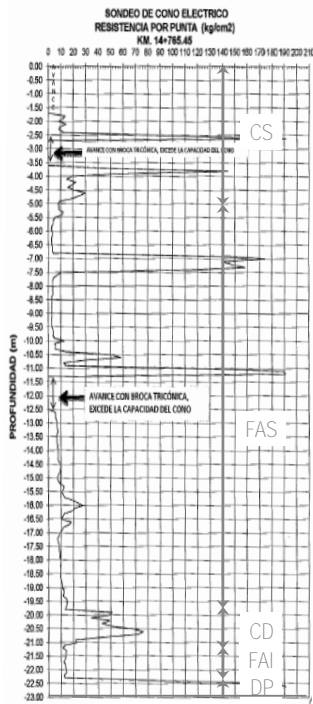
Sondeo 6846



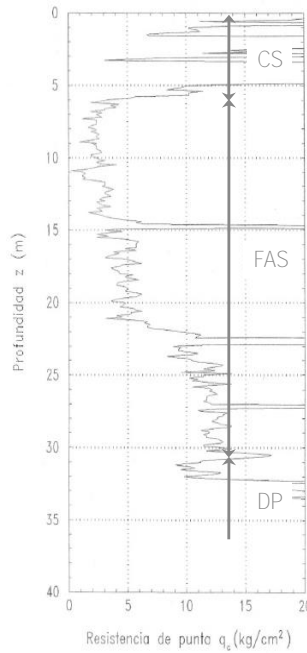
Sondeo 1985

CS: Costra Superficial; FAS: Formación Arcillosa Superior; CD: Capa Dura;
FAI: Formación Arcillosa Inferior; DP: Depósitos Profundos

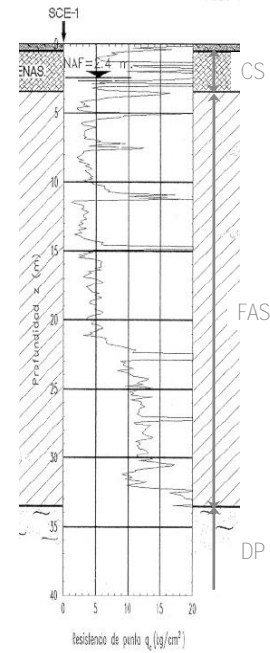
Figura 2.82a) Caracterización de los sondeos geotécnicos que validan los cambios al mapa de zonificación geotécnica.



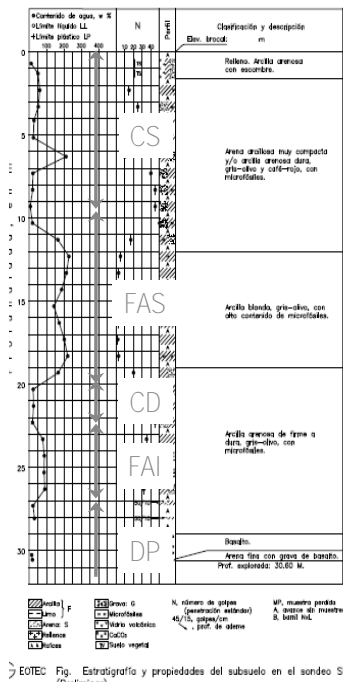
Sondeo 7094



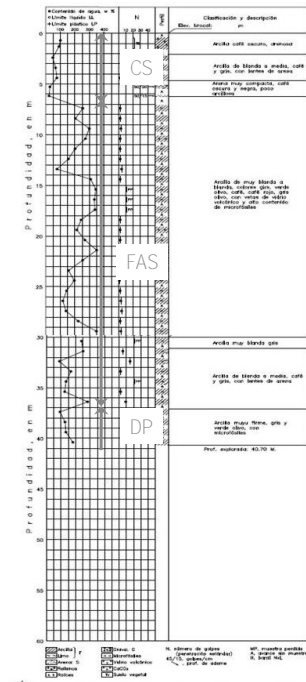
SCE-1
Sondeo 539



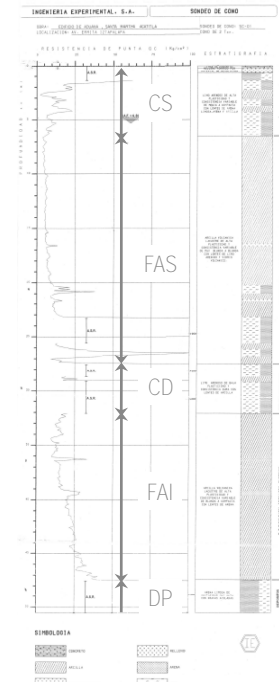
SCE-1
Sondeo 581



Sondeo 6792



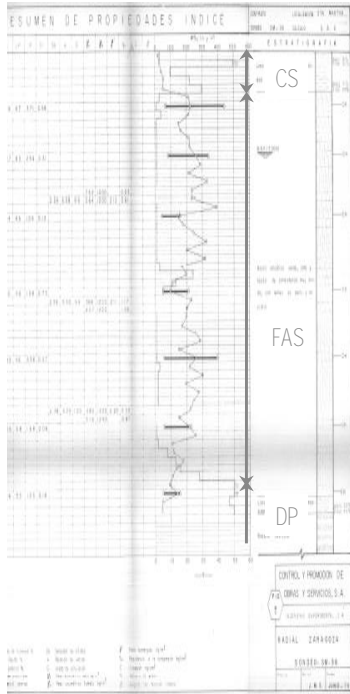
Sondeo 6793



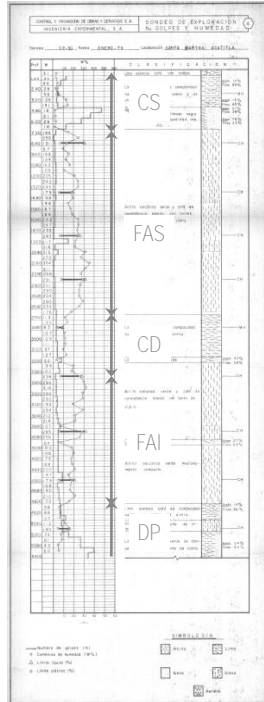
Sondeo 6605

CS: Costra Superficial; FAS: Formación Arcillosa Superior; CD: Capa Dura; FAI: Formación Arcillosa Inferior; DP: Depósitos Profundos

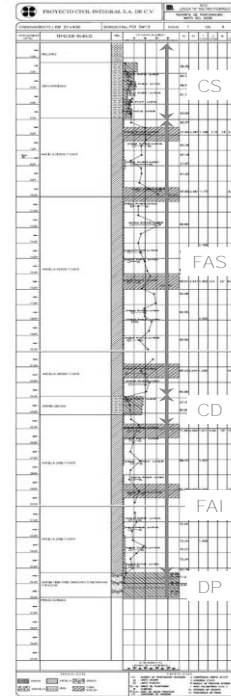
Figura 2.82b) Caracterización de los sondeos geotécnicos que validan los cambios al mapa de zonificación geotécnica.



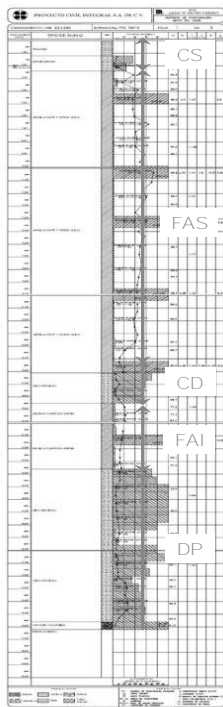
Sondeo 6472



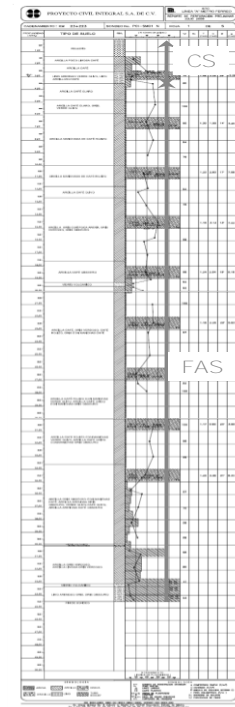
Sondeo 6475



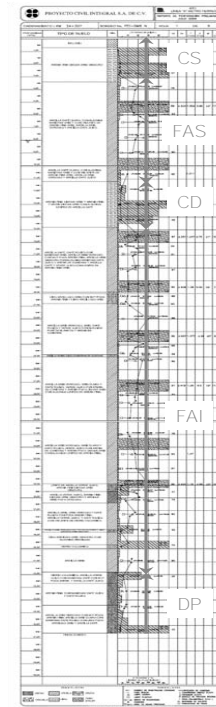
Sondeo 7021



Sondeo 7024



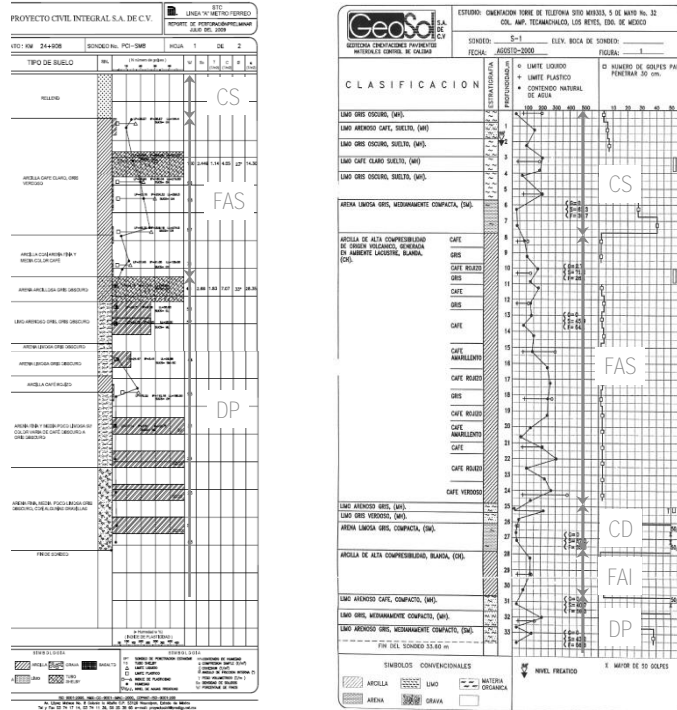
Sondeo 7027



Sondeo 7034

CS: Costra Superficial; FAS: Formación Arcillosa Superior; CD: Capa Dura;
 FAI: Formación Arcillosa Inferior; DP: Depósitos Profundos

Figura 2.82c) Caracterización de los sondeos geotécnicos que validan los cambios al mapa de zonificación geotécnica.



Sondeo 7036

Sondeo 3561

Costra Superficial; FAS: Formación Arcillosa Superior; CD: Capa Dura;
FAI: Formación Arcillosa Inferior; DP: Depósitos Profundos

Figura 2.82d) Caracterización de los sondeos geotécnicos que validan los cambios al mapa de zonificación geotécnica.

Después de afinar y verificar la consistencia de las modificaciones propuestas, en la Figura 2.83 se presenta el mapa de zonificación geotécnica actualizado resultante.

En esta figura se observa que los cambios más significativos se presentan en toda la zona que abarca la Sierra de Santa Catarina en donde, además de modificar los límites al norte, también se incorporó la llamada Loma de San Luis (considerada como una anomalía geotécnica) al poniente.

El criterio utilizado para realizar dichas modificaciones fue tomando como base la topografía y la frontera que delimitaba la zona de lomas actual. Combinando esa información con la de los sondeos geotécnicos que indican la presencia de arcilla a una profundidad superior a los 20 m, se ajustaron los límites razonablemente para formar una nueva frontera para la zona de lomas.

Asimismo, con la información de los sondeos geotécnicos ubicados en las inmediaciones del Cerro del Peñón del Marqués, la superficie que lo delimitaba se redujo ligeramente formando una zona de transición alrededor de éste, siendo abrupta al norte y al poniente; y suave al suroriente.

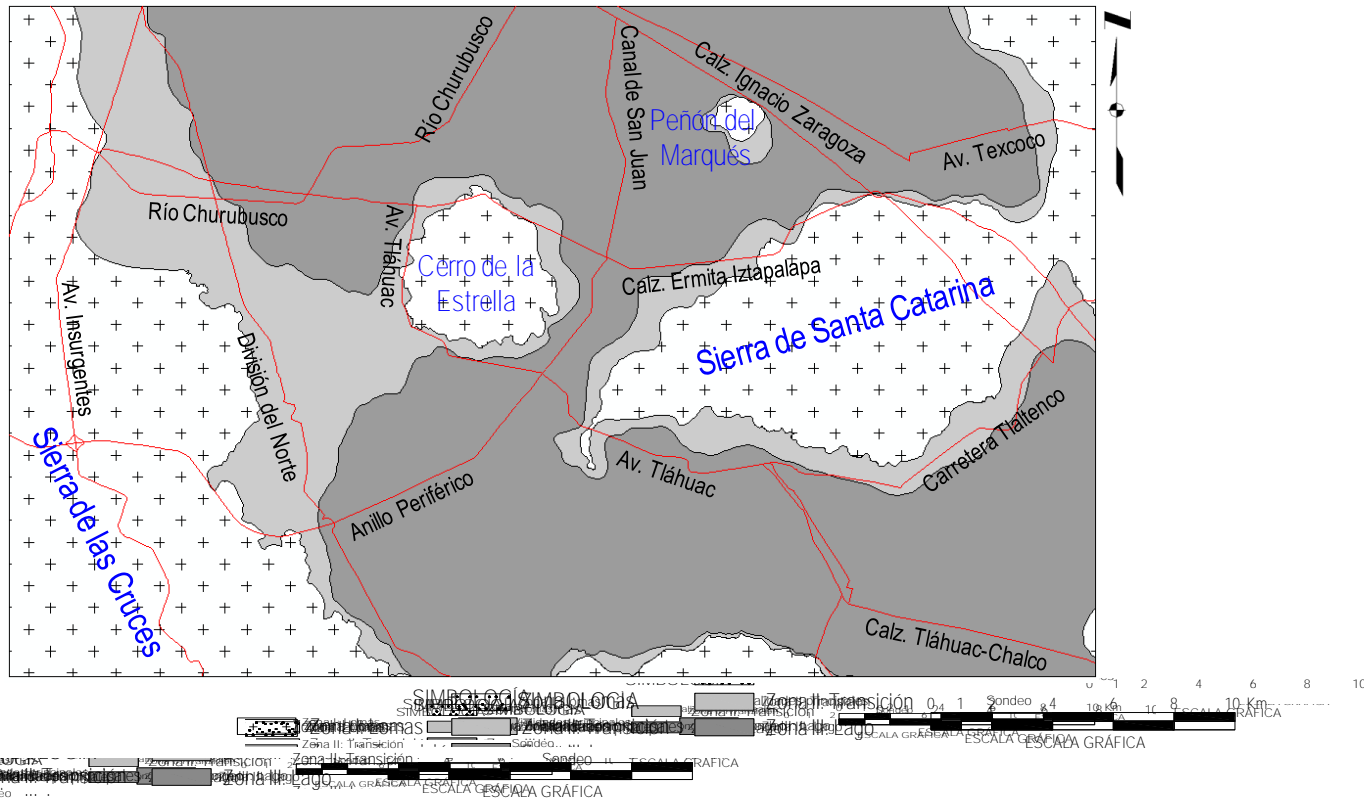


Figura 2.83 Mapa de zonificación geotécnica propuesto, 2013.

Entre los cambios que se muestran en la propuesta, se observa que el área de la zona de transición ubicada al pie de la Sierra de las Cruces se reduce levemente en algunos puntos hacia el norte y en la conexión con el Cerro de la Estrella, mientras que al sur se presenta una ligera ampliación en la misma. De igual manera, la zona de transición que se encuentra al nororiente del Cerro de la Estrella se reduce ajustándose un poco más a la topografía del mismo.

Cabe señalar que debido a la escasa información que se tiene en la zona sur del área estudiada, la estimación obtenida fue poco confiable, por tanto, se optó por conservar parte de la frontera que delimita los Depósitos Profundos que se establece actualmente en las NTC-DCC (GDF, 2004) para complementar el mapa. Tal es el caso de la parte sur-suroriente de la Sierra de Santa Catarina y la zona del Teutli en Xochimilco, la cual no tuvo modificación alguna.

La finalidad de este mapa es la de contribuir a mejorar la zonificación geotécnica actual estableciendo fronteras más precisas y con esto tener una mejor ubicación de los diferentes tipos de suelo que se encuentran en la zona sur del Valle de México. Sin embargo, es necesario recalcar que se debe seguir realizando la actualización de los mapas periódicamente conforme se vaya recopilando la información, con el fin de tener cada vez mayor certeza de la ubicación de los límites entre las zonas geotécnicas.

3 SOLUCIONES CONSTRUCTIVAS ADOPTADAS PARA UNA OBRA DEL TRANSPORTE COLECTIVO METRO

En la zona sur del Valle de México se construyó una nueva línea del Sistema de Transporte Colectivo (STC) Metro. Con esta nueva vía férrea se pretende brindar un servicio de transporte masivo de pasajeros en forma segura, económica y rápida a la población. En este capítulo se describe el proyecto y se plantean las soluciones constructivas adoptadas para su ejecución.

3.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El trazo de la nueva línea de transporte llamada *Línea 12* inicia al oriente del Valle de México en el pueblo de Tláhuac y termina al poniente en la colonia Mixcoac, cruzando por las delegaciones Tláhuac, Iztapalapa, Coyoacán, Benito Juárez y Álvaro Obregón (Figura 3.1).

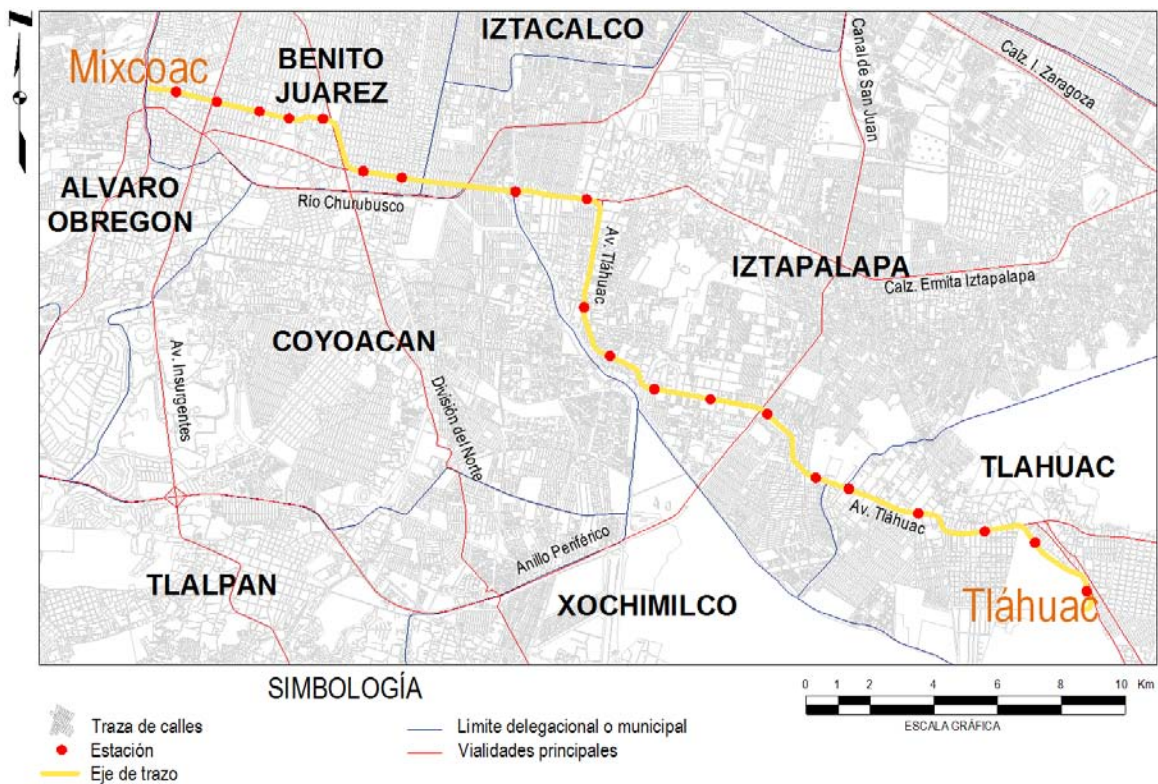


Figura 3.1 Localización y trazo de la Línea.

La nueva línea de transporte está conformada por 20 estaciones (incluyendo terminales), de las cuales cuatro tienen correspondencia con las Líneas 2, 3, 7 y 8 de la red del STC, como se indica en la Figura 3.2 y la Tabla 3.1.



Figura 3.2 Mapa de la Red del Sistema de Transporte Colectivo.

Tabla 3.1 Estaciones por tipo Línea 12, STC.

No.	Estación	Tipo	No.	Estación	Tipo
1.	Tlálhuac	Terminal	11.	Pueblo Cuahuacán	de paso
2.	Tlaltenco	de paso	12.	Atlalilco	Correspondencia (con Línea 8)
3.	Zapotitlán	de paso	13.	Mexicaltzingo	de paso
4.	Nopalera	de paso	14.	Ermita	Correspondencia (con Línea 2)
5.	Olivos	de paso	15.	Eje Central	de paso
6.	San Lorenzo	de paso	16.	Parque de los Venados	de paso
7.	Periférico Oriente	de paso	17.	Zapata	Correspondencia (con Línea 3)
8.	Calle 11	de paso	18.	20 de Noviembre	de paso
9.	Santa María Tomatlán	de paso	19.	Insurgentes Sur	de paso
10.	San Andrés Tomatlán	de paso	20.	Mixcoac	Terminal/correspondencia (con Línea 7)

El trazo de esta Línea es el más largo de toda la red actual, tiene una longitud total de 25.1 km de los cuales 24.5 son de servicio y el resto son para maniobras y depósito de trenes. Los trenes son de rodadura férrea, con alimentación de energía eléctrica en alta tensión a 230 KVA y sistema de tracción de línea elevada de contacto (catenaria) de 1500 vcc (volts con corriente continua).

A lo largo del trazo, la línea cuenta con cuatro tipos de soluciones constructivas: túnel profundo, cajón subterráneo somero, cajón superficial y puente elevado. En Tláhuac inicia en cajón superficial (tramo Tláhuac-Tlaltenco); al llegar a la Avenida Tláhuac cambia a viaducto elevado (tramo Zapotitlán-Pueblo Culhuacán), esta solución estructural continúa hasta antes de llegar a la calle Ganaderos donde se pasa a una solución de cajón subterráneo somero (tramo antes y después de la estación Atlalilco). Con este tipo de solución estructural cambia su dirección hacia el poniente sobre la Calzada Ermita Iztapalapa hasta llegar a la calle Centeno, siendo este sitio el punto donde cambia a túnel profundo (tramo Mexicaltzingo-Mixcoac) conservando esta solución estructural hasta la estación Mixcoac (Figura 3.3).

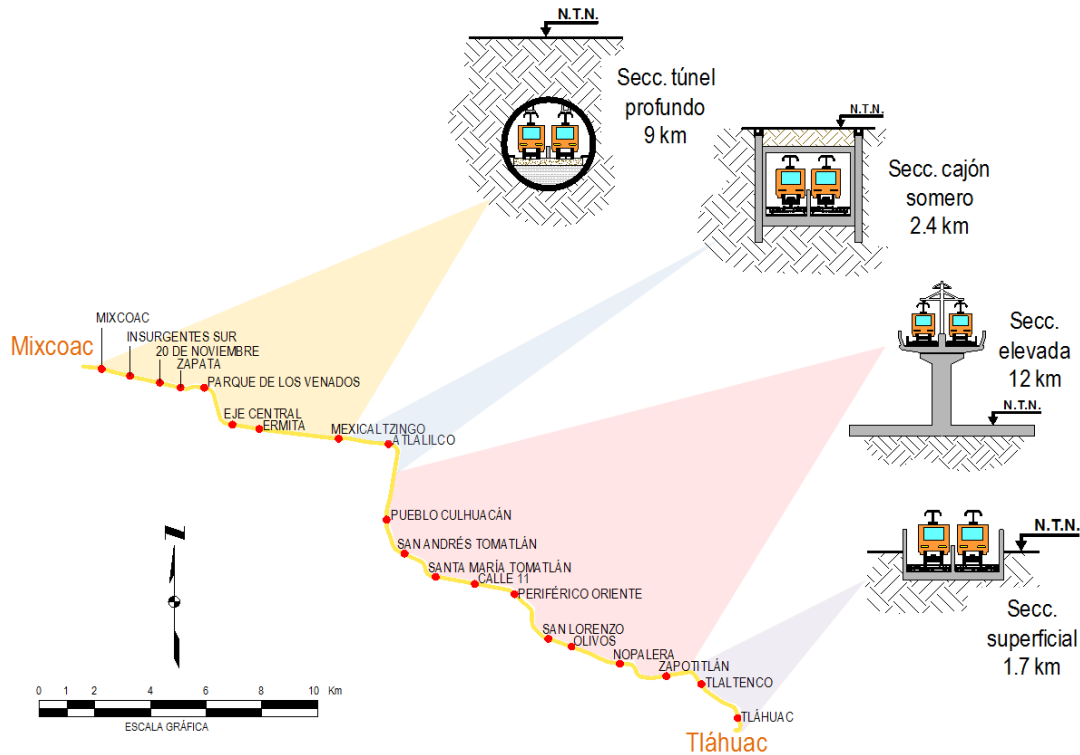


Figura 3.3 Soluciones constructivas de la Línea 12.

Por otra parte, en la zona sur del valle de México se encuentran numerosas anomalías geotécnicas y el trazo de la Línea cruza por algunas de ellas, como se muestra en la Figura 3.4. La presencia de estas anomalías puede afectar el comportamiento de la nueva Línea, por tal motivo, esta información se consideró en el diseño a fin de evitar posibles afectaciones a las estructuras.

De acuerdo con las diferentes soluciones estructurales, el tipo de cimentación requerido es diferente para cada tramo. Por tanto, fue necesario realizar las adecuaciones necesarias a las soluciones constructivas tomando en cuenta las características del subsuelo, las magnitudes del hundimiento regional y las solicitaciones sísmicas en cada caso. Asimismo, se tomaron en cuenta las medidas convenientes en el diseño para que la superestructura fuera capaz de absorber las deformaciones por asentamientos diferenciales y desplazamientos horizontales debido a los diferentes tipos de suelo por los que atraviesa esta Línea a lo largo de su trazo.

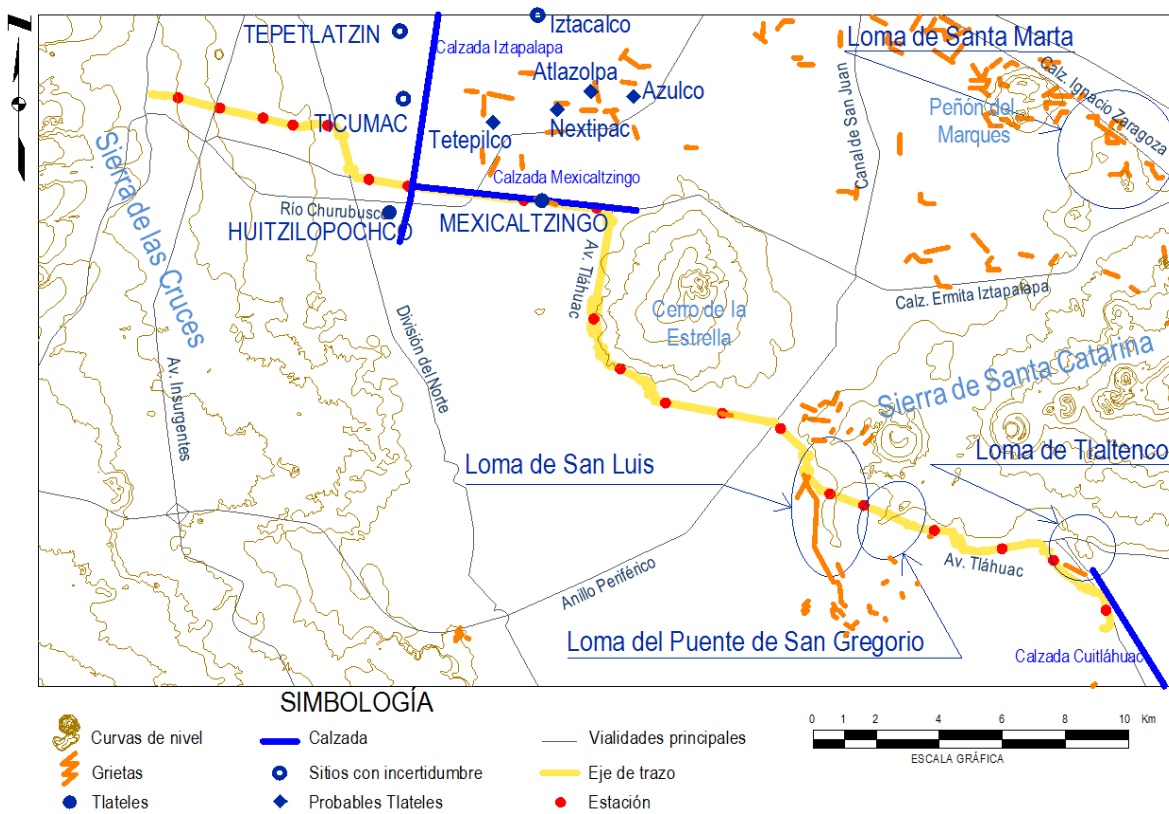


Figura 3.4 Ubicación de anomalías geotécnicas.

3.2 TRAMO EN TÚNEL

Debido a que al lado poniente del trazo de la vía se encuentran varias vialidades primarias con un importante flujo vehicular, se optó por construir la obra en túnel profundo.

La preparación para este procedimiento constructivo consiste en la excavación de un túnel vertical llamado lumbrera por la cual se introduce una tuneladora tipo escudo que es la máquina que se encarga de la excavación y construcción del túnel simultáneamente.

Para este proyecto, el tramo en túnel profundo se ubica en el tramo de Mexicaltzingo a Mixcoac, su longitud es de aproximadamente 9 km e incluye las estaciones Mexicaltzingo, Ermita, Eje Central, Parque de los Venados, Zapata, 20 de Noviembre, Insurgentes Sur y Mixcoac (Figura 3.5).

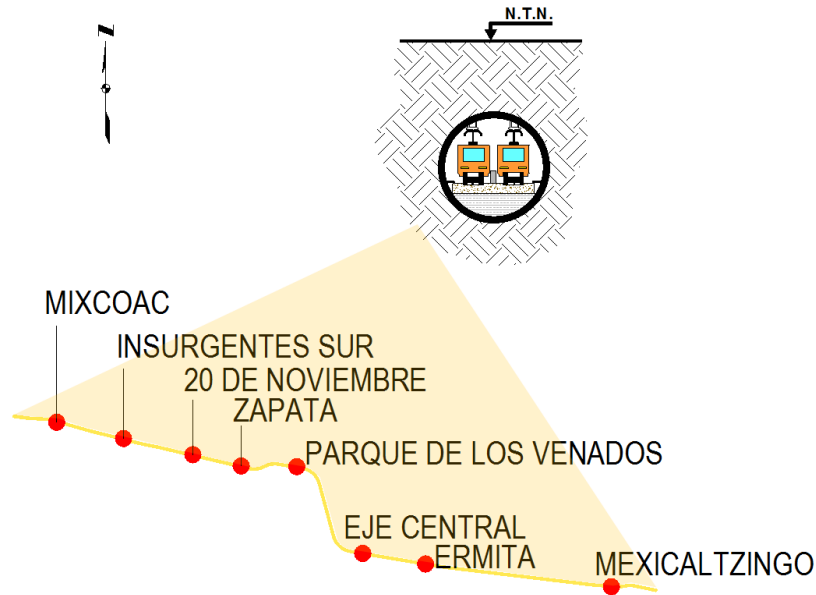


Figura 3.5 Sección en túnel profundo.

Cabe destacar que una de las ventajas de esta solución es que induce menos afectaciones a la población, puesto que su construcción se realiza principalmente por debajo del Nivel de Terreno Natural (NTN), por consiguiente, las instalaciones municipales superficiales prácticamente no se ven afectadas.

3.2.1 Elección del tipo de escudo

De manera simplista, los escudos son máquinas integrales capaces de excavar túneles a sección completa a la vez que colaboran en la colocación del sostenimiento. El utilizar este tipo de tuneladoras en obras de gran importancia como el Metro, los túneles carreteros, el drenaje profundo, etc., ha aportado enormes avances al desarrollo de la movilidad y las obras civiles a nivel mundial.

Existen tres tipos básicos de tuneladoras: Tuneladoras de Roca Dura (TBM), Escudos de Presión de Tierras (EPB) e Hidroescudos. El tipo de suelo a perforar determina cuál es el tipo de tecnología que se debe emplear.

Las Tuneladoras de Roca Dura (TBM: Tunnel Boring Machine), son máquinas relativamente simples que funcionan empujando contra el terreno unos discos de metal que producen la rotura del terreno de forma tal, que la roca se laja y es extraída mediante cangilones en la cabeza de corte que vierten el escombros en una cinta que a su vez lo vierte sobre otra lateral hacia el exterior. El sostenimiento se hace comúnmente con sistemas convencionales, es decir, anclas, marcos y concreto lanzado.

Los Escudos de Presión de Tierras (EPB: Earth Pressure Balanced), se usan cuando el frente de la excavación no es estable. Estas máquinas están recubiertas por un cilindro metálico que sostiene el terreno tras la excavación y permite colocar el sostenimiento en su interior (dovelas de concreto prefabricado) sin ninguna interferencia. En el frente hay una cámara de excavación que se mantiene bajo presión donde se amasan los terrenos excavados empujándolos contra el frente mediante cilindros hidráulicos. La extracción del material se realiza por medio de un tornillo sinfín colocado al interior de la máquina.

Los Hidroescudos son adecuados para terrenos constituidos por arenas sueltas o gravas arenosas que dificultan el amasado. Estas máquinas son similares a las EPB con la diferencia de que la presión de tierras se logra mezclando el terreno excavado con un lodo de agua y arcilla y que la extracción del material se hace mediante una tubería bombeando la mezcla hacia el exterior. La desventaja de este tipo de máquinas es el tratamiento del terreno extraído que exige plantas de gran superficie para la separación de las partículas más finas.



Tunnel Boring Machine.

Earth Pressure Balanced.

Hidroescudos.

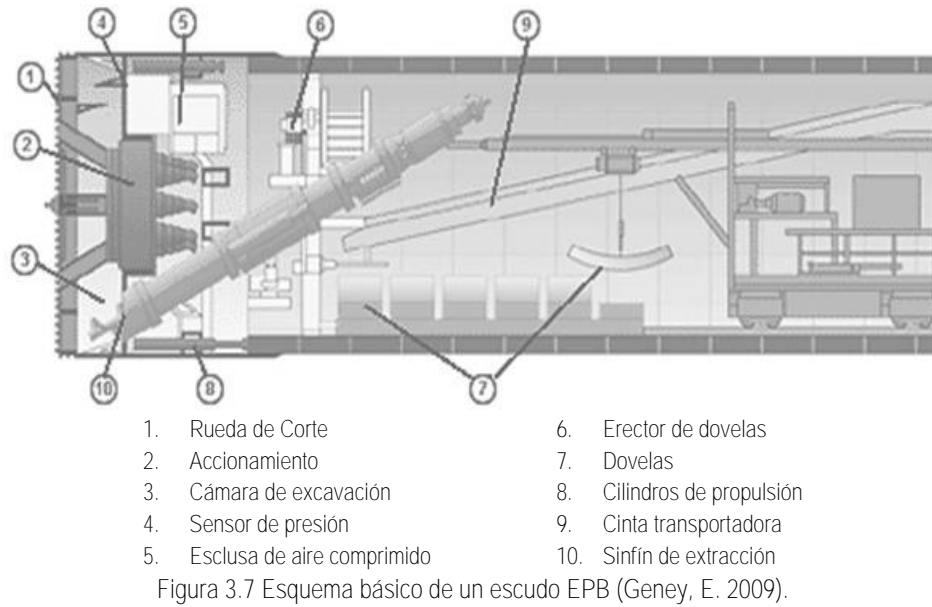
Figura 3.6 Tipos de tuneladoras existentes.

La selección del escudo es una de las partes más importantes en el proceso de excavación del túnel. Por tanto, además del tipo de suelo se deben considerar parámetros importantes como el trazo, perfil y geometría, para poder hacer la selección más adecuada ya que de esto dependerá en gran medida la eficiencia que llegue a tener el escudo.

De acuerdo con lo mencionado anteriormente y considerando que el subsuelo a lo largo del trazo de estudio está compuesto en su mayoría por estratos de suelos arcillosos, se optó por emplear una tuneladora tipo Escudo de Presión de Tierra Balanceada (EPB) para realizar la obra.

Este tipo de máquina es capaz de excavar túneles a sección completa al tiempo que va colocando dovelas de concreto prefabricado formando anillos los cuales van dando forma y soporte al interior del túnel. Durante el proceso, como el cilindro exterior tiene un diámetro superior al anillo de dovelas, queda un hueco entre la excavación y el sostenimiento de unos 15 o 20 cm que debe ser rellenado rápidamente con mortero para evitar la deformación del suelo alrededor del escudo una vez que la máquina ha avanzado. Asimismo, este mortero además proporciona al revestimiento de dovelas el confinamiento necesario para trabajar como anillo.

En la Figura 3.7 se muestra un esquema básico de los componentes de un escudo EPB como el utilizado para la excavación de la *Línea 12* del STC.



El escudo EPB utilizado en la *Línea 12* fue diseñado con las características que se muestran en la Tabla 3.2 (Reyes, 2010).

Tabla 3.2 Características del escudo EPB.

Escudo EPB	
Componentes del escudo:	
Diámetro exterior del faldón	10,170 mm
Diámetro interior del faldón	9,990 mm
Espesor del faldón	90 mm
Holgura del faldón	40 mm
Longitud total	11,383 mm

3.2.2 Características del revestimiento

El revestimiento (o recubrimiento) de un túnel es básicamente una estructura dentro del mismo. Su función puede ser estructural (soporte del terreno), funcional (como evitar el flujo de agua a través de éste) o simplemente para proporcionar un acabado arquitectónico. Puede estar integrado por un primario más un final o puede ser único. El revestimiento primario es el sistema de soporte que debe garantizar la estabilización de la excavación a corto plazo hasta la colocación del revestimiento final que es el sistema de soporte definitivo que debe garantizar una adecuada seguridad estructural, absorbiendo las cargas de servicio conforme a los criterios establecidos en el diseño; el revestimiento único es el que hace el trabajo tanto del revestimiento primario como del final.

Para el proyecto del túnel de la *Línea 12* del STC de la Ciudad de México, se optó por emplear el sistema de dovelas de concreto reforzado. Este sistema se conforma por siete dovelas más una dovela llave o de cierre (Figura 3.8) con la finalidad de formar anillos universales, en donde las dovelas se atornillan entre sí formando un anillo troncocónico.

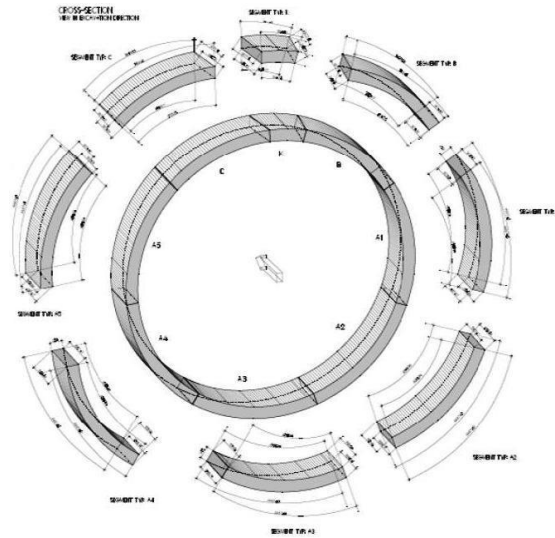


Figura 3.8 Partición del anillo universal en 7 dovelas +1 de cierre.

La construcción del túnel con revestimiento por anillos universales permite el trazado de curvas tanto en trazo como en perfil. Esto se debe a que los anillos son troncos de conos que colocando las caras convergentes contiguas, se consigue obtener una alineación curva, esto se logra mediante las 14 posiciones en las que se puede colocar la dovela de cierre.

Las dovelas son elementos estructurales de concreto reforzado con una resistencia de proyecto de 450 kg/cm^2 , elaboradas con cemento CPC 40RS (resistencia a sulfatos), prefabricadas de forma geométrica tal que en conjunto forman un anillo circular de 9.91 m de diámetro exterior, 9.11 m de diámetro interior y 40 cm de espesor (Tabla 3.3). El ancho del anillo formado es de 1.50 m (Reyes, P., 2010), aunque este ancho es el que se encuentra en el eje del anillo, ya que la sección transversal del mismo es troncocónica.

Tabla 3.3 Características de las dovelas.

Dovelas	
Resistencia de proyecto:	450 kg/cm^2
Dimensiones:	
Diámetro exterior	9,910 mm
Diámetro interior	9,110 mm
Espesor	400 mm
Longitud	1,500 mm

Para garantizar la estanqueidad del revestimiento, se utilizan 2 juntas de sellado elastoméricas colocadas alrededor del perfil de la dovela. Estas juntas están diseñadas para poder soportar la presión de agua actuante (aproximadamente de 2.0 a 2.5 bares).

Asimismo, con el fin de limitar los desplazamientos relativos entre anillos de dovelas, se diseñó un sistema de acoplamiento mecánico de tipo machihembrado en las juntas transversales de los anillos (Figura 3.9a). Este sistema se arma con varillas de acero para aumentar el refuerzo ante la transmisión de las fuerzas de acoplamiento. Además, también se diseñaron conexiones atornilladas tanto en las juntas transversales como en las juntas longitudinales (Figura 3.9b), dimensionando los tornillos para resistir la fuerza de reacción máxima de las juntas de sellado elastoméricas.

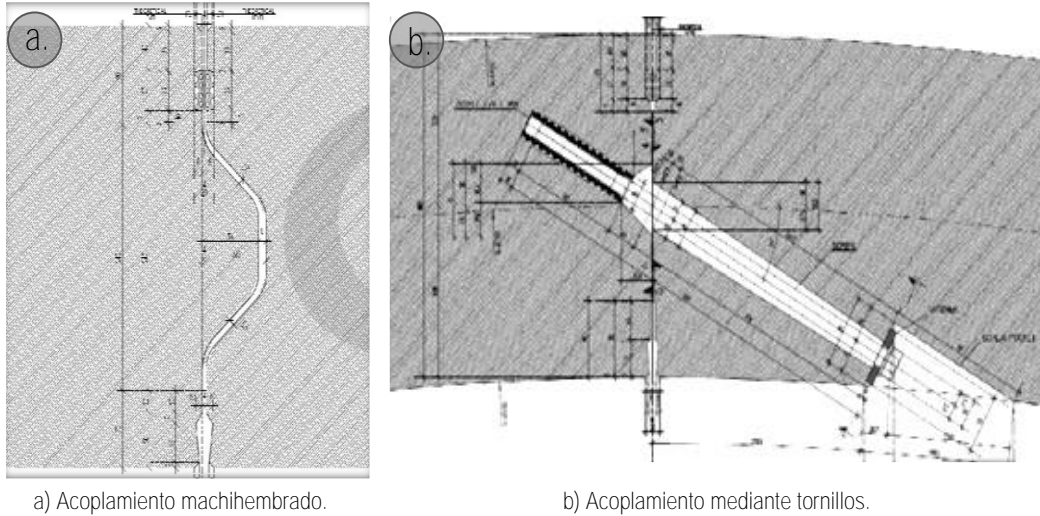


Figura 3.9 Tipos de acoplamiento mecánico de las dovelas

3.2.3 Análisis de cargas sobre el túnel

Toda estructura está sometida a diferentes tipos de cargas que deben ser considerados en el diseño para prever el comportamiento a largo plazo y así evitar algún daño o malfuncionamiento ocasionado por ellas.

Para los suelos de arcillas lacustres como los que se presentan en la zona de estudio, en los que el hundimiento regional se presenta como consecuencia de la reducción del espesor de las capas compresibles provocadas por la consolidación, el análisis de las cargas deberá basarse en los modelos producto del proceso constructivo adoptado para la elaboración de la obra.

De tal forma, para estimar el asentamiento regional, se debe tomar como base la información piezométrica disponible, considerando al mismo tiempo, entre los múltiples escenarios en la evolución de los asentamientos, el más crítico.

Los resultados de los análisis de cargas suplementarias debidas al hundimiento regional derivadas de los modelos numéricos, deberán obtenerse considerando los parámetros efectivos del terreno, tomando en cuenta el hecho de que la consolidación del suelo se trata de un fenómeno lento en condiciones drenadas.

En la Figura 3.10 se muestra el mecanismo de deformación que puede presentarse con la construcción del túnel. Asimismo, puede observarse un hundimiento en la clave debido al peso del suelo y a los esfuerzos de consolidación, así como un levantamiento en el fondo producto de la descompresión del suelo generada por la excavación; además de una emersión aparente del suelo que se encuentra sobre el túnel debido al hundimiento regional.

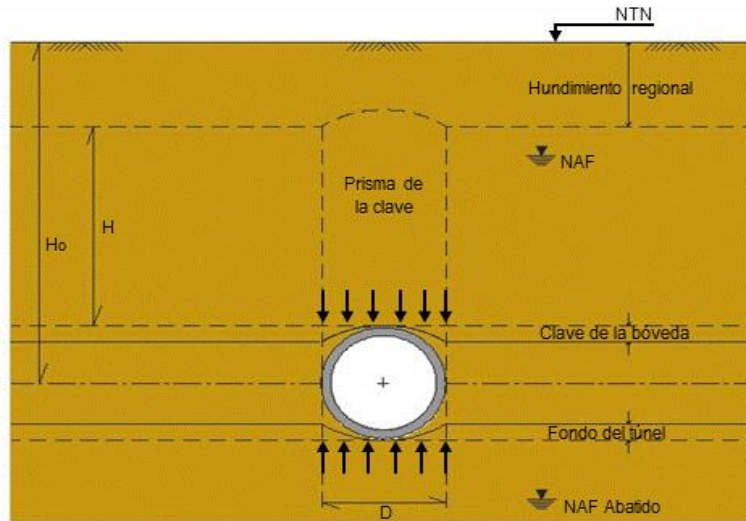


Figura 3.10 Influencia del hundimiento regional sobre el túnel.

3.3 TRAMO EN CAJÓN

El proceso constructivo de este tipo de estructura requiere la supervisión de varios aspectos durante su construcción, como son: reconocimiento de la línea haciendo una cuidadosa revisión del estudio geotécnico; instrumentación de campo verificando que las mediciones tengan la frecuencia y precisión necesarias; construcción de muros Milán o pantalla vigilando cuidadosamente todo su proceso constructivo; control del nivel freático mediante la alternativa de bombeo más conveniente; e identificar las estructuras vecinas que pudieran ser afectadas por la obra.

Este tipo de estructura se empleó en un tramo de 2.4 km, el cual incluye la estación Atlalilco (Figura 3.11). Esta solución se optó debido a que por la cercanía con el Cerro de la Estrella se encontró roca a poca profundidad, lo que conducía a utilizar otro tipo de escudo y esto a su vez incrementaba el costo.

Debe señalarse que parte de este tramo se ubica bajo la Calzada Mexicaltzingo, la cual es considerada como una anomalía geotécnica antropogénica que requirió de especial atención y de tomar las medidas necesarias para que la superestructura no se viera afectada y presentara un mal funcionamiento.



Figura 3.11 Sección en cajón somero.

La solución en sección de cajón somero es la que más se ha adoptado en la red actual del STC y es una de las que más afectaciones produce a las instalaciones municipales, debido a que se requiere contar con avenidas considerablemente anchas para albergar este tipo de obras.

3.3.1 Construcción de muros pantalla

El muro pantalla o Milán es una estructura de concreto armado, colado en sitio cuya función principal es la de servir como apoyo a las cimentaciones o para contener cortes verticales en las excavaciones, razón por la cual es de suma importancia vigilar todos los aspectos del proceso constructivo y comprobar la calidad del muro una vez que se haya realizado la excavación.

Actualmente, existen dos alternativas para construir este tipo de estructuras y al mismo tiempo cada una se divide en dos alternativas geométricas (Figura 3.12).

1. El muro Milán estructural: es el cajón formado por muros unidos estructuralmente a las losas de fondo y de cubierta; las alternativas geométricas para esta solución son: a) en cajón cubierto con relleno superficial compactado, y b) en cajón con losa de cubierta superficial, que constituye la superficie de rodamiento de vehículos o del paso de peatones.
2. Muro Milán y muro estructural de acompañamiento: en este caso el muro Milán es un elemento estructural temporal que únicamente tiene utilidad durante la etapa de excavación; las alternativas geométricas para ésta son: a) con el cajón cubierto con relleno compactado, y b) con la losa de cubierta superficial.

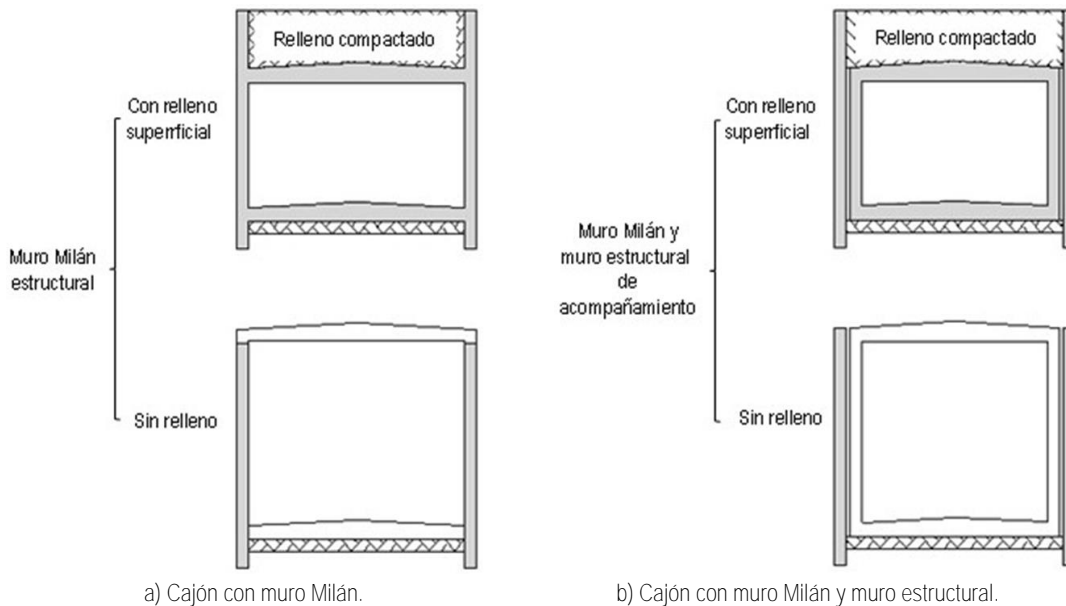


Figura 3.12 Tipos de muro Milán.

Los factores estructurales, económicos, constructivos y geotécnicos influyen en la selección de la alternativa que se adoptó en un cierto tramo. Desde el punto de vista geotécnico, cualquiera de las soluciones es admisible, siendo la opción de muro Milán y muro estructural de acompañamiento con relleno superficial la adoptada para este tramo.

3.3.2 Excavación, apuntalamiento y construcción

La construcción de muros pantalla o Milán tiene por objetivo confinar las zonas de excavación mediante tableros de concreto reforzado para soportar los empujes laterales de la masa de suelo inducidos por las estructuras colindantes. Por tanto, la construcción de estos muros para el tipo de sección de cajón somero es necesaria debido a que esta estructura es la que da confinamiento y a la vez, soporte a la obra.

Para la construcción de este tipo de estructura es necesario montar antes un par de brocales cuya función es definir el recorrido horizontal de la maquinaria que realizará la excavación de la zanja para los tableros de manera alternada, es decir, que quede una zanja para un tablero excavada y otra no excavada (Figura 3.13a). Una vez realizada la excavación de las zanjas, se coloca en los extremos algún elemento estructural empotrado en el fondo (generalmente tubos cilíndricos de diámetro igual o perceptivamente menor al espesor del muro) que sirve para moldear la junta que dará continuidad y guiará la excavación de los tableros contiguos. Posteriormente se introduce el armado de acero cuidando que éste no llegue al fondo y se comienza el colado (Figura 3.13b).

(

a) Proceso constructivo de los muros pantalla.

b) Colocación del armado de acero.

Figura 3.13 Procedimiento constructivo de muros pantalla.

Con el concreto ya fraguado, se extrae el elemento que sirvió de molde para la junta y se procede de la misma forma con la elaboración de los tableros intermedios resultando un sistema de acoplamiento tipo machihembrado (Figura 3.14). Por último, se demuelen las cabezas de los tableros y se construye la viga de cierre.

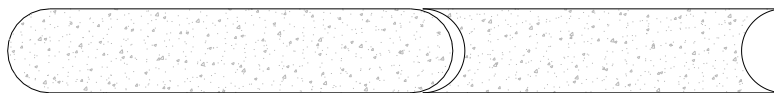


Figura 3.14 Acoplamiento tipo machihembrado resultante.

Una vez terminados los muros, comienza la excavación del terreno siendo el cálculo del proyecto el que determine el número de niveles y la ubicación donde se colocarán los puntales para soportar los empujes producidos sobre los muros, vigilando durante todo el proceso que los movimientos verticales y horizontales estén dentro de la tolerancia definida en el proyecto a fin de garantizar la verticalidad y con esto, la seguridad de la obra.

3.4 TRAMO SUPERFICIAL

La solución en sección superficial es la más fácil de realizar en cuanto a procedimientos constructivos se refiere; sin embargo, esta solución es una de la que más afectaciones provoca a la comunidad y a las instalaciones municipales durante su proceso debido a que requiere de una gran superficie en vialidades y/o predios para llevarla a cabo.

El proceso constructivo de este tipo de sección es relativamente sencillo. Consiste en excavar una zanja a nivel del terreno o vialidad para la losa de fondo y drenaje. Colocar la plantilla de desplante para posteriormente construir la losa y los muros de la sección. Con la sección terminada, se agrega el balasto sobre el cual se apoyan los durmientes en los que se fijan las vías. Este elemento además ayuda a dar estabilidad, distribuir las cargas en el terreno y permite el drenaje del agua de lluvia evitando que se deteriore el conjunto.

El tramo en sección superficial es el más corto para el trazo en estudio con una longitud de 1.7 km. Únicamente incluye las estaciones Tláhuac y Tlaltenco (Figura 3.15), además del andén de maniobras al inicio del trazo en los predios baldíos de Tláhuac.

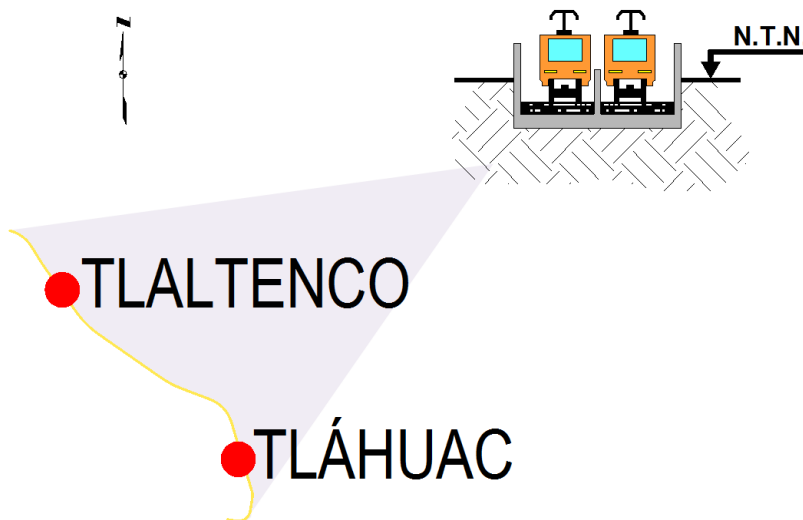


Figura 3.15 Sección superficial.

Debe señalarse que el subsuelo donde se encuentra esta sección se conforma por estratos arcillosos lacustres, por ende, la estructura debe ser ligera para evitar algún mal funcionamiento debido al hundimiento regional que se presenta en la zona.

3.4.1 Descripción geométrica

Esta sección también es conocida como tipo “U” debido a la forma que presenta el corte transversal; estructuralmente se compone básicamente de una losa de fondo y muros laterales.

En la Figura 3.16 muestra un esquema de la sección transversal, donde se indican las partes que componen a la sección superficial.

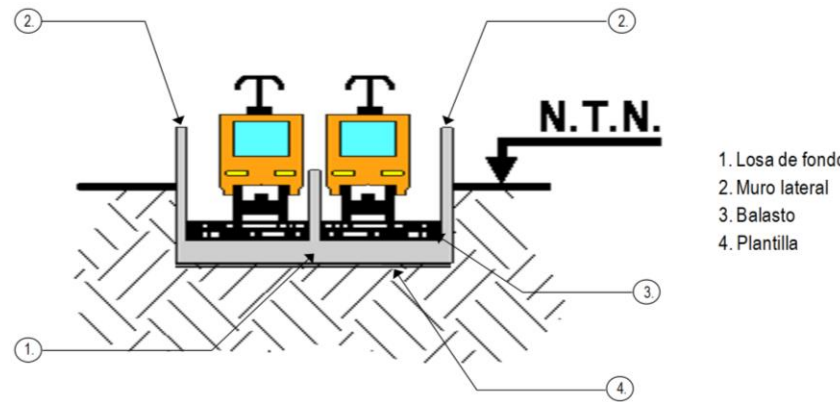


Figura 3.16 Esquema sección superficial.

Para este caso, la losa de fondo funciona como cimentación para la estructura, mientras que los muros laterales confinan y en su momento protegen de algún percance externo al trazo de la Línea.

3.4.2 Problemas típicos del Metro superficial en la Ciudad de México

Debido a que este tipo de solución se encuentra desplantada directamente sobre el suelo, está expuesta a la presencia de problemas de diferentes tipos además del intemperismo que en su momento también puede provocar un malfuncionamiento en su operación.

Desde el punto de vista geotécnico, la principal desventaja de esta solución proviene de su contacto directo con el suelo. Al no tener una estructura de cimentación profunda debe adaptarse al contorno del terreno y, por tanto, deben considerarse los esfuerzos producidos debidos al hundimiento regional, sismos o por fracturas en el suelo.

En algunos casos es posible reducir los asentamientos diferenciales colocando sobre carga para acelerar la consolidación del suelo subyacente y con esto intentar nivelar las estructuras. En el caso de las grietas es difícil realizar una mitigación, debido a que no es posible predecir su comportamiento y/o aparición, lo cual debe tenerse en cuenta en la etapa de diseño.

En cuanto al punto de vista operacional, dado que las vías se encuentran a la intemperie, éstas están expuestas a los factores climáticos, por tanto, los problemas que pueden presentarse son generalmente todos los relacionados con el intemperismo. Uno de los principales factores es la lluvia, lo que obliga a reducir la velocidad de circulación de los trenes para evitar algún deslizamiento al frenar, provocando retrasos en la circulación.

3.5 TRAMO ELEVADO

Durante el proceso constructivo, la solución elevada presenta las mismas condiciones de afectación que la superficial, puesto que, conduce a afectaciones a las instalaciones municipales y dificultades durante la construcción.

El procedimiento constructivo para este tipo de solución consiste en hacer las perforaciones para introducir el armado de los pilotes que posteriormente serán colados in situ; se continúa con la excavación de donde se alojará el cajón de cimentación para colocar el acero de refuerzo y cimbra para colar. Al término de la cimentación se procede

con la estructura que incluye el armado de columnas, cimbrado y colado para así dar comienzo al montaje de la viga lanzadora.

Para el caso en estudio, la solución en sección elevada es la más utilizada. Alcanza una longitud de 12 km e incluye las estaciones Zapotitlán, Nopalera, Olivos, San Lorenzo, Periférico Oriente, Calle 11, Santa María Tomatlán, San Andrés Tomatlán y Pueblo Culhuacán (Figura 3.17).



Figura 3.17 Sección elevada.

En esta parte del trazo el subsuelo presenta cambios bruscos de la estratigrafía y características del subsuelo. La cercanía del trazo con el Cerro de la Estrella y la Sierra de Santa Catarina provoca que existan transiciones abruptas entre suelos lacustres y rocosos lo cual representa un problema para el diseño de las cimentaciones debido a que es difícil adoptar un solo tipo de solución, sino que se debe diseñar de acuerdo con el tipo de suelo.

3.5.1 Tramo elevado apoyado en formaciones arcillosas

Para la sección elevada en las zonas donde el suelo se compone por formaciones arcillosas, se utilizó una cimentación de tipo semicompensada complementada con pilotes para controlar los desplazamientos que pudieran presentarse debido al suelo donde están desplantados y con esto mitigar los daños que pudiera sufrir la estructura.

3.5.1.1 Cimentación compensada

La cimentación compensada es aquella en que se busca reducir la presión aplicada sobre el subsuelo mediante el que parte, todo, o aun más del peso de la estructura (cimentación parcial, total y sobre-compensada, respectivamente) se compensa con el peso del suelo excavado a fin de construir la estructura de la cimentación.

Este tipo de cimentación es adecuada para suelos de mediana y alta compresibilidad, con baja capacidad de carga, como lo son las arcillas lacustres del Valle de México. Consiste en un cajón de concreto reforzado, rigidizado por medio de contrarabes peraltadas usualmente dispuestas ortogonalmente, con una losa en el fondo que hace

contacto con la superficie de desplante, apoyada sobre pilotes de fricción embebidos totalmente en los depósitos arcillosos blandos de la FAS (Figura 3.18).

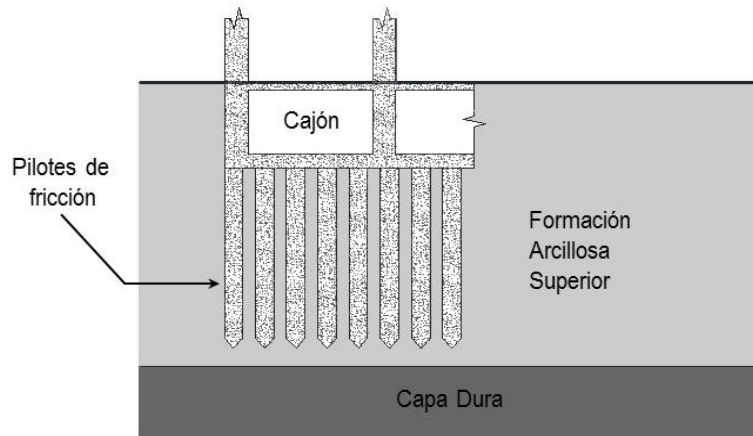


Figura 3.18 Esquema de cimentación compensada con cajón y pilotes de fricción.

Una situación que puede presentarse cuando existe una sobre-compensación es la aparente emersión de la estructura. Esto se debe a que la descarga inducida por la excavación es mayor que el peso mismo de la estructura, por lo cual pareciera que está emergiendo de la superficie, cuando en realidad es el suelo circundante el que se está compactando, provocando un desplazamiento diferencial.

3.5.1.2 Cimentación con pilotes de punta

La forma en que trabajan los pilotes de punta es transfiriendo el peso de las estructuras a los estratos resistentes. La punta de los pilotes generalmente se desplanta en la Primera *Capa Dura* (CD) pero también pueden apoyarse en los *Depósitos Profundos* (DP) cuando es necesario.

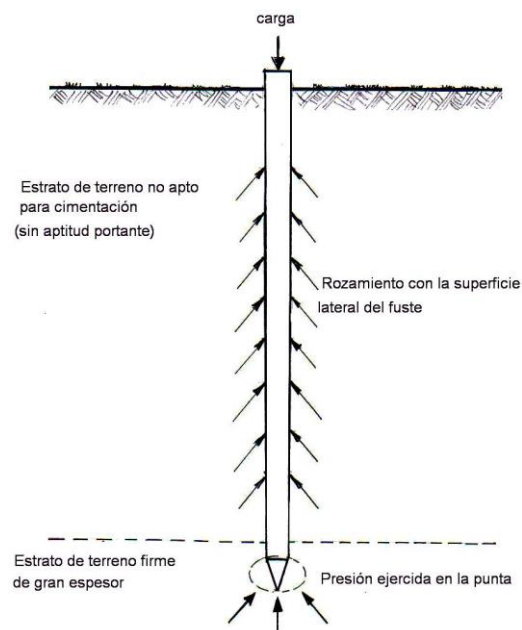


Figura 3.19 Pilote de punta.

Los pilotes de punta presentan, además de la fricción negativa una desventaja mayor: pueden provocar la emersión de la estructura. Cuando los pilotes son sometidos a un proceso de hundimiento regional importante, al estar desplazados en los estratos duros, tienden a emerger del terreno circundante causando problemas a las instalaciones de la estructura e incluso dañando seriamente a estructuras contiguas cimentadas por superficie.

Esta situación reduce la confiabilidad de la cimentación principalmente en condiciones de sismicidad, debido a que la pérdida de confinamiento disminuye la resistencia de los pilotes a cargas laterales lo cual puede provocar su ruptura.

Para una estructura de la magnitud del Metro y con el suelo con características tan diferentes, no se puede permitir tener desplazamientos diferenciales muy grandes. Por tal motivo, no es conveniente utilizar este tipo de solución constructiva para la sección elevada.

3.5.1.3 Cimentación con pilotes de fricción

El principio de los pilotes de fricción es el de transmitir las cargas al suelo a lo largo de su superficie lateral (fuste) por medio de la fricción producida entre ellos. Este tipo de cimentación se emplea cuando el terreno donde se construye posee el estrato resistente a gran profundidad, o cuando es conveniente.

A diferencia de los pilotes de punta, la emersión con los pilotes de fricción es más fácil de controlar con un buen diseño, debido a que presentan la ventaja de poder probar con la longitud y las propiedades de la pila para disminuir o aumentar su adherencia, pasando la resistencia en la punta a segundo plano.

Con este antecedente, se pueden considerar dos criterios de diseño para este tipo de cimentación:

- a) *Diseño en términos de capacidad de carga:* con este criterio, la carga aplicada es menor a la capacidad de carga del pilote. Así, cuando el pilote se desplaza hacia abajo con mayor velocidad que el suelo circundante, en la porción por debajo del nivel neutro de los pilotes se desarrolla fricción positiva; en tanto que en la parte superior, el suelo es el que desciende con mayor rapidez transfiriéndole parte de su peso al conjunto y con ello induciéndole fricción negativa (Figura 3.20a).

El problema de este modelo es que en presencia de hundimiento regional, los pilotes no cargados pueden oponerse a las fuerzas generadas por el desplazamiento regional a fin de mantener fija la estructura evitando el hundimiento y así producir su emersión, lo cual lleva a los mismos inconvenientes de los pilotes de punta. Cuando este fenómeno se presenta, la losa de cimentación pierde su contacto con el suelo y no contribuye más a la capacidad de carga del conjunto. Por lo tanto, para este tipo de diseño es recomendable considerar que los pilotes asumen toda la carga de la estructura.

- b) *Diseño en términos de asentamientos:* este criterio se presenta cuando la carga aplicada es mayor a la capacidad de carga del pilote. Es decir, cuando un cajón o losa de cimentación proporciona una capacidad de carga adecuada pero los asentamientos exceden a los esperados, se podría incluir una cantidad relativamente pequeña de pilotes sólo con el objetivo de reducirlos. De esta manera, la fricción en toda la longitud de los pilotes será positiva (Figura 3.20b).

La ventaja de este diseño radica en que, al estar los pilotes trabajando a su límite, no pueden asumir las cargas adicionales producidas por el hundimiento regional, lo cual evita que haya un surgimiento de la estructura como pasa con el primer criterio de diseño. Por lo tanto, para este tipo de diseño es aconsejable considerar que la losa soporta toda la carga de la estructura.

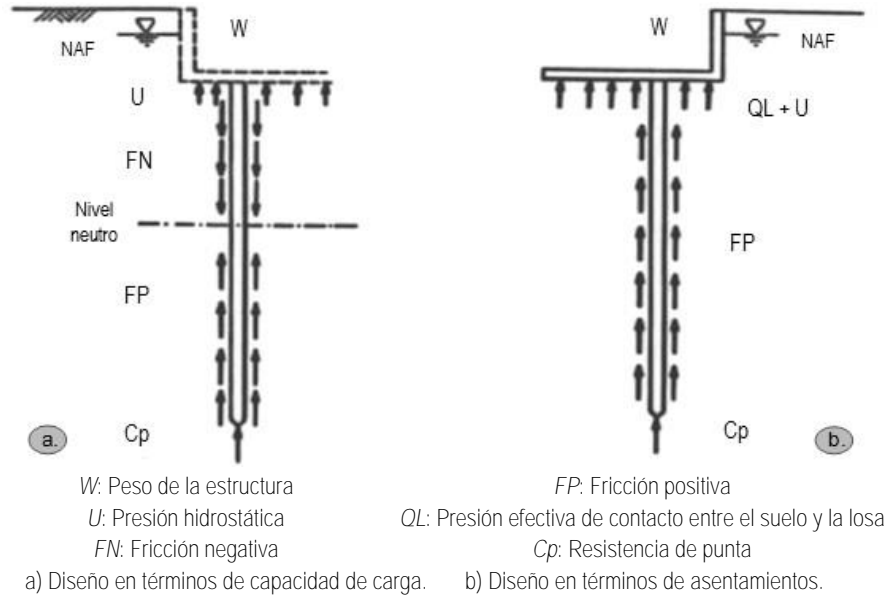


Figura 3.20 Funcionamiento de los pilotes de fricción.

La implementación de estos criterios se complica aún más cuando la capa compresible se ve afectada por las disminuciones en la presión de poro debidas al bombeo de agua de los acuíferos en el subsuelo, fenómeno que se encuentra en gran parte de la zona lacustre de la superficie urbana de la Ciudad de México.

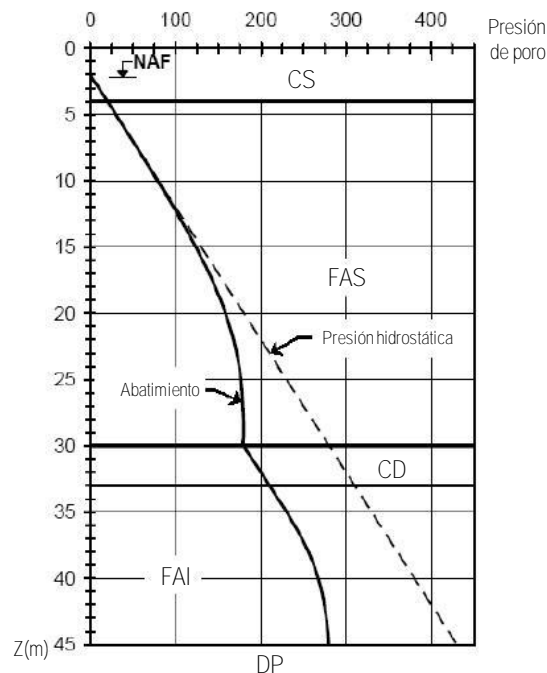


Figura 3.21 Ejemplo típico de la reducción de presión de poro en el subsuelo del Valle de México.

3.5.1.4 Cimentación a base de celdas estructuradas

Como alternativa a las soluciones tradicionales para cimentar en suelos blandos como los de la Ciudad de México, se propuso (Romo *et al.*, 2002) la **celda estructurada**, coloquialmente conocida como “*vaso invertido*”.

Las celdas estructuradas de cimentación son una excelente opción de cimentación cuando se combinan los ambientes complejos de carga, es decir, cuando se combinan las fuerzas vertical y horizontal, y el momento de volteo con los depósitos de suelos blandos puramente cohesivos que presentan resistencia baja y deformabilidad alta.

Una celda estructurada de cimentación está compuesta por muros perimetrales (e intermedios si se requieren por las dimensiones en la planta de la cimentación) estructuralmente ligados a una losa tapa, sin losa de fondo (Figura 3.22), lo cual deriva en ventajas desde el punto de vista constructivo: los muros perimetrales e intermedios pueden construirse con la técnica del muro Milán o bien, pueden colocarse tableros prefabricados. La losa tapa se realiza de manera monolítica y además funciona como elemento rigidizante del sistema losa-muros.

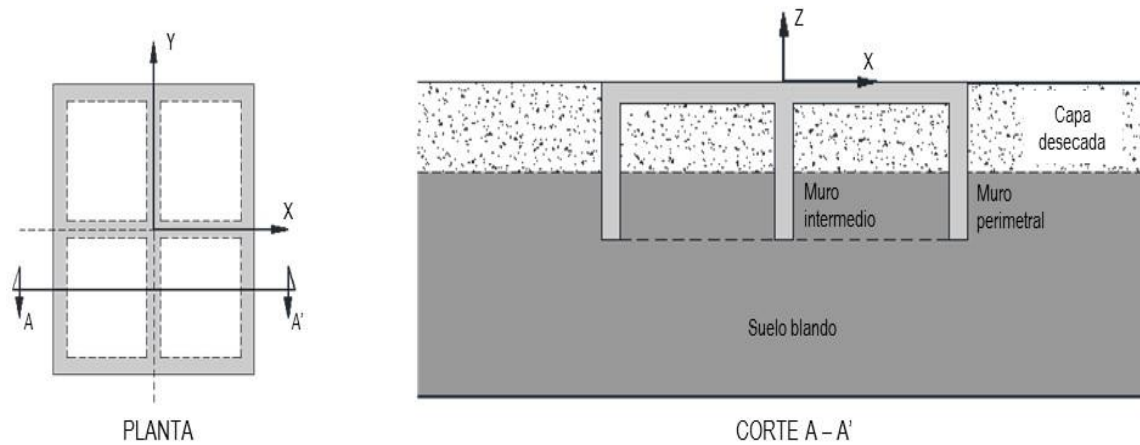


Figura 3.22 Esquema de una celda estructurada de cimentación (Martínez, 2010).

3.5.2 Tramo elevado apoyado en roca basáltica

Para el trazo en estudio, este tramo se encuentra entre las estaciones Nopalera, Olivos y San Lorenzo. En esta parte es donde se ubican las anomalías geotécnicas conocidas como Loma del Puente de San Gregorio y Loma de San Luis que son una extensión de la Sierra de Santa Catarina (Figura 3.23).

En esta parte del trazo se emplearon zapatas debido a que, por el tipo de suelo que ahí se encuentra, es la solución más conveniente para soportar el peso de la superestructura.



Figura 3.23 Tramo apoyado en roca basáltica. Ubicación de anomalías.

3.5.2.1 Características de la roca

La roca que se encuentra en estas formaciones se compone principalmente de coladas de basalto, cuya frontera superior se ubica entre 0 y 4 m de profundidad. Asimismo, por encima de las coladas de lava se encuentran depósitos de material aluvial constituidos por limos arenosos con gravas.

Además, dentro de los flujos de las coladas de basalto se pueden identificar las siguientes capas:

- Superficie rocosa: con un espesor que varía entre los 4 y 6 m, se constituye de basalto vesicular de color gris claro a oscuro con fracturas abiertas e índice de calidad de la roca (RQD) de 0.0%. La abertura de las discontinuidades varía de 1 a 5 mm, entrando en la categoría, desde el punto de vista geotécnico, de roca “muy mala”.
- Capa inferior: se ubica debajo de la superficie rocosa y su espesor es variable. Se constituye de basalto vesicular de color gris claro, de mayor densidad, con fracturas más espaciadas e índice de calidad de la roca (RQD) que varía entre 30 y 50%. Desde el punto de vista geotécnico esta roca es considerada entre “mala” a “promedio”.

3.5.2.2 Mejoramiento de la roca mediante inyección

De acuerdo con la información anterior, la superficie rocosa se considera de muy mala calidad, por tanto, se requirió de un tratamiento mediante la inyección de morteros para mejorar y aumentar la resistencia del área donde se colocó la cimentación.

El procedimiento para hacer este tratamiento consiste en que una vez que se ha hecho la excavación para construir la zapata, se coloca en el fondo una base de concreto de 6 cm de espesor para ubicar los orificios por los cuales se inyectará el mortero.

El diámetro de las perforaciones será de 76 mm y la longitud dependerá del espesor del estrato rocoso de mala calidad, el cual tiene que atravesarse por completo hasta alcanzar una penetración de 0.75 m dentro de la capa inferior.

Las perforaciones deberán estar en posición vertical al centro y con una inclinación de 15° en los extremos con avances de 2 m hasta alcanzar la profundidad requerida. Así, el efecto del tratamiento de la roca se extiende por un área de influencia de entre 4 y 6 m (Figura 3.24).

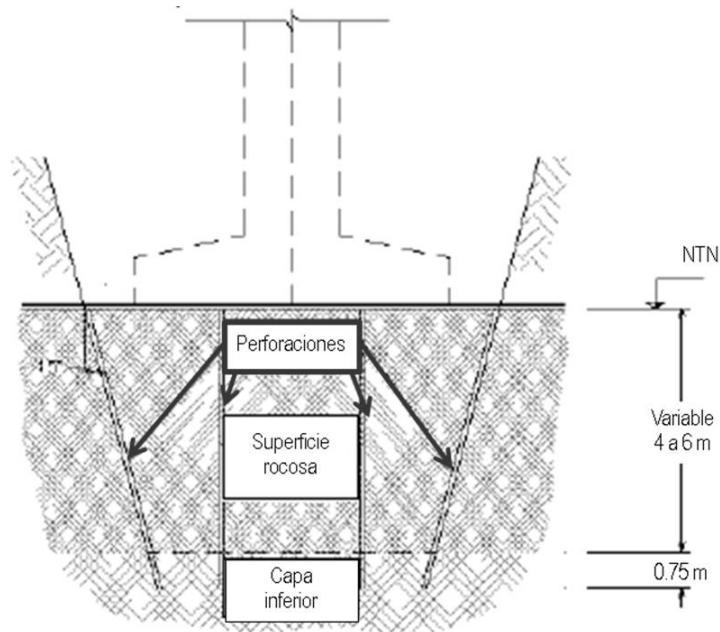


Figura 3.24 Distribución de las perforaciones.

Una vez realizadas las perforaciones, se procede a colocar en su interior tuberías de PVC ranuradas, por donde se inyecta el mortero en progresión ascendente hasta cubrir la roca fracturada.

Se debe tener presente que la secuencia de inyección comenzará estrictamente por las perforaciones ubicadas al borde de la base de concreto para con esto lograr un efecto de confinamiento en la roca a tratar, terminando el proceso con las perforaciones centrales.

4 MODELADO ANALÍTICO Y NUMÉRICO

En este capítulo se presenta el modelado analítico y numérico de las soluciones constructivas propuestas por la Dirección del Sistema de Transporte Colectivo particularmente para la sección en túnel profundo y en sección elevada. El propósito de los análisis es verificar que las estructuras cumplan con los requerimientos establecidos en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF, GDF, 2004) en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTC-DCC, GDF, 2004).

Con la ayuda del corte estimado de contenido de agua desarrollado en el Capítulo 2 de este trabajo, se eligen los sitios considerados como los más desfavorables debido a su alto contenido de agua y gran espesor de arcilla para hacer los análisis.

4.1 MODELADO DEL TÚNEL

Para la modelación del túnel, se deben considerar diferentes aspectos, entre ellos se encuentran la estratigrafía, las características del suelo y el trazo del propio túnel. Asimismo, la construcción del túnel se debe modelar considerando las siguientes etapas:

1. La excavación e instalación del revestimiento.
2. La disipación del incremento de la presión de poro generada por la construcción.
3. La reducción de la presión de poro de acuerdo con la hipótesis más crítica sobre el abatimiento total.
4. La consolidación del suelo a largo plazo.

Las modelaciones se elaboran particularmente para las etapas 1 y 4, las cuales representan la etapa de construcción del túnel y su comportamiento considerando el efecto de la consolidación del suelo.

4.1.1 Elección del sitio de estudio

Debido a que el trazo del túnel se ubica en las formaciones arcillosas, se realiza el análisis de su comportamiento tomando en cuenta que el suelo estará sometido a diferentes condiciones de carga dependiendo de su ubicación con respecto a la superficie.

Para la sección en túnel profundo se optó por realizar el modelado en las inmediaciones de la estación Mexicaltzingo, debido a que, de acuerdo con las condiciones del subsuelo, es en este sitio donde se encuentra el estrato de arcilla más grande y donde se presenta un alto contenido de agua (Figura 4.1).

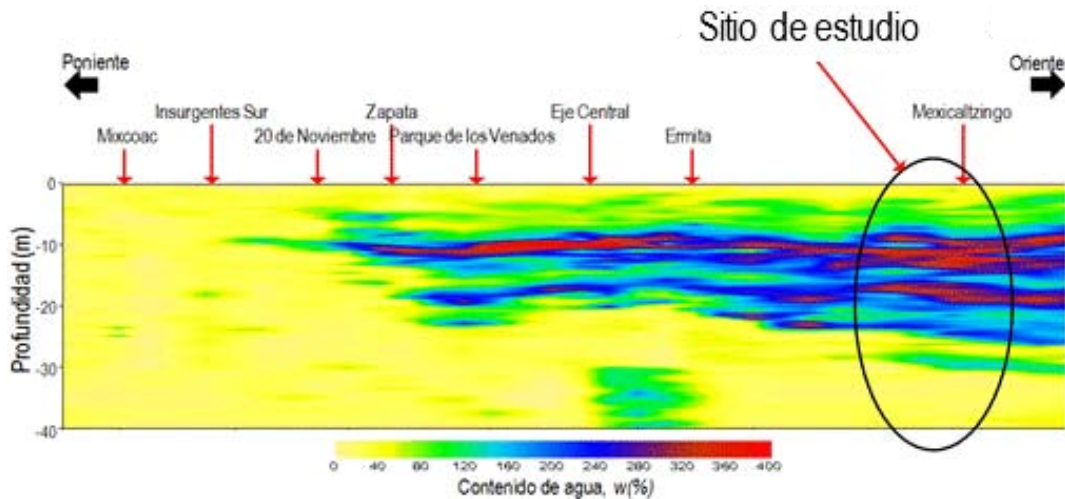


Figura 4.1 Corte estimado de contenido de agua para el tramo en sección de túnel profundo.

Con base en la escala de colores que se muestra en el corte estimado, el contenido de agua en la zona de análisis es en promedio del 350% en el estrato arcilloso, lo cual puede generar desplazamientos en la superficie al momento en que se presente la consolidación del suelo.

4.1.2 Caracterización estratigráfica del subsuelo

De acuerdo con los datos del proyecto, el túnel se encuentra inmerso en el estrato arcilloso a una profundidad de 8.50 m en la clave además de no presentar contacto con la capa dura; adicionalmente, debido al alto contenido de agua que se presenta en la zona, se puede inferir que se encuentra sujeto a grandes esfuerzos de consolidación lo cual se puede traducir en desplazamientos significativos en la superficie.

Tomando como referencia la información del perfil geotécnico del sondeo SM-20, elaborado en las cercanías de la estación Mexicaltzingo, la estratigrafía en la zona se compone principalmente de arcillas blandas (Tabla 4.1).

Tabla 4.1 Estratigrafía según el sondeo SM-20.

Estrato N°	Profundidad (m) de - a		Descripción	Capa
1	0.0	1.5	Relleno	CS
2	1.5	4.5	Arcillas blandas a muy blandas	FAS
3	4.5	10.0	Arcillas blandas a muy blandas	
4	10.0	12.0	Arcillas blandas a muy blandas	
5	12.0	15.5	Arcillas blandas a muy blandas	
6	15.5	19.0	Arcillas blandas a muy blandas	
7	19.0	23.0	Arcillas medias a duras	
8	23.0	29.0	Arcillas medias a duras	CD
9	29.0	34.0	Limo arenoso muy duro	

En la Figura 4.2, se muestra una sección del contenido de agua estimado para el sitio analizado. En la misma figura se indica de manera aproximada la ubicación del túnel, así como la estratigrafía definida con el sondeo geotécnico que sirvió de base para el análisis.

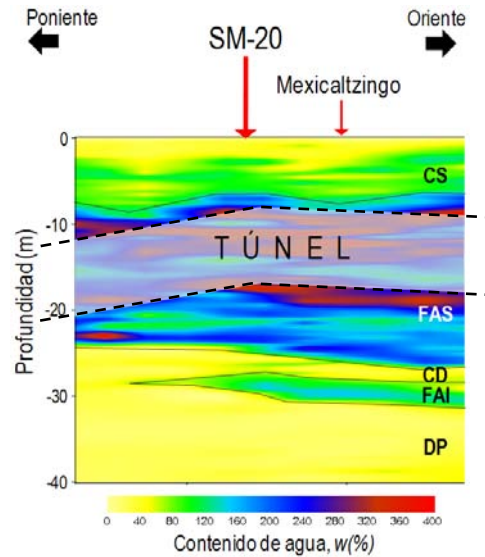


Figura 4.2 Sección del contenido de agua estimado y la ubicación del túnel para el sitio de estudio.

4.1.3 Definición de los parámetros geotécnicos

Para definir los parámetros geotécnicos se empleó la información contenida en el perfil del sondeo geotécnico SM-20 y los datos registrados en la estación piezométrica EPZ-5.

Con el perfil geotécnico del sondeo SM-20 se obtuvieron los parámetros geotécnicos de la Tabla 4.2, donde los valores de la cohesión (c) y el ángulo de fricción interna (ϕ) fueron estimados para largo plazo y se definieron de manera aproximada debido a que únicamente se dispone de pruebas triaxiales no consolidadas y no drenadas.

Tabla 4.2 Características mecánicas del sondeo SM-20.

Estrato No.	Profundidad (m) de - a		w (%)	E (kPa)	e	C _r	C _c	γ _m (kN/m ³)	c (kPa)	φ°	q _u (kPa)
1	1.5	4.5	56	2650	1.72	0.0425	1.4351	14.48	1	42	21
2	4.5	10.0	267	1550	6.31	0.2737	1.1028	12.15	1	42	14
3	10.0	12.0	352	3150	8.54	0.2001	5.3359	10.76	1	42	46
4	12.0	15.5	119	6500	3.15	0.4473	2.1692	12.96	1	42	45
5	15.5	19.0	302	4639	7.18	0.1199	4.0606	11.51	1	42	42
6	19.0	23.0	134	11994	3.27	0.0425	1.4351	13.29	1	43	111.5
7	23.0	29.0	74	13239	2.01	0.0425	1.4351	14.43	1	43	149
8	29.0	34.0	29	11900	0.88	0.0163	0.0650	17.40	1	43	276

Asimismo, con la información de la estación piezométrica EPZ-5 (Figura 4.3) con fecha de diciembre de 2001 se obtuvo la relación de preconsolidación (OCR) y el coeficiente de empuje en reposo (K_0) con el siguiente procedimiento:

- Se calcula el esfuerzo de preconsolidación del suelo (σ_p), con las pruebas de consolidación.
- Se determina la tensión efectiva del suelo (σ'), tomando en cuenta la influencia del abatimiento.

- Se calcula la relación de preconsolidación (OCR) mediante la ecuación:

$$OCR = \frac{\sigma_p}{\sigma'} \quad (4.1)$$

- Finalmente se calcula el K_0 empleando la siguiente ecuación:

$$K_0 = (1 - \text{sen}\phi)OCR^{\text{sen}\phi} \quad (4.2)$$

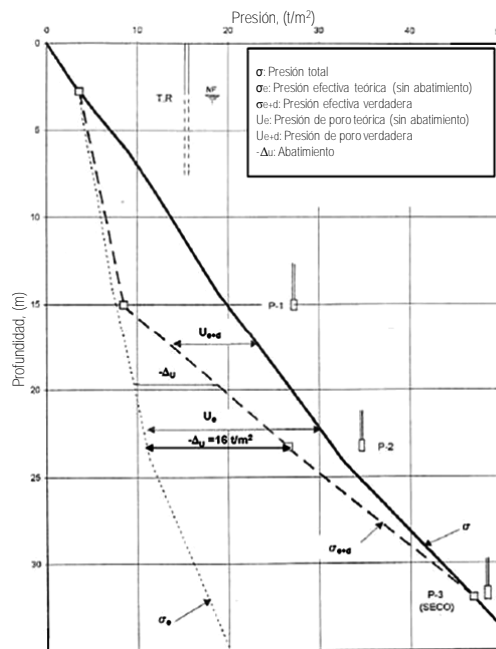


Figura 4.3 Estación piezométrica EPZ-5.

Con base en las ecuaciones 4.1 y 4.2, así como en la información proporcionada por la estación piezométrica, se obtuvieron los parámetros necesarios para la modelación (Tabla 4.3). Debe señalarse que los valores de los esfuerzos σ_p y σ' , así como la presión de poro, se calcularon en la profundidad media de cada estrato.

Tabla 4.3 Valores de OCR y de K_0 para cada estrato.

Estrato No.	Profundidad media de cada estrato (m)	σ_p (kPa)	σ' (kPa)	OCR	K_0
1	3.0	/	40.0	/	0.318
2	7.25	39.0	60.0	1.0*	0.330
3	11.0	80.0	75.0	1.067	0.345
4	13.75	110.0	80.0	1.375	0.409
5	17.75	170.0	165.0	1.030	0.337
6	21.0	300.0	220.0	1.364	0.393
7	26.0	/	330.0	/	0.318
8	31.5	/	445.0	/	0.350

* Si $OCR < 1$ entonces se toma $OCR = 1$

Para el túnel se considera un revestimiento final a base de dovelas de 0.40 m de espesor y se ajusta la rigidez a flexión (EI) con un coeficiente de 0.35 (aplicable cuando se utilizan estos elementos) dada la reducción de la misma producida por los conectores.

Tabla 4.4 Características mecánicas del revestimiento del túnel.

Tipo	E (MPa)	EA (kN/m)	EI (kNm ² /m)	d (m)	W (kN/m/m)	ν
Elástico	35000	1.4x10 ⁷	1.87x10 ⁵	0.40	10.0	0.15

Debe tomarse en cuenta, que el fondo de la excavación se ubica aproximadamente a 18.3 m, esta condición puede considerarse como poco profunda, por tanto, deben revisarse los asentamientos o emersiones que puedan originarse por la construcción del túnel.

4.1.4 Modelado numérico del túnel en el sitio de estudio

Para la modelación numérica del túnel es necesario definir las ecuaciones constitutivas apropiadas para representar el comportamiento del suelo. En este trabajo se utilizó el modelo de Mohr-Coulomb y el modelo de Suelo Blando (Soft Soil model) aplicados respectivamente en los diferentes estratos.

Los criterios empleados para la aplicación en cada modelo son los siguientes:

a) Mohr-Coulomb

La relación entre esfuerzos y deformaciones está dada por la ley de Hooke:

$$\sigma = E\varepsilon \tag{4.3}$$

donde E = módulo de Young

El criterio de Mohr-Coulomb se basa en el siguiente principio: el círculo generado por los esfuerzos para un confinamiento σ_3 y una compresión de suelo σ_1 , no puede exceder la resistencia al esfuerzo cortante resultado de la envolvente de falla, siguiendo la ley de resistencia de Coulomb en función de c y ϕ . Cuando se alcanza la falla, el suelo se plastifica y se deforma de manera indefinida haciendo de este criterio elástico uno plástico.

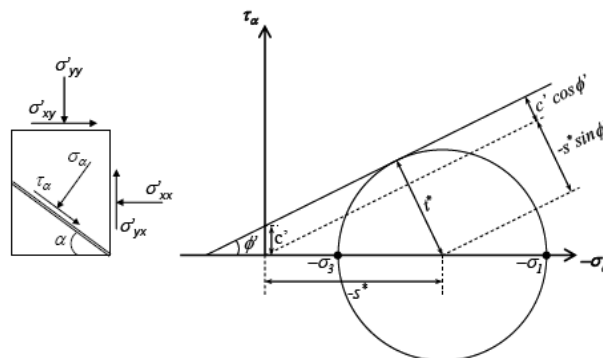


Figura 4.4 Ley de resistencia al corte de los suelos de Coulomb.

Por tanto, las deformaciones totales en este modelo se estiman con la suma de las deformaciones elásticas y plásticas obtenidas.

Así, este criterio se emplea en suelos básicos, en los que no se presentan desplazamientos importantes, donde el cálculo de las deformaciones puede aproximarse mediante el módulo constante de Young debido a que E no varía en función de la carga aplicada.

b) Modelo de Suelo Blando (Soft Soil model)

A diferencia del criterio de Mohr-Coulomb, el modelo de Suelo Blando considera al suelo preconsolidado y la relación entre los esfuerzos y las deformaciones siguiendo una ley logarítmica no lineal. Sin embargo, este modelo queda sujeto a la envolvente de falla de Mohr-Coulomb con respecto a la plasticidad inicial del suelo.

En el modelo, p_p representa el esfuerzo de preconsolidación (σ_p) con el cual, el modelo distingue dos comportamientos en el suelo:

- Cuando $p' < p_p$, el suelo se encuentra sobreconsolidado y su deformación se rige por el coeficiente de compresibilidad modificado k^* (área 1 en la Figura 4.5). En este caso, el suelo se deforma elásticamente y la relación esfuerzo-deformación está dada por:

$$\varepsilon_v - \varepsilon_{v0} = -k^* \ln \frac{p'}{p_0'} \quad (4.4)$$

- Cuando $p' > p_p$, el suelo se encuentra subconsolidado y se deforma de manera más significativa. Al utilizar el coeficiente de compresibilidad modificado λ^* (área 2 en la Figura 4.5), el suelo fluye y la relación esfuerzo-deformación es entonces:

$$\varepsilon_{v2} - \varepsilon_{v1} = -\lambda^* \ln \frac{p_2'}{p_1'} \quad (4.5)$$

donde: ε_v = deformación volumétrica obtenida para p' (esfuerzo principal efectivo) con $p' < p_p$

ε_{v0} = deformación volumétrica inicial

ε_{v1} = deformación volumétrica obtenida para p_1' con $p' > p_p$

ε_{v2} = deformación volumétrica obtenida para p_2' con $p' > p_p$

Los coeficientes k^* y λ^* dependen directamente de los coeficientes de compresibilidad C_r y C_c obtenidos mediante las pruebas de compresibilidad. La Figura 4.5 muestra la relación logarítmica entre la deformación volumétrica y los esfuerzos principales.

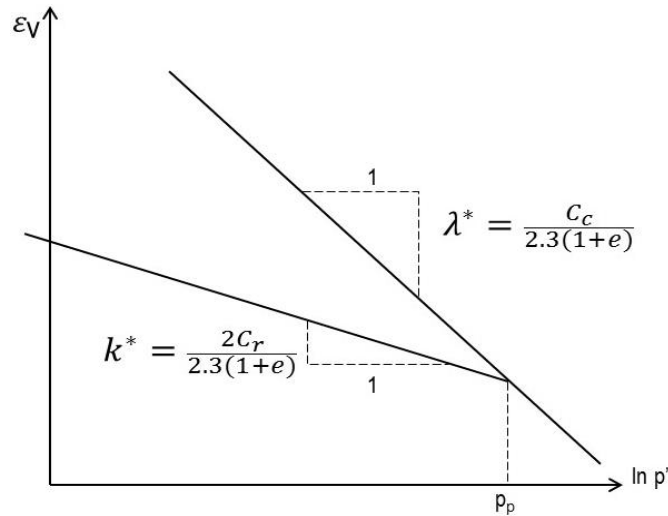


Figura 4.5 Relación logarítmica entre la deformación volumétrica y los esfuerzos principales.

En el esquema de la Figura 4.6 se presenta el modelo de Suelo Blando. En el eje de las ordenadas se encuentra el esfuerzo desviador q y en el de las abscisas el esfuerzo principal efectivo p' . La elipse límite determina el límite entre el primero y segundo tipo de comportamiento del suelo, siguiendo una función que depende de q , p' , c , φ y K_0 .

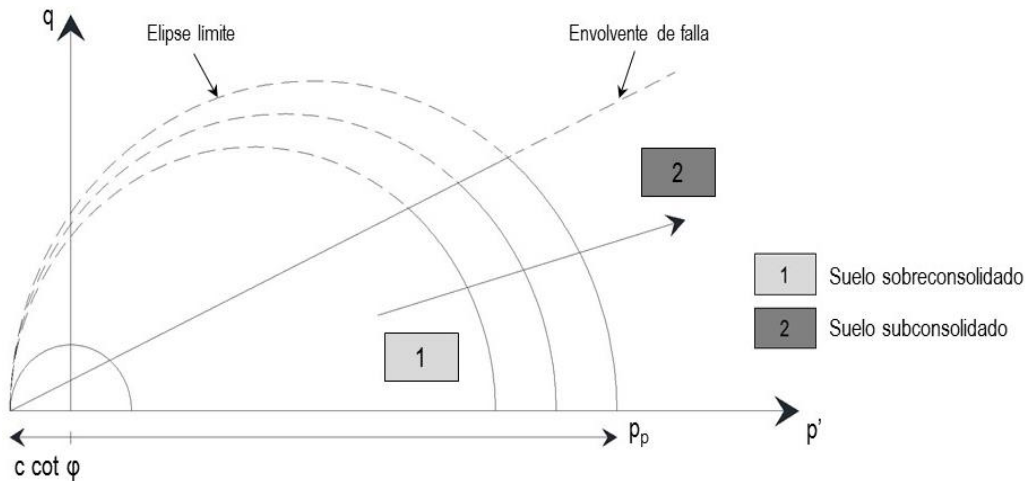


Figura 4.6 Principio del modelo de Suelo Blando.

La zona 1 (gris claro) representa el primer tipo de comportamiento del suelo donde $p' < p_p$ y la zona 2 (gris oscuro) el segundo, donde $p' > p_p$, ambos comportamientos están limitados por la envolvente de falla de Mohr-Coulomb para la plastificación.

Asimismo, este modelo también considera la modificación de las propiedades en las arcillas cuando son sometidas a un esfuerzo importante como un asentamiento y se endurecen, es decir, cuando $p' > p_p$, el valor de p_p aumenta.

Por tanto, el modelo de Suelo Blando se utiliza para hacer el cálculo en suelos cuyas deformaciones varían conforme a la carga aplicada y son propensos a cambios en sus propiedades mecánicas superando el esfuerzo de preconsolidación.

Así, para la estratigrafía presente en el sitio de estudio y con base en los criterios que aplican los modelos descritos anteriormente, se determinó utilizar el modelo de Mohr-Coulomb en las capas superficial y dura, y el de Suelo Blando en los estratos de composición arcillosa; ambos casos presentan un comportamiento elasto-plástico y en condiciones no drenadas, a excepción de la capa dura, la cual, al componerse principalmente de arena, se considera en condiciones drenadas.

Una vez determinados los modelos a emplear en el análisis y con la información contenida en la Figura 4.3 perteneciente a la estación piezométrica EPZ-5, se obtuvieron los parámetros necesarios para realizar el estudio numérico (Tabla 4.5) utilizando para la modelación la presión de poro determinada como U_{e+d} . Asimismo, los coeficientes k^* y λ^* se obtuvieron con las ecuaciones mostradas en la Figura 4.5.

Tabla 4.5 Parámetros utilizados en la modelación.

Estrato No.	Profundidad (m) de - a		σ (kN/m ²)	σ_{e+d} (kN/m ²)	σ_e (kN/m ²)	U_{e+d} (kN/m ²)	k^*	λ^*
1	0.0	1.5	18.95	18.95	18.95	0.00	0.0000	0.0000
2	1.5	4.5	62.26	42.86	39.19	19.40	0.0136	0.2294
3	4.5	10.0	135.84	62.99	58.28	72.85	0.0326	0.0656
4	10.0	12.0	160.13	71.44	64.32	88.69	0.0182	0.2432
5	12.0	15.5	204.51	93.18	75.47	111.33	0.0937	0.2273
6	15.5	19.0	255.47	170.73	90.87	84.74	0.0127	0.2158
7	19.0	23.0	311.39	259.36	108.48	52.03	0.0087	0.1461
8	23.0	29.0	417.55	402.12	153.07	15.43	0.0123	0.2073
9	29.0	34.0	0.00	0.00	193.99	0.00	0.0075	0.0150

Como se indica en la Tabla 4.5, la presión de poro más considerable se localiza alrededor de los 16 m de profundidad. Consecuentemente, los asentamientos debidos a la consolidación podrían ser relativamente importantes en caso de presentarse un abatimiento total.

Con base en los datos anteriores, la modelación y el análisis numérico se realiza mediante el programa computacional *Plaxis 2D*, el cual se basa en la teoría del elemento finito.

Para representar la zona de estudio, se utiliza una malla que corresponde a una superficie de 60 m de ancho por 34 m de profundidad, la cual representa de forma aproximada el área de influencia alrededor del túnel así como la estratigrafía del sitio (Figura 4.6).

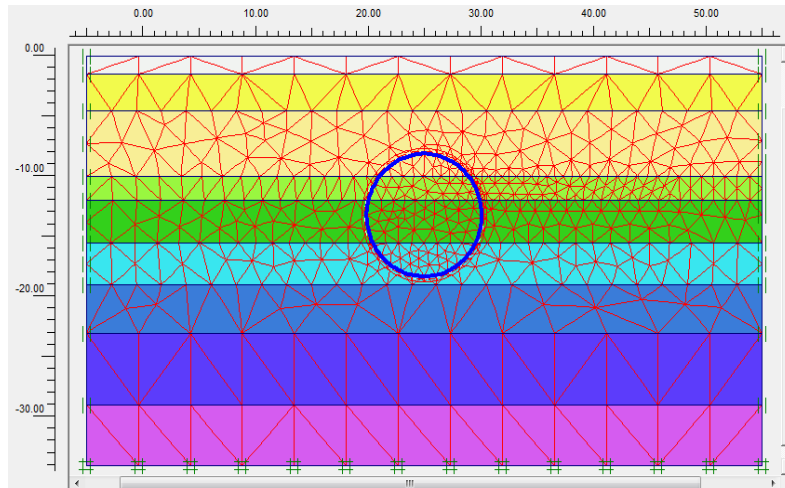


Figura 4.6 Malla inicial de la zona de estudio.

Los resultados de los análisis muestran, de forma gráfica, el comportamiento del suelo alrededor del túnel para la etapa de construcción (a corto plazo) y de consolidación (a largo plazo).

4.1.4.1 Etapa de construcción (corto plazo):

Los resultados muestran que para la etapa de construcción, se presenta un levantamiento en el fondo de la excavación del túnel. Esto se debe a que, por encontrarse a poca profundidad, los desplazamientos se propagan hasta la superficie provocando una emersión aparente en el terreno. La Figura 4.7 muestra cómo se deforma la malla y la estructura a causa de esta etapa.

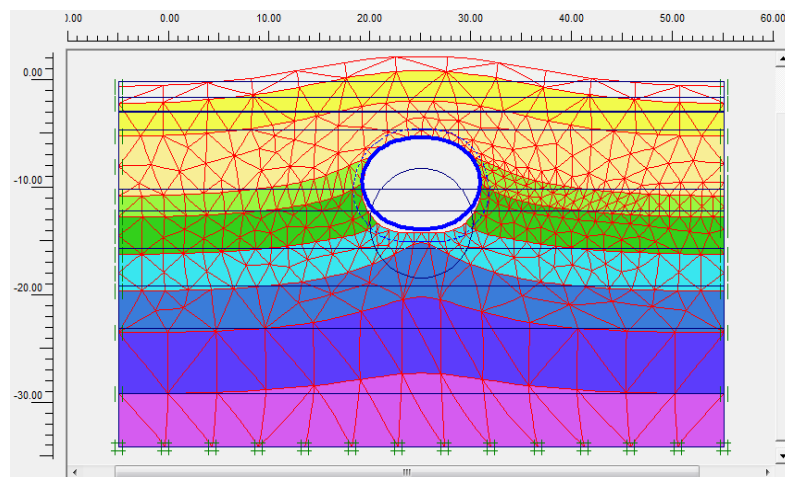


Figura 4.7 Malla deformada del análisis a corto plazo.

Realizando el modelo de los desplazamientos verticales (Figura 4.8a), se observa que el mayor desplazamiento de suelo se ubica en la base del túnel con un valor de 2.1 cm produciendo una emersión máxima en la superficie de 1.1 cm. Asimismo, la clave presenta una zona donde el desplazamiento es de 1.4 cm lo cual se ve representado con contornos de menor intensidad. Por otra parte, los desplazamientos horizontales son muy reducidos en comparación con los verticales alcanzando poco más de cuatro mm en los hastiales del túnel y unos 3.5 mm en la superficie (Figura 4.8b).

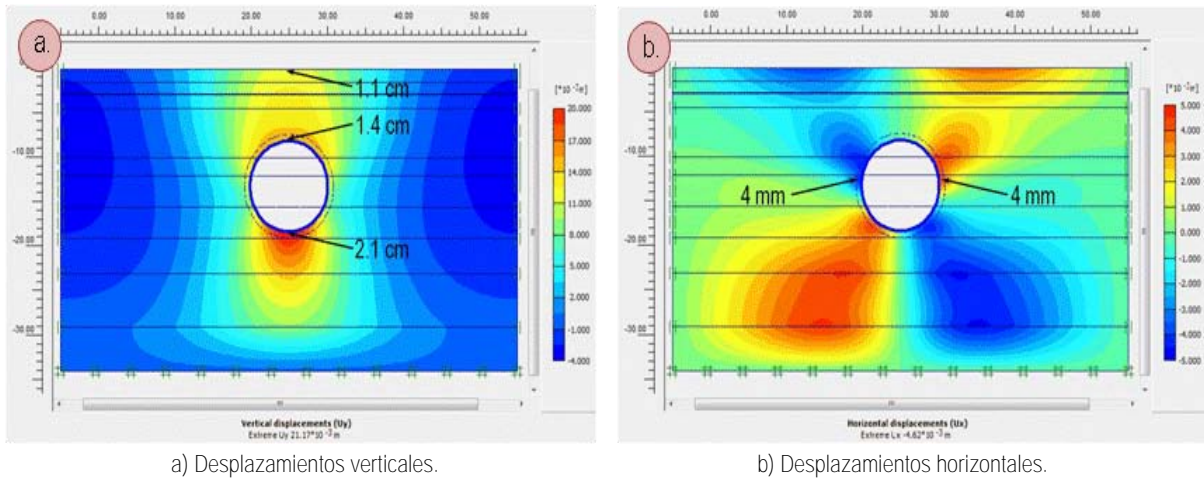


Figura 4.8 Desplazamientos del análisis a corto plazo.

En relación con los esfuerzos efectivos generados por la excavación, se observa que se presenta una ligera reducción en los esfuerzos en el suelo que se halla en el fondo del túnel pasando de 150 kPa que se presentan en la periferia, a 125 kPa producto de la propia excavación (Figura 4.9a). En tanto, los esfuerzos por cortante se presentan en la parte inferior de la excavación, en donde la descompresión y los desplazamientos diferenciales provocan la falla del suelo (Figura 4.9b).

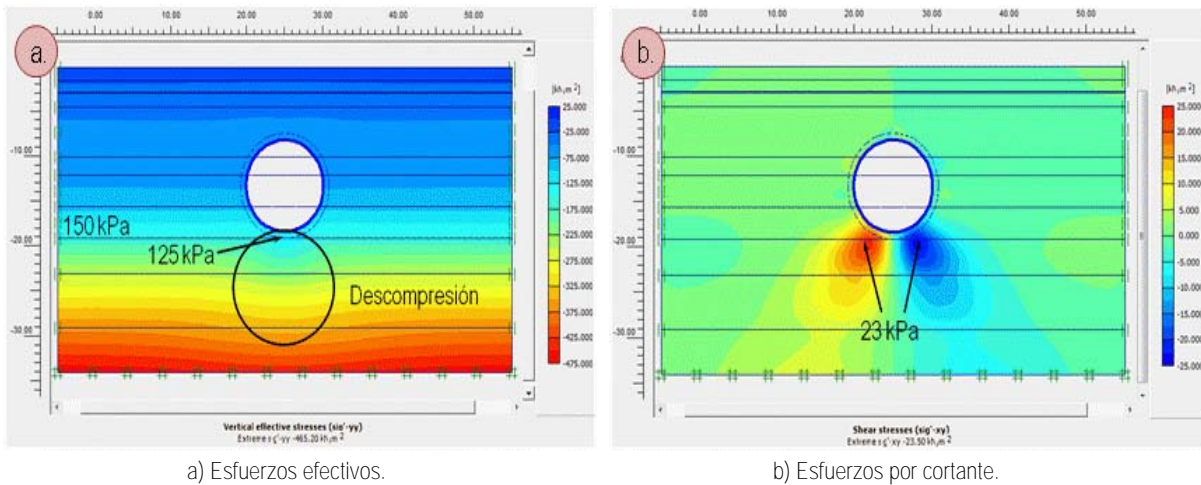


Figura 4.9 Esfuerzos generados en el suelo en el análisis a corto plazo.

La Figura 4.10 muestra los puntos de plastificación en el suelo debido a los esfuerzos generados por los desplazamientos diferenciales. Los cuadrados de color rojo (*Mohr-Coulomb point*), representan los puntos en donde el suelo se plastifica; los cuadrados de color azul (*Cap-point*), representan los puntos en que el suelo superó el esfuerzo de preconsolidación y, los puntos representados por cuadrados de color blanco (*Tension cut-off point*), son aquellos en los que el suelo se tensiona.

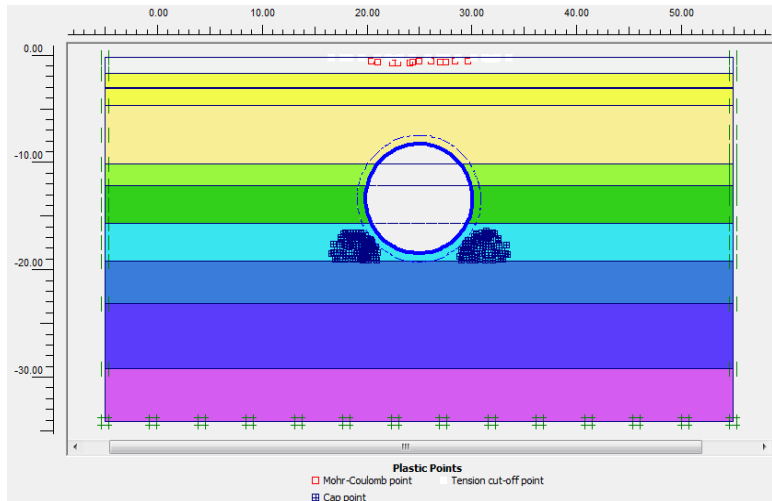


Figura 4.10 Puntos de plastificación generados en el subsuelo en el análisis a corto plazo.

En la Figura 4.11 se presentan los diagramas de momentos, de esfuerzos normales y de cortantes obtenidos en el revestimiento del túnel. Dada la poca profundidad a la que se encuentra el túnel, los esfuerzos que se presentan en el revestimiento no son muy considerables en esta etapa.

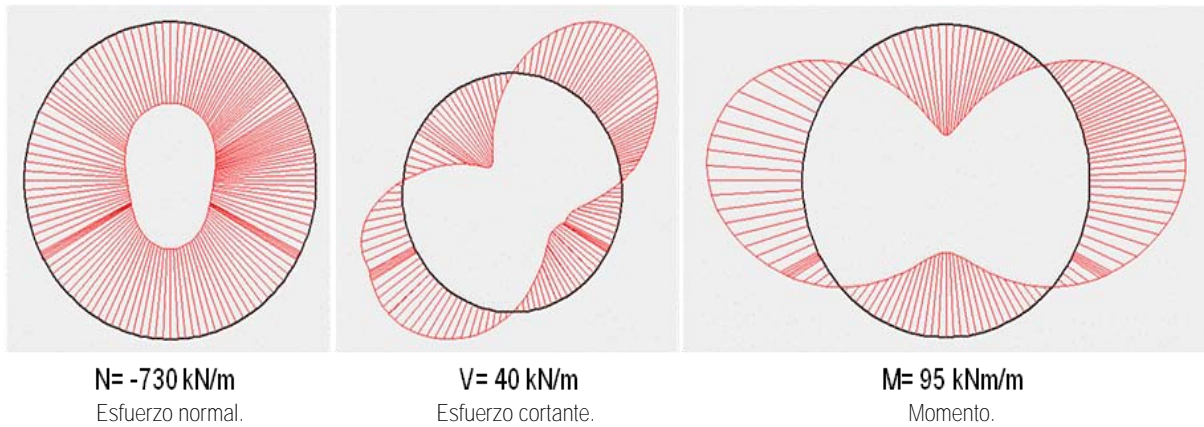


Figura 4.11 Diagramas de esfuerzos producidos en el revestimiento del túnel en el análisis a corto plazo.

4.1.4.2 Etapa de consolidación (largo plazo):

Para la etapa de consolidación del suelo, se plantea un abatimiento total de la presión de poro, lo cual es considerado como la condición más desfavorable para el proceso constructivo. La Figura 4.12 muestra la malla deformada y el hundimiento generalizado del terreno lo cual provoca una aparente emersión del túnel en la superficie.

En esta etapa, los desplazamientos y esfuerzos aumentan considerablemente en comparación con los resultados obtenidos para el corto plazo evidenciando la influencia que tiene la presión intersticial en el comportamiento del suelo y los efectos que produce en el revestimiento del túnel.

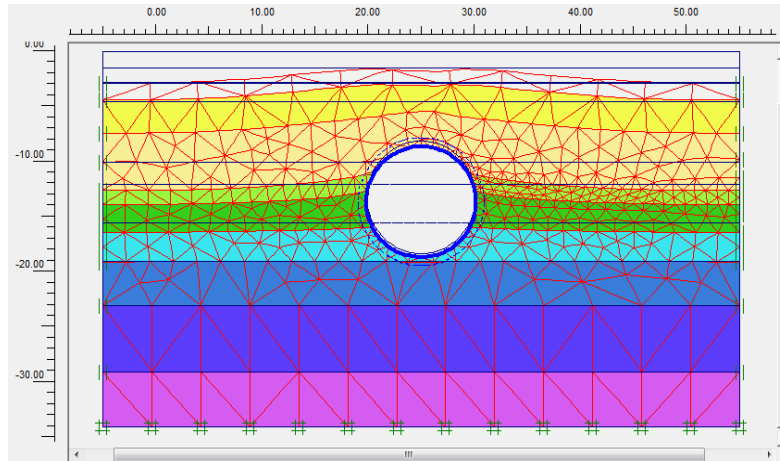
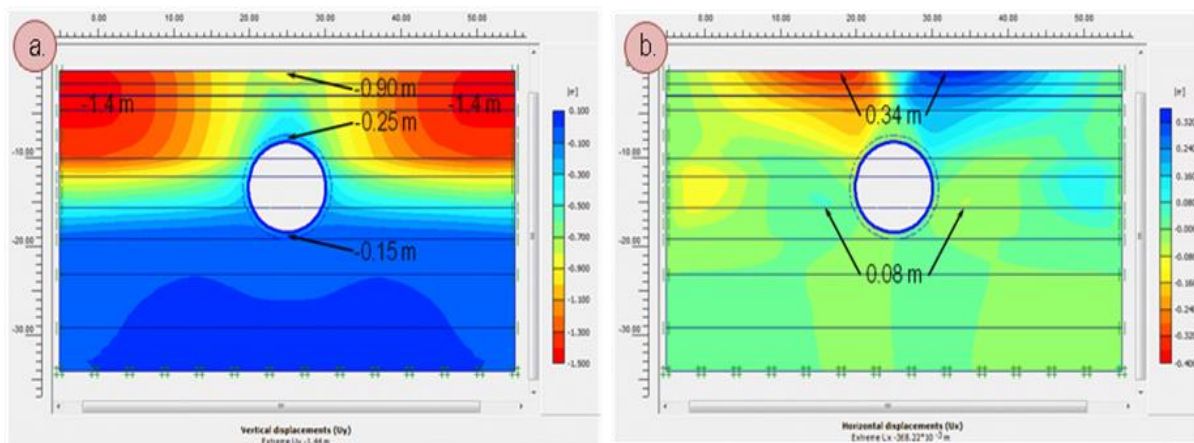


Figura 4.12 Malla deformada del análisis a largo plazo.

Asimismo, en la Figura 4.13a se muestran los desplazamientos verticales que se producen en esta etapa presentándose un asentamiento máximo de 1.4 m en la superficie que rodea al túnel debido al planteamiento de considerar a los estratos arcillosos como consolidados.

Con base en lo anterior, la emersión en la superficie encima del túnel es de 50 cm, la cual es producida por la descarga del suelo y debido a que la rigidez del revestimiento se opone al hundimiento regional provocando que los desplazamientos se vuelvan negativos siendo de -25 cm en la clave y de -15 cm en el fondo de la excavación.

Por otra parte, la Figura 4.13b indica los desplazamientos horizontales en los hastiales del túnel, los cuales son más significativos alcanzando ocho cm en esta etapa. De igual forma, los desplazamientos del suelo debidos a la aparición del túnel en la superficie también se incrementan hasta 0.34 m.



a) Desplazamientos verticales.

b) Desplazamientos horizontales.

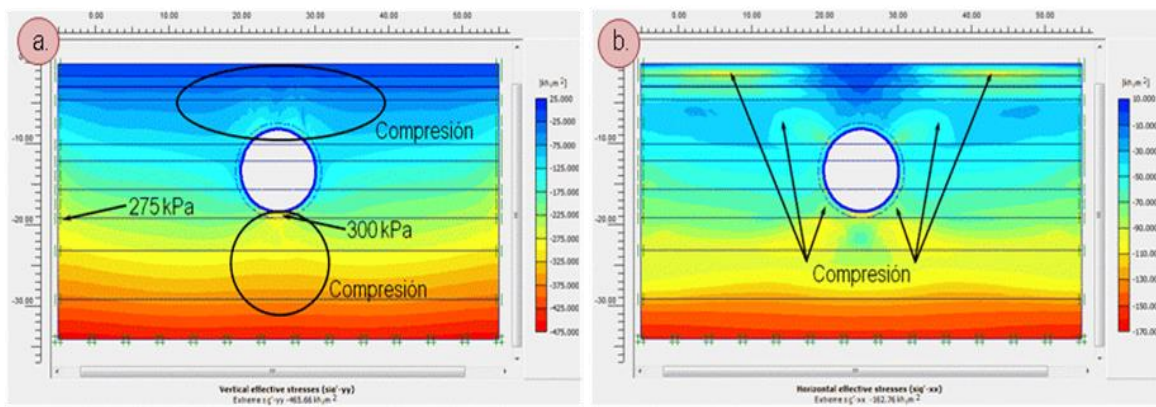
Figura 4.13 Desplazamientos del análisis a largo plazo.

Cabe señalar, que la oposición del túnel al hundimiento regional va a generar que se produzca fricción negativa sobre el revestimiento, de manera que, aunque el túnel está sometido a un peso de suelo menor, también asume los esfuerzos adicionales por fricción negativa.

Ahora bien, los esfuerzos producidos para el largo plazo (Figura 4.14a), presentan un cambio más significativo debido a que la mayor parte de la presión intersticial inicial se transfiere a los esfuerzos efectivos verticales observándose dos fenómenos:

- La rigidez del túnel que se opone al hundimiento regional implica un incremento en los esfuerzos en la clave.
- La fricción negativa que es generada por el suelo es soportada por el revestimiento e implica la reducción de los esfuerzos alrededor del túnel y se incrementan conforme se alejan del mismo y en el fondo de la excavación donde no hay fricción negativa.

Por tanto, los esfuerzos verticales se incrementan considerablemente fuera de la zona de influencia al pasar de 150 kPa que se tenían a 19 m en el corto plazo, a 275 kPa en el largo plazo, es decir 125 kPa de incremento.



a) Esfuerzos verticales.

b) Esfuerzos horizontales.

Figura 4.14 Esfuerzos generados en el suelo en el análisis a largo plazo.

En cuanto a los esfuerzos horizontales (Figura 4.14b), se observa que se producen compresiones en los hastiales así como a un metro de profundidad en las inmediaciones del túnel. Esto se debe a la contracción del túnel y a los desplazamientos horizontales producto de la aparición en la superficie.

De igual manera, los esfuerzos efectivos por cortante también incrementan su magnitud en la parte superior del túnel alcanzando los 70 kPa (Figura 4.15).

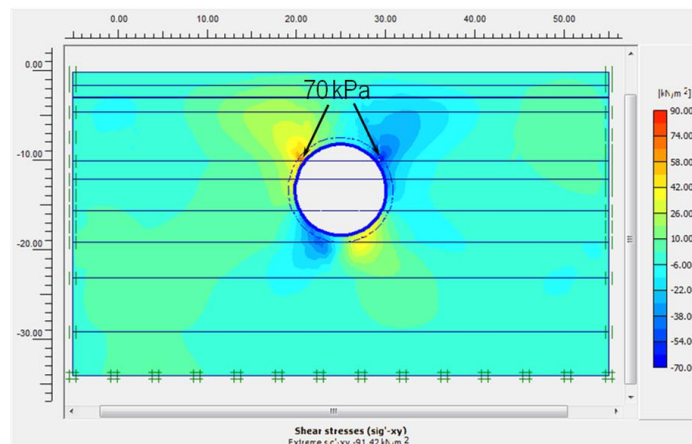


Figura 4.15 Esfuerzos por cortante generados en el análisis a largo plazo.

Para el largo plazo, los puntos de plastificación se encuentran sobre el túnel y donde se producen los esfuerzos máximos. En la Figura 4.16 se distingue una alineación de puntos de plastificación que definen un mecanismo de falla que comienza de la parte superior de los hastiales, hasta la superficie del terreno, así también se observa que los estratos de arcilla blanda (2 a 6) prácticamente fluyen, lo cual corresponde con el asentamiento de 1.4 m mostrado en los desplazamientos verticales. Este resultado sugiere que para este caso, la fricción negativa sobre el túnel puede estudiarse con métodos de análisis límite.

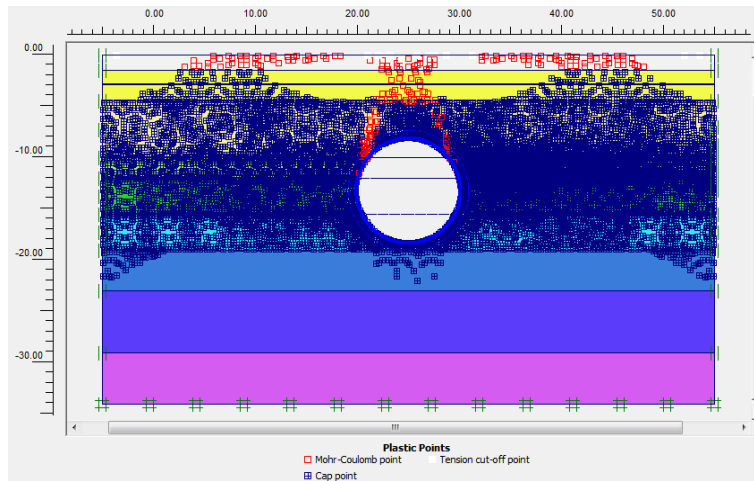


Figura 4.16 Puntos de plastificación generados en el análisis a largo plazo.

Asimismo, en la Figura 4.17 se muestran los diagramas de momentos, de esfuerzos normales y de cortantes obtenidos en el revestimiento del túnel, donde se aprecia que los esfuerzos producidos sobre el revestimiento también se incrementan considerablemente para el largo plazo.

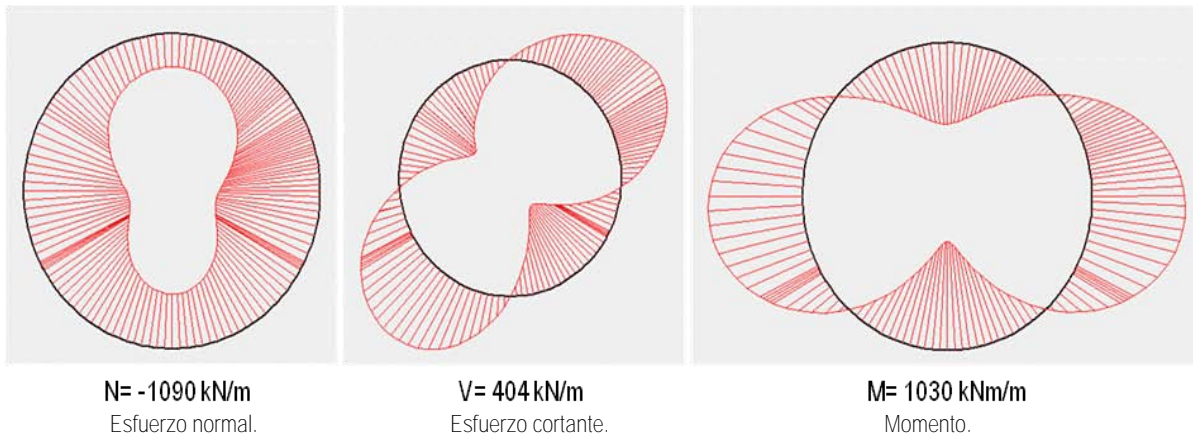


Figura 4.17 Diagramas de esfuerzos producidos en el revestimiento del túnel en el análisis a largo plazo.

Con base en los resultados del modelado del túnel puede concluirse que, debido a la poca profundidad a la que se encuentra desplantado, se presenta una emersión de aproximadamente 50 cm, lo cual no cumple con lo establecido en el RCDF donde se indica que los desplazamientos permisibles deben ser menores a 12 cm.

Debe mencionarse que, los desplazamientos superficiales ocasionados por la construcción del túnel no son de consideración con relación a su diámetro debido a que los desplazamientos únicamente representan una contracción en el revestimiento de 1% aproximadamente.

Asimismo, si se aceptara la hipótesis del abatimiento total de la presión de poro, la fricción negativa alrededor del túnel inducida por la consolidación genera esfuerzos considerables en el revestimiento como para provocar la ruptura. Por tal motivo, el dimensionamiento del revestimiento en ese tramo debería evaluarse nuevamente.

4.2 METRO EN SECCIÓN ELEVADA

Debido a que el tramo en sección elevada se ubica en zona lacustre, donde el suelo se compone principalmente de arcillas, se propuso emplear una cimentación semicompensada constituida por cajón de concreto reforzado y un conjunto de pilotes de fricción.

4.2.1 Elección del sitio de estudio y datos del proyecto

El estudio geoestadístico previo indica que el contenido de agua en el tramo en sección elevada es variable a lo largo del mismo y no muestra una estratigrafía uniformemente distribuida aun encontrándose en la zona del lago. Esto es debido a las formaciones subyacentes producto de la proximidad del trazo con la zona de lomas.

Por tal motivo, se optó por hacer el análisis de la cimentación en una zona donde el estrato arcilloso es lo suficientemente amplio como para poder albergar todo el conjunto propuesto.

De acuerdo con el perfil estimado de contenido de agua (Figura 4.18) la zona donde se ubica el mayor espesor en el estrato arcilloso útil para para realizar los análisis se encuentra en las inmediaciones de las estaciones San Lorenzo y Periférico Oriente.

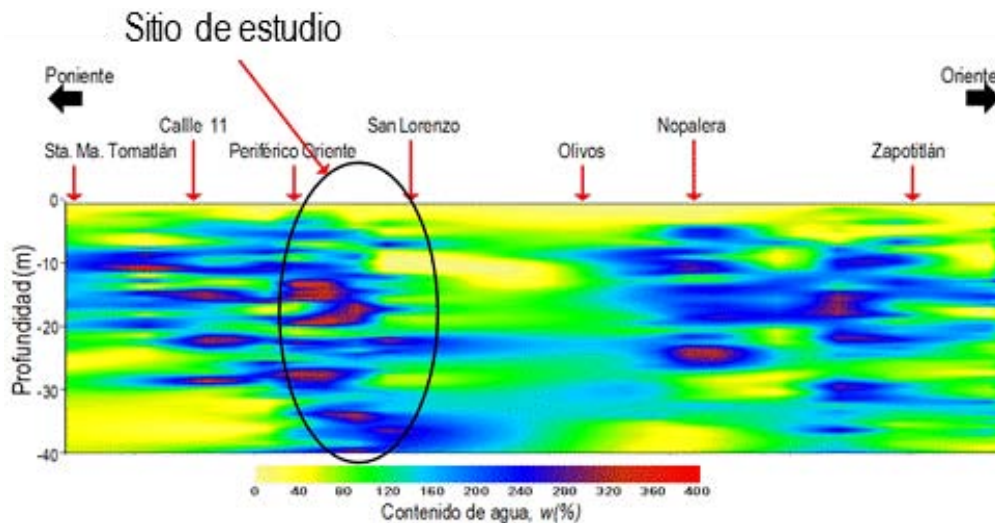


Figura 4.18 Perfil estimado de contenido de agua para el tramo en sección elevada.

Una vez definido el sitio de estudio, se procedió a realizar la revisión del conjunto que formará la cimentación, tomando en cuenta las características del suelo y atendiendo a los lineamientos que establecen las NTC-DCC (GDF, 2004), considerando para tal efecto que, para el sitio elegido, se propone una cimentación semicompensada a base de cajón de concreto reforzado con 15 pilotes de fricción de 35 m de longitud dispuestos bajo éste (Figura 4.19).

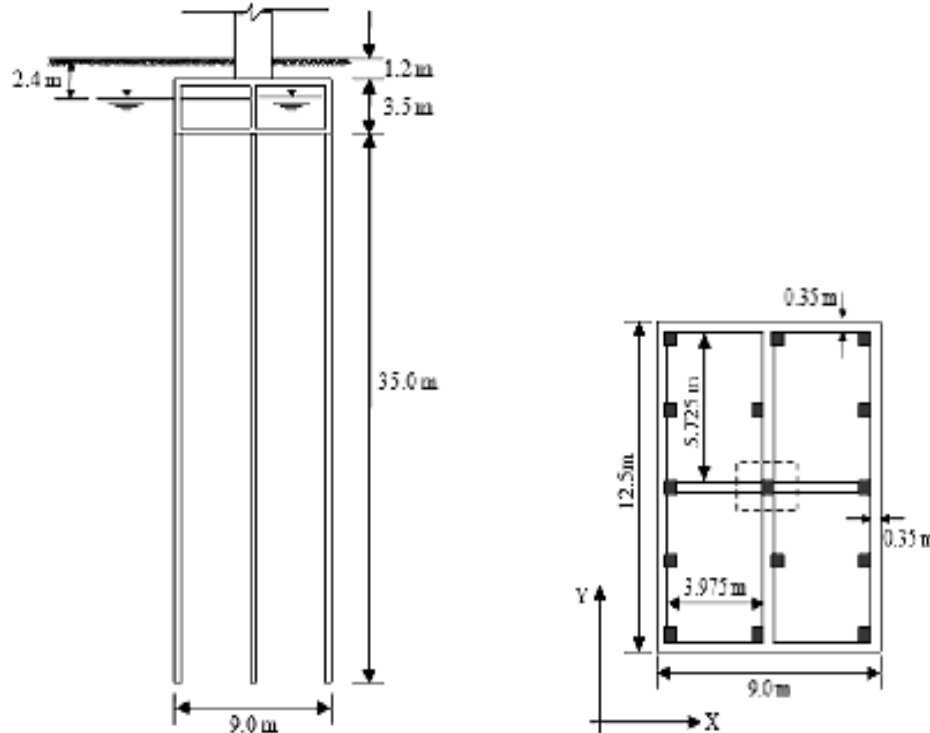


Figura 4.19 Propuesta de cimentación para la sección elevada.

Esta cimentación debe cumplir con los siguientes conceptos:

- Garantizar la estabilidad al Estado Límite de Falla (ELF) ya sea, debido al cajón o a los pilotes de fricción.
- Garantizar que los desplazamientos verticales (asentamientos o emersiones) no excedan los límites determinados por las NTC-DCC para el Estado Límite de Servicio (ELS).

Por tanto, en primer lugar se verifica que la cimentación cumpla con lo establecido en las NTC-DCC para el ELF, realizando los análisis de combinaciones de cargas correspondientes para los conjuntos cajón-suelo y pilotes-suelo. Posteriormente se comprueba que el número de pilotes no permitan exceder los asentamientos o emersiones señalados en el RCDF para el ELS.

4.2.2 Definición de los parámetros geotécnicos

De acuerdo con la información anterior, se optó por realizar el análisis de la cimentación propuesta en las inmediaciones de San Lorenzo. En este sitio se realizó el sondeo SM-10 con el cual se definen la estratigrafía y los parámetros geotécnicos necesarios (Figura 4.20).

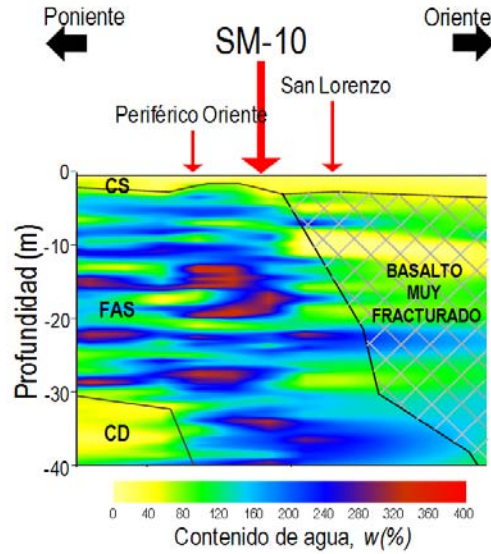
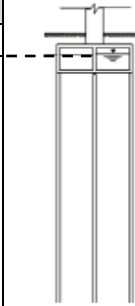


Figura 4.20 Sitio de estudio.

Con la información del perfil geotécnico del sondeo SM-10, se concluye que la estratigrafía en la zona se compone de arcillas blandas con estratos intercalados de limo y arena (Tabla 4.6).

Tabla 4.6 Estratigrafía según el sondeo SM-10.

Estrato N°	Profundidad (m) de - a		Descripción	Capa
1	0.0	2.4	Relleno	CS
2	2.4	4.7	Arena de alta compacidad	FAS
3	4.7	8.4	Arcilla lacustre muy blanda	
4	8.4	18.0	Mezcla de arcilla, limo y arena	
5	18.0	24.6	Arcilla lacustre muy blanda	
6	24.6	28.4	Limo arenoso	
7	28.4	32.0	Arcilla lacustre de consistencia media	
8	32.0	47.0	Arcilla lacustre muy blanda	
9	47.0	55.5	Limo arenoso de consistencia blanda	



Adicionalmente, con la información del mismo perfil se obtienen los siguientes parámetros (Tabla 4.7):

Tabla 4.7 Características mecánicas del sondeo SM-10.

Estrato No.	Profundidad (m) de - a		γ_m (kN/m ³)	e_0	C_r	C_c	C_u (kPa)	E_u (kPa)
1	0.0	2.4	15.0	0.0	0.0	0.0	50.0	---
2	2.4	4.7	12.5	4.43	0.0961	0.6072	18.0	8262.0
3	4.7	8.4	12.1	4.71	0.0562	3.7694	20.0	2535.0
4	8.4	18.0	13.6	2.85	0.1378	1.0273	37.0	3371.0
5	18.0	24.6	12.1	5.38	0.2220	2.5152	27.0	2381.0
6	24.6	28.4	11.5	6.22	0.2100	3.0415	20.0	2383.0
7	28.4	32.0	14.5	2.13	0.0665	0.5528	25.0	7627.0
8	32.0	47.0	11.5	3.77	0.2100	3.0415	37.6	4782.0
9	47.0	55.5	11.5	3.47	0.2100	3.0415	50.0	5227.0

Al no disponer de resultados para pruebas de compresibilidad a más de 32 m de profundidad, se consideró apropiado emplear los valores de C_c y C_r del estrato número siete para los estratos del nueve en adelante. La estratigrafía tomada para el análisis es hasta 55.5 m debido a que a esta profundidad se ubica la Capa Dura, considerando que la influencia de los esfuerzos de los pilotes en el suelo se detiene en esta capa.

Asimismo, para determinar la presión intersticial se emplea la información de la estación piezométrica EPZ-11 ubicada cerca del sitio de estudio. En este sitio el abatimiento es considerable por lo que se supone que a largo plazo será total (Figura 4.21).

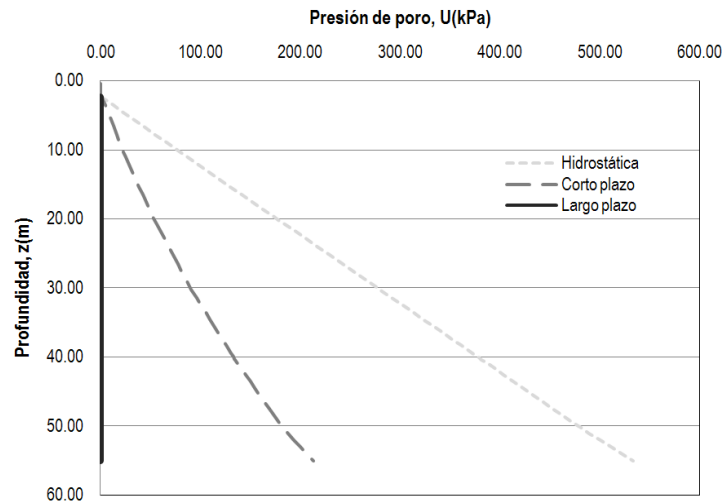


Figura 4.21 Piezometría alrededor del sondeo SM-10.

En línea punteada se muestra la presión hidrostática que se tendría si no existiera el bombeo de las aguas subterráneas; en guiones, la presión de poro actual y en continua, la presión considerada como nula a largo plazo.

Una vez obtenidos los parámetros necesarios, se puede proceder con la verificación de la estabilidad del conjunto. Para tal efecto el RCDF plantea dos tipos de revisión:

- Comprobación del conjunto cajón-suelo sin considerar los pilotes.
- Cuando el cajón no satisface el ELF, se comprueba el conjunto pilotes-suelo sin considerar el cajón.

4.2.3 Verificación de la estabilidad de un apoyo de cimentación cajón-suelo

Para verificar la estabilidad del conjunto cajón-suelo se debe comprobar que no se excedan los límites de las combinaciones de cargas que señalan las NTC-DCC con la finalidad de garantizar el comportamiento y la seguridad de la estructura.

Adicionalmente, las cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos deben satisfacer la siguiente condición (ecuación fundamental) establecida en el RCDF:

$$\frac{\sum QF_c}{A} < C_u N_c Fr + P_v \tag{4.6}$$

donde: $\sum QF_c$ = suma de los desplazamientos verticales que deben considerarse para la combinación de cargas analizada, afectada por su factor de carga

A = área de la cimentación

P_v = presión vertical total a la profundidad del fondo de la excavación debida al peso propio del suelo

C_u = cohesión aparente del suelo en el fondo de la excavación determinada mediante prueba triaxial no consolidada-no drenada (UU)

F_r = coeficiente de reducción con valor de 0.7 para este caso

N_c = coeficiente de Skempton obtenido con la siguiente ecuación:

$$N_c = 5.141 \left(1 + \frac{0.25D_F}{B} + \frac{0.25B}{L} \right) \quad (4.7)$$

con: $\frac{D_F}{B} < 2$ y $\frac{B}{L} < 1$

donde: D_F = profundidad de desplante

L = longitud de la cimentación

B = ancho de la cimentación

Para el ELF se consideran dos tipos de combinaciones:

a) *Combinación estática:*

$$\sum Q = \text{Cargas permanentes (} Ap \text{)} + \text{Cargas máximas variables (} Av \text{)} \quad (4.8)$$

con: $F_c = 1.5$

En este caso, dentro de las cargas permanentes se considera el peso de la superestructura, del cajón, del agua estimada en el cajón, del relleno y de los pilotes.

b) *Combinación sísmica*

$$\sum Q = \text{Cargas permanentes (} Ap \text{)} + \text{Cargas máximas variables (} Av \text{)} + \text{Cargas accidentales (sismo)} \quad (4.9)$$

con: $F_c = 1.1$

En este caso deben calcularse las excentricidades e_x y e_y inducidas por las solicitaciones:

$$e_x = \frac{Mx}{\sum Q} \quad \text{y} \quad e_y = \frac{My}{\sum Q} \quad (4.10)$$

con Mx y My , momentos en x y y respectivamente.

Se calcula la longitud (L') y ancho (B') efectivos que sustituyen a los valores de L y B en los cálculos:

$$L' = L - 2e_x \quad \text{y} \quad B' = B - 2e_y \quad (4.11)$$

Así como la superficie efectiva de contacto (A') que sustituye el valor de A en los cálculos:

$$A' = L' * B' \quad (4.12)$$

Para considerar el esfuerzo cortante en la cimentación, se calcula el ángulo δ que representa la inclinación entre las acciones resultantes y la vertical:

$$\delta = \alpha \tan\left(\frac{V}{\Sigma Q}\right) \quad (4.13)$$

Con este ángulo se determina f_n el cual es un coeficiente reductor utilizado para incluir el esfuerzo cortante:

$$f_n = (1 - \tan(\delta))^2 \quad (4.14)$$

Se multiplica N_c por el coeficiente f_n y se comprueba la ecuación fundamental (4.6).

4.2.4 Verificación de la estabilidad de un apoyo de cimentación pilotes-suelo

Para verificar la estabilidad del conjunto pilotes-suelo se debe comprobar la capacidad de los pilotes en su conjunto a fin de que no se excedan los límites de las combinaciones de cargas que señalan las NTC-DCC, con el fin de garantizar el comportamiento y la seguridad de la estructura.

Asimismo, para este conjunto se deben verificar las combinaciones de cargas estáticas y sísmicas de la misma manera que en el caso del conjunto cajón-suelo con la diferencia que, para este caso, se debe cumplir con la siguiente condición (ecuación fundamental):

$$\Sigma QF_c < R \quad (4.15)$$

donde: ΣQF_c = suma de los desplazamientos verticales que deben considerarse para la combinación de cargas analizada, afectada por su factor de carga

R = capacidad de carga igual al mínimo de:

- La suma de la capacidad de carga por punta y fricción de cada pilote (R_1)
- La suma de la capacidad de carga por punta y fricción del grupo y subgrupos de pilotes estimados (R_2)

Para calcular la resistencia de punta de un pilote se emplea la siguiente expresión:

$$C_p = (C_u N_c F_R + P_v) A_p \quad (4.16)$$

donde: C_u = cohesión aparente del suelo al nivel de la punta del pilote determinada mediante prueba triaxial no consolidada-no drenada (UU)

$$N_c = 7$$

$$F_R = 0.7$$

P_v = presión vertical total a la profundidad de la punta del pilote debida al peso propio del suelo

A_v = área transversal de la punta del pilote

De igual forma, para calcular la resistencia a la fricción lateral de un pilote se emplea la siguiente ecuación:

$$C_{f1} = A_L f F_R \quad (4.17)$$

donde: A_L = área lateral del pilote

f = adherencia lateral. Para suelos cohesivos suaves se considera igual a la cohesión media del suelo a lo largo del pilote y se determina por medio de una prueba triaxial no consolidada-no drenada (UU)

$$F_R = 0.7$$

Asimismo, se emplea la siguiente expresión para calcular la resistencia a la fricción lateral para un grupo de pilotes:

$$C_{f2} = (BLI) f F_R \quad (4.18)$$

donde: B = base del cajón

L = longitud del cajón

I = longitud del pilote

Por tanto:

$$R = \min\left((C_p + C_{f1})N_p \mid C_p N_p + C_{f2}\right) \underbrace{\hspace{10em}}_{R1 \text{ ó } R2} \quad (4.19)$$

donde: N_p = número de pilotes

Como se mencionó anteriormente, las combinaciones estáticas y sísmicas son las mismas que para el conjunto cajón-suelo salvo que, en la combinación sísmica, la reducción de la superficie efectiva influye solamente para el cálculo de C_{f2} que se obtiene con B' y L' .

Por otra parte, deben determinarse las características y capacidades de los pilotes que componen el conjunto. A continuación se presenta el planteamiento analítico que emplea el programa de cómputo MICRA para realizar la

verificación de los desplazamientos al ELS, el cual se basa en el método de Reséndiz y Auvinet (1973) para evaluar los asentamientos o emersiones en las estructuras cimentadas a base de pilotes de fricción:

- *Distribución de los esfuerzos sobre el fuste del pilote*

En presencia de un proceso de consolidación regional, la distribución de los esfuerzos en los pilotes puede ser sumamente compleja debido a que es diferente a la local, la cual es inducida por el peso propio de la estructura. De cualquier forma, estos dos tipos de consolidación afectan directamente al comportamiento de cualquier estructura cimentada sobre pilotes de fricción.

Cabe mencionar que los esfuerzos desarrollados en la punta y el fuste del elemento dependen de las características geométricas, de la rigidez y de la separación entre los pilotes, así como de las propiedades mecánicas del suelo, la magnitud de las cargas y de la reducción en la presión de poro.

Comúnmente se admite, que además de los esfuerzos en la punta, también se desarrollan esfuerzos de fricción negativa sobre la parte superior del elemento y fricción positiva en la inferior. Asimismo, que existe un *eje o nivel neutro* que separa las dos zonas y en el cual no existe desplazamiento relativo entre el pilote y el suelo (Figura 4.22).

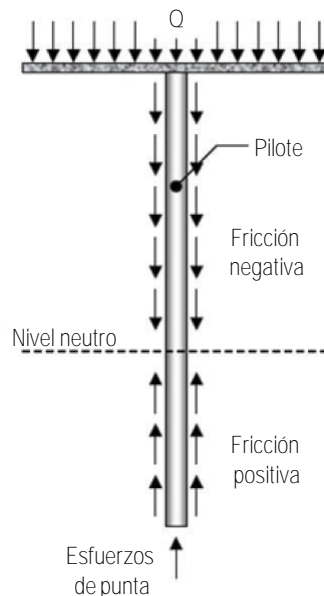


Figura 4.22 Esfuerzos desarrollados sobre el pilote.

- *Determinación de la capacidad de carga de los pilotes*

Al determinar la capacidad de carga del grupo de pilotes se deben tener en cuenta las siguientes condiciones:

- La resistencia máxima distribuida en punta (C_p), para un grupo de pilotes cuyas puntas están en contacto con un estrato netamente cohesivo y saturado se calcula según la siguiente ecuación:

$$C_p = (C_u N_c + \sigma) A_p N_p \quad (4.20)$$

donde: C_u = cohesión no consolidada y no drenada del estrato subyacente al grupo de pilotes

$$N_c = 9$$

σ = esfuerzo total del suelo a la profundidad de la punta del pilote

A_p = área de la punta del pilote

N_p = número de pilotes

- La resistencia a la fricción positiva máxima aplicada a lo largo de todo el fuste para suelos arcillosos, se determina con la siguiente expresión:

$$f^+ = \left(\sum_{n=1}^{n^{\circ} \text{capas}} C u_n \alpha_n h_n \right) A_L N_p \quad (4.21)$$

donde: $C u_n$ = cohesión no consolidada y no drenada de cada estrato n

α_n = factor de adherencia (1 en el caso de arcillas blandas)

h_n = espesor de cada estrato n

A_L = perímetro del pilote

N_p = número de pilotes

- *Determinación de las solicitaciones aplicadas a la cimentación*

Con los cálculos anteriores, se puede determinar la carga P de los pilotes con la siguiente ecuación:

$$P = \min(\sum Q, C_p + f^+) \quad (4.22)$$

donde: P = carga asumida por los pilotes

$\sum Q$ = suma de cargas al ELS

Revisando que:

- Si $\sum Q < C_p + f^+$, los pilotes se encuentran trabajando en términos de capacidad de carga, donde la carga aplicada es menor a la capacidad de carga del pilote;
- Si $\sum Q > C_p + f^+$, los pilotes se encuentran trabajando en términos de asentamientos, donde la carga aplicada es mayor a la capacidad de carga del pilote.

Luego, la carga asumida por el cajón (C) en el fondo de la excavación se calcula con la siguiente ecuación:

$$C = \sum Q - P \quad (4.23)$$

Donde se debe considerar:

- Si $C > 0$ entonces no debe calcularse el eje neutro (trabajan en términos de asentamientos).
- Si $C = 0$ entonces los pilotes se encuentran trabajando en términos de capacidad de carga y debe calcularse el eje neutro de la siguiente manera:

- *Determinación de la ubicación del eje neutro*

En estudios previos relativos a pilotes de fricción sometidos a consolidación regional, Reséndiz y Auvinet (1973) plantean que la profundidad del eje neutro (Z_0) puede estimarse por aproximaciones sucesivas variando su profundidad hasta lograr que se cumpla la siguiente igualdad, asumiendo que se desarrolla la capacidad por punta del grupo de pilotes así como la fricción límite a todo lo largo de su fuste, es decir:

$$P - C_p = \left| C_F^+ \right|_{Z_0}^{Z_p} - \left| C_F^- \right|_{D_F}^{Z_0} \quad (4.24)$$

donde: P = carga transmitida al pilote

C_p = capacidad de carga en la punta del pilote

Z_0 = profundidad del eje neutro

Z_p = profundidad de la punta del pilote

D_F = profundidad máxima de excavación (desplante del cajón)

$\left| C_F^+ \right|_{Z_0}^{Z_p}$ = adherencia máxima en el fuste del pilote a la profundidad Z_0 a Z_p

$\left| C_F^- \right|_{D_F}^{Z_0}$ = adherencia máxima en el fuste del pilote a la profundidad D_F a Z_0

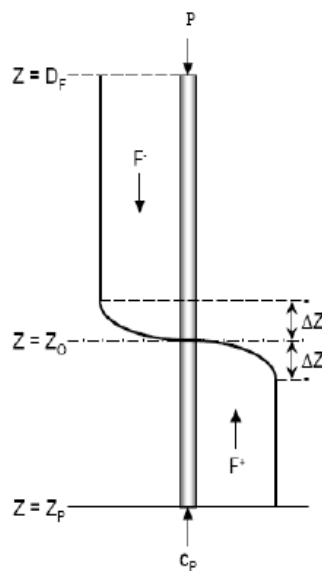


Figura 4.23 Esfuerzos actuantes en el fuste y punta del pilote para condiciones límites.

Cabe señalar que la ubicación del Z_0 permite conocer los desplazamientos del suelo sobre el pilote, de lo cual se pueden hacer las siguientes observaciones:

- Entre Z_0 y Z_p el suelo se desplaza hacia arriba con relación al pilote
- Entre D_f y Z_0 el suelo se desplaza hacia abajo cuando $|F-| > 0$ y no hay desplazamiento cuando $|F-| = 0$
- A la profundidad del Z_0 no existe desplazamiento relativo entre el pilote y el suelo

En conclusión, la ubicación del eje neutro (Z_0) estará en función de la cantidad de pilotes determinada para cada caso, tomando en cuenta las observaciones anteriores.

• *Determinación del campo de esfuerzos*

Con el propósito de calcular el esfuerzo vertical (σ_z) en el suelo, primero se deben sustituir las cargas de punta, de fricción positiva y de descarga del suelo, por las cargas equivalentes uniformemente distribuidas en las áreas horizontales localizadas a una profundidad determinada.

La Figura 4.24 muestra las cargas equivalentes aplicadas al suelo para los dos criterios en que trabajan los pilotes. En el criterio 1 no se considera el peso del cajón (C) y se presenta fricción negativa y positiva; en el criterio 2, se considera el peso del cajón (C) y que el grupo de pilotes trabaja al límite presentándose fricción positiva sobre toda la superficie lateral.

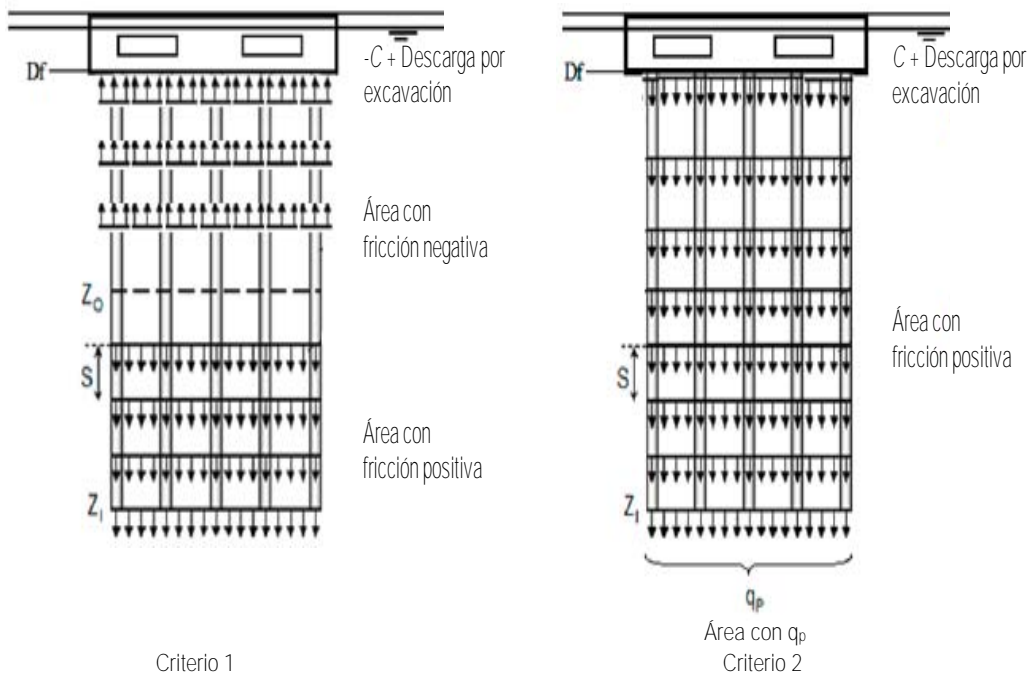


Figura 4.24 Estimación de los esfuerzos transmitidos al suelo por la cimentación.

Adicionalmente, debe tomarse en cuenta la manera en que influye la descarga producida por la excavación del suelo, la cual se determina utilizando la siguiente ecuación:

$$Descarga = D_F \gamma' A + C \tag{4.25}$$

donde: A = área de la cimentación

γ' = peso volumétrico efectivo del suelo excavado

considerando que:

- Los esfuerzos por fricción positiva (F_p) se calculan como para f^+ pero para una altura que va de Z_0 a la punta del pilote.
- Los esfuerzos por fricción negativa (F_n) se calculan a partir de los valores de la reducción de la presión de poro.
- Los esfuerzos por resistencia de punta (q_p) son iguales a C_p .

Los esfuerzos inducidos (σ_z) por una carga q , uniformemente distribuida sobre una superficie horizontal a una profundidad D_F , pueden calcularse empleando el método de los sectores propuesto por Poulos y Davis (1974), generalizado para las ecuaciones de Mindlin (Figura 4.25).

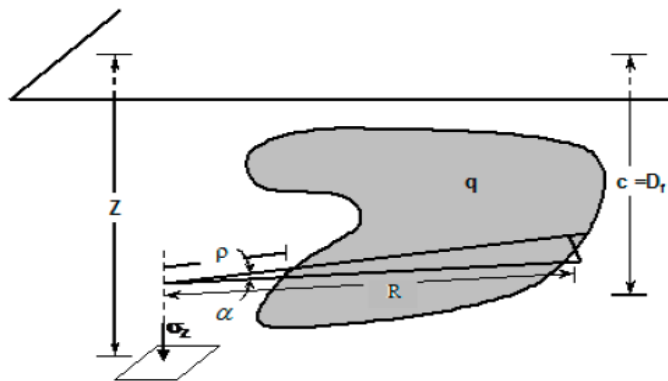


Figura 4.25 Método de los sectores generalizado. Davis y Poulos (1974).

La influencia de un sector de ángulo α y radio R en un punto localizado bajo el centro del mismo, puede calcularse mediante la siguiente integral:

$$\sigma_z = \frac{\alpha}{2\pi} \int_0^{2\pi} \int_0^R d\sigma_z(q, \rho, \theta) \tag{4.26}$$

Una aproximación de la solución para esta integral se representa mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma_z = \frac{\alpha}{2\pi} \frac{q_p}{4(1-\nu)} (I + II + III + IV + V) \tag{4.27}$$

donde:

$$\begin{aligned}
 I &= (Z - D_F)^3 \left\{ \frac{1}{\left[R^2 + (Z - D_F)^2 \right]^{3/2}} - \frac{1}{|Z - D_F|^3} \right\} \\
 II &= (1 - 2\nu)(Z - D_F) \left\{ \frac{1}{\left[R^2 + (Z - D_F)^2 \right]^{1/2}} - \frac{1}{|Z - D_F|} \right\} \\
 III &= -(1 - 2\nu)(Z - D_F) \left\{ \frac{1}{\left[R^2 + (Z + D_F)^2 \right]^{1/2}} - \frac{1}{(Z + D_F)} \right\} \\
 IV &= \left[(3 - 4\nu)(Z + D_F)^3 - 4(2 - \nu)D_F(Z + D_F)^2 + 6D_F^2(Z + D_F) \right] \\
 &\quad \left\{ \frac{1}{\left[R^2 + (Z + D_F)^2 \right]^{3/2}} - \frac{1}{(Z + D_F)^{3/2}} \right\} \\
 V &= 6ZD_F(Z + D_F)^3 \left\{ \frac{1}{\left[R^2 + (Z + D_F)^2 \right]^{5/2}} - \frac{1}{(Z + D_F)^{5/2}} \right\}
 \end{aligned}$$

Así, a partir de estas ecuaciones y de las estimaciones de las diferentes cargas superficiales ($F_p, q_p, Descarga$), se puede calcular el campo de esfuerzos en el suelo.

- *Determinación del campo de desplazamientos*

Los asentamientos por consolidación inducidos por las variaciones de los esfuerzos efectivos dentro del medio, pueden calcularse a partir del método tradicional de la mecánica de suelos, estimando las deformaciones verticales a partir de las curvas de compresibilidad determinadas en laboratorio mediante pruebas de consolidación unidimensional, las cuales proporcionan la relación entre la presión efectiva y la relación de vacíos:

$$\Delta H = H \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (4.28)$$

donde: ΔH = asentamiento

H = espesor del estrato

e_0 = relación de vacíos inicial

Δe = reducción de la relación de vacíos debido a las variaciones de los esfuerzos efectivos ($e_0 - e_f$)

con:
$$e_f = e_0 - C_c \log \frac{P_0 + \Delta P}{P_0}$$

donde: C_c = índice de compresibilidad de cada estrato

P_0 = esfuerzo inicial ejercido a la mitad del estrato n

$$\Delta P_n = \frac{Q_g}{(B_g + z_n) * (L_g + z_n)} = \text{incremento de esfuerzo a la mitad del estrato n}$$

donde: Q_g = carga neta efectiva

L_g y B_g = planta del grupo de pilotes

z_n = distancia de $z = 0$ a la mitad del estrato n

Se ha observado que el asentamiento de los pilotes se inicia por rellenos cercanos a la profundidad de desplante, por cargas de pisos adyacentes y el descenso de los niveles freáticos en el suelo. Esto último genera el hundimiento regional, lo cual puede provocar la aparente emersión de la estructura.

4.2.5 Procedimiento de verificación mediante un modelo analítico

El programa computacional *MathCad* se empleó para realizar los cálculos de las diferentes combinaciones de cargas y verificar que los conjuntos cajón-suelo y pilotes-suelo cumplan con las especificaciones que señala el RCDF para el Estado Límite de Falla.

Las hojas de cálculo para los diferentes casos y combinaciones de cargas, se encuentran en el Anexo 2 de este trabajo, por lo cual, en este apartado sólo se muestran los procesos y resultados obtenidos.

4.2.5.1 Verificación del conjunto cajón-suelo al Estado Límite de Falla (ELF):

Para realizar la verificación del conjunto cajón-suelo al ELF, se consideraron las siguientes cargas aplicadas sobre el cajón:

$$Q_{ELF} = W_{Estructura} + W_{Pilotes} + W_{Agua \text{ en el cajón}} + W_{Relleno} \left. \begin{array}{l} \text{Cargas máximas variables en combinación estática} \\ \text{Cargas variables instantáneas + cargas accidentales (sismo) en} \\ \text{combinación sísmica} \end{array} \right\}$$

a) Combinación estática

Al verificar la capacidad del cajón al ELF (ecuación 4.6) bajo combinación estática se tiene que:

$$\frac{\sum QFc}{A} = 209.243kPa > C_u N_c F_c + P_v = 196.703kPa$$

Lo cual no cumple con lo que establecen las NTC-DCC. Por tanto, con el fin de reducir las cargas se proponen las siguientes modificaciones constructivas:

- 1) Utilizar un relleno de poliestireno en el cajón mucho más ligero que el actual ($\gamma = 0 \text{ kN/m}^3$).

$$\frac{\sum QFc}{A} = 183.587 \text{ kPa} < C_u N_c F_c + P_v = 196.703 \text{ kPa}$$

- 2) Impermeabilizar el cajón para así no considerar el peso del agua en el mismo ($W_{\text{agua}} = 0 \text{ kN/m}^3$).

$$\frac{\sum QFc}{A} = 185.575 \text{ kPa} < C_u N_c F_c + P_v = 196.703 \text{ kPa}$$

De acuerdo con los resultados, la aplicación de cualquiera de estas modificaciones permitiría satisfacer los límites establecidos para el ELF en condiciones estáticas.

b) Combinación sísmica

Al hacer la revisión para condiciones sísmicas la superficie de contacto se reduce conforme a lo establecido en el RCDF obteniendo $L' \times B' = 12.139 \times 6.321 \text{ m}$ (Figura 4.26), lo que implica una reducción en la resistencia de la cimentación:

$$\frac{\sum QFc}{A} = 224.982 \text{ kPa} > C_u N_c F_c + P_v = 148.678 \text{ kPa}$$

Lo cual no cumple con lo establecido en las NTC-DCC (GDF, 2004). Por tanto, con el fin de encontrar una solución, se proponen las siguientes modificaciones constructivas:

- 1) Utilizar un relleno de poliestireno en el cajón mucho más ligero que el actual ($\gamma = 0 \text{ kN/m}^3$).

$$\frac{\sum QFc}{A} = 210.7 \text{ kPa} > C_u N_c F_c + P_v = 143.0 \text{ kPa}$$

- 2) Impermeabilizar el cajón para así no considerar el peso del agua en el mismo ($W_{\text{agua}} = 0 \text{ kN/m}^3$).

$$\frac{\sum QFc}{A} = 211.7 \text{ kPa} > C_u N_c F_c + P_v = 143.5 \text{ kPa}$$

Al aplicar estas modificaciones tampoco es posible conseguir los límites establecidos por las NTC-DCC, luego entonces, se propone ampliar la superficie de contacto del cajón con la finalidad de obtener una solución que satisfaga las restricciones que establecen las NTC-DCC.

Después de efectuar diferentes pruebas variando tanto la longitud como el ancho del cajón, se opta por emplear las siguientes dimensiones: $L = 12.5 \text{ m}$ y $B = 13 \text{ m}$.

3) Ampliación de la superficie de contacto del cajón: $LxB = 12.5 \times 13m$:

$$\frac{\sum QF_c}{A} = 156.3kPa < C_u N_c F_c + P_v = 156.5kPa$$

Por tanto, la única solución para que el conjunto cajón-suelo cumpla al ELF para condiciones sísmicas consiste en ampliar el área de contacto del cajón, verificándose que la propuesta dada para la cimentación en este caso no cumple con lo establecido en las NTC-DCC, por tanto, se procede a realizar la verificación del conjunto pilotes-suelo sin tomar en cuenta el cajón.

4.2.5.2 Verificación del conjunto pilotes-suelo al Estado Límite de Falla (ELF):

La verificación del conjunto pilotes-suelo se realiza tomando los datos de la propuesta para la cimentación original, es decir, 15 pilotes de fricción de 35 m de longitud colocados en una superficie rectangular de $LxB = 12.5 \times 9m$.

a) Combinación estática

Para el estudio de este conjunto debe verificarse que se cumpla con la ecuación fundamental (ecuación 4.15) para dos casos: la adherencia de un pilote aislado, multiplicado por 15 en este caso ($R1$), y la adherencia del grupo de pilotes con superficie LxB ($R2$). Realizando los cálculos se obtiene:

$$\sum QF_c = 23539.782kPa < \min[R1 = 25461.480 | R2 = 44132.685]$$

De acuerdo con los resultados, en cualquiera de los casos se cumple con lo establecido en las NTC-DCC.

b) Combinación sísmica

Para este caso, la superficie de contacto se reduce con relación a los mismos valores del conjunto cajón-suelo ($L'xB' = 12.139 \times 6.321m$), destacando que con esta acción, los esfuerzos aplicados a la estructura no cambian y que para satisfacer las limitaciones que establecen las NTC-DCC para el ELF, es necesario que el número de pilotes calculados estén dispuestos dentro de la superficie reducida (Figura 4.26).

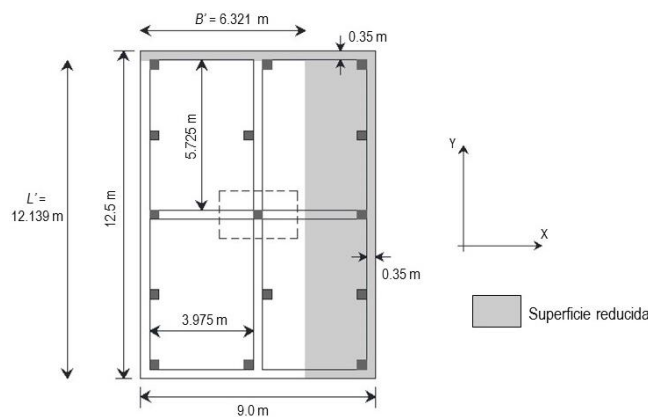


Figura 4.26 Superficie efectiva después de la reducción del área para condiciones sísmicas.

En la Figura 4.26 se aprecia que en la superficie reducida, sólo se abarcan ocho pilotes de los 15 propuestos inicialmente, por tal motivo, la verificación se realiza a partir de esa cantidad, considerando $R = \min(R_1, R_2)$:

$$\sum QF_c = 16658.8kPa > R = 13579.5kPa$$

Lo cual no cumple con la condición establecida en las NTC-DCC (ecuación 4.15); por tanto, deberá incrementarse la cantidad de pilotes dentro de la superficie reducida a fin de obtener una solución satisfactoria.

Después de realizar las pruebas correspondientes, se obtuvo que a partir de la colocación de 10 pilotes dentro de la superficie reducida se cumple con la condición para el ELF establecida en las NTC-DCC.

$$\sum QF_c = 16831.31kPa < R = 16974.32kPa$$

Con base en los resultados obtenidos, una vez realizada la verificación de las combinaciones de cargas para ambos casos, se puede observar que el conjunto cajón-suelo cumpliría con lo establecido en las NTC-DCC si se adopta alguna de las modificaciones propuestas; en tanto que, el conjunto pilotes-suelo sólo presenta complicaciones en cuanto a la ubicación de los pilotes dentro del área efectiva para poder cumplir satisfactoriamente.

4.2.5.3 Verificación de los desplazamientos al Estado Límite de Servicio (ELS):

Para realizar la modelación y la verificación de los desplazamientos del conjunto de 15 pilotes propuestos inicialmente, se emplea el programa de cómputo MICRA (Rodríguez, J., 2011), el cual requiere de ingresar la información geotécnica obtenida de la estratigrafía y la piezometría aplicando los siguientes pasos:

- 1) Se modela la superficie de contacto de la cimentación con el suelo indicando el número y las características de los pilotes a emplear (Figura 4.27), calculando la carga aplicada a la cimentación como:

$$Q_{ELS} = W_{Estructura} + W_{Pilotes} + W_{Agua \text{ en el cajón}} + W_{Relleno} + \text{Cargas de servicio}$$

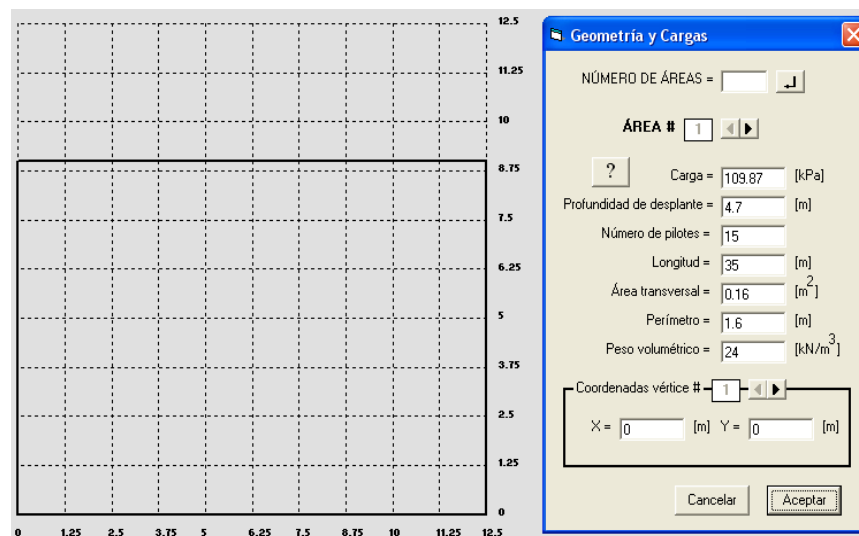


Figura 4.27 Datos de entrada de la cimentación en el programa MICRA.

- 2) Se define la estratigrafía del suelo subyacente a la cimentación (Tabla 4.7, inciso 4.2.2).
- 3) Se define la piezometría presente en el sitio de estudio (Figura 4.21, inciso 4.2.2).
- 4) Se calcula la ubicación de la profundidad del eje neutro (Z_0) considerando el planteamiento analítico descrito en el inciso 4.2.4, tomando en cuenta que:
 - Cuando se obtiene un Z_0 superior a la profundidad del fondo de la excavación, los pilotes se encuentran trabajando por capacidad de carga;
 - Cuando se obtiene un Z_0 igual a la profundidad del fondo de la excavación, los pilotes se encuentran trabajando en términos de asentamientos, es decir, los pilotes trabajan al límite.

De igual manera se calculan los esfuerzos y asentamientos a corto y largo plazo para verificar que la cimentación cumpla con lo establecido en el RCDF el cual indica que los desplazamientos máximos permisibles en la zona III (del lago), serán $\delta_y < 30$ cm para el caso de construcciones aisladas.

Debido a esta restricción, es conveniente realizar una estimación del asentamiento a largo plazo en la zona de estudio para poder calcular los desplazamientos que sufre la cimentación con relación al suelo que la rodea.

De acuerdo con los resultados del programa, la zona donde se encuentra ubicada la cimentación sufre un asentamiento provisional de 3.237 m (Figura 4.28).

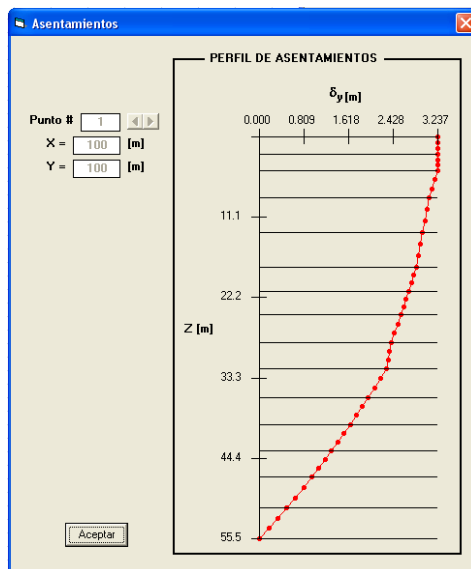


Figura 4.28 Hundimiento regional en la zona del sondeo SM-10.

A continuación se calculan los esfuerzos y desplazamientos que presenta el conjunto de 15 pilotes a corto plazo. Cabe señalar que el programa calcula los desplazamientos de manera acumulativa, es decir, se inicia el cálculo en la capa dura ($z = 55.5$ m) y posteriormente se van agregando los desplazamientos correspondientes a los demás estratos hacia la superficie.

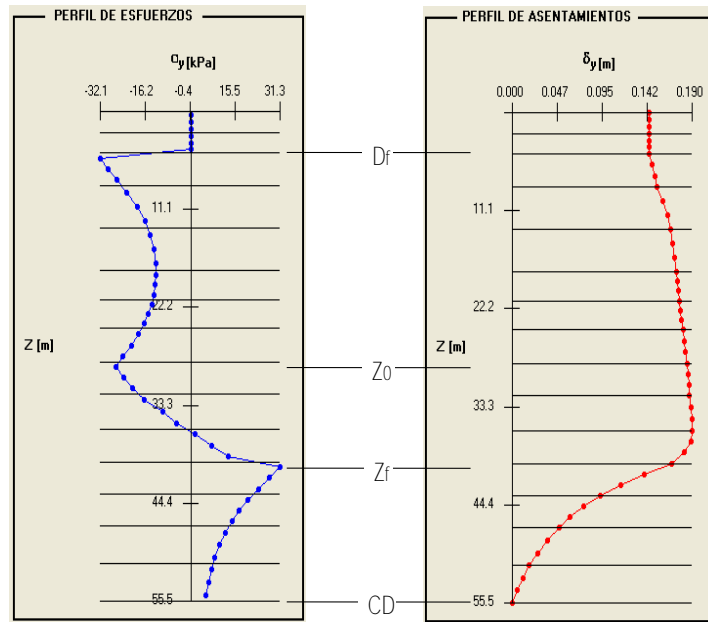


Figura 4.29 Perfiles de esfuerzos y asentamientos a corto plazo obtenidos al centro de la cimentación para 15 pilotes.

En la Figura 4.29, se muestra los perfiles de esfuerzos y asentamientos a corto plazo obtenidos por el programa con el conjunto de 15 pilotes. De acuerdo con los perfiles, la zona presenta un asentamiento de 14.4 cm, lo cual se encuentra dentro del límite establecido en las NTC-DCC. Cabe señalar que los perfiles obtenidos se refieren al punto de coordenadas (6.25, 4.5) que se ubica en la parte central del área de cimentación.

Adicionalmente, en la Figura 4.30 se presenta un cuadro con los resultados de las cargas soportadas por la cimentación a corto plazo obtenidas por el programa en el cual se destacan un par de notas:

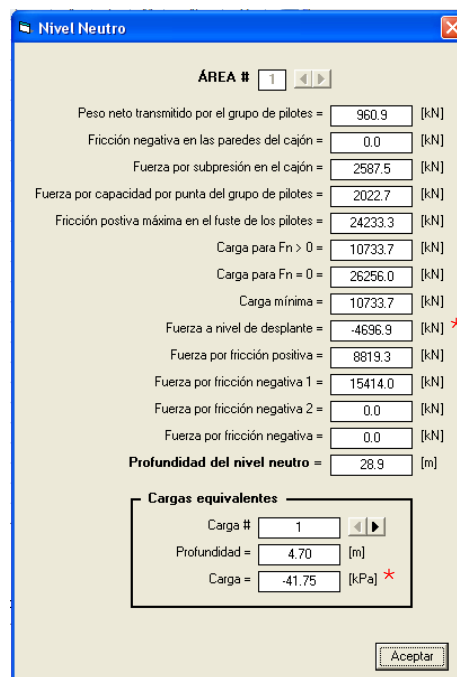


Figura 4.30 Cargas soportadas por la cimentación a corto plazo.

* Fuerza a nivel de desplante: Esta fuerza es la diferencia entre la carga aportada por el cajón al suelo y la descarga resultado de la excavación, es decir: $P - \text{Peso del suelo excavado}$. Para la cimentación estudiada $P = 0$, por tanto, la diferencia es negativa debido a que el conjunto de fuerzas es transmitido a los pilotes.

* Carga: Esta carga se refiere al esfuerzo producido a la profundidad en donde no influyen los esfuerzos; para este caso, el fondo de la excavación.

Por otra parte, debe mencionarse que para el largo plazo se considera un abatimiento total de la presión de poro. La Figura 4.31 muestra los perfiles de esfuerzos y asentamientos obtenidos por el programa en los cuales se observa que en relación con el hundimiento provisional obtenido al inicio del análisis, la estructura presenta una emersión de 38.2 cm, rebasando los límites que establece el RCDF.

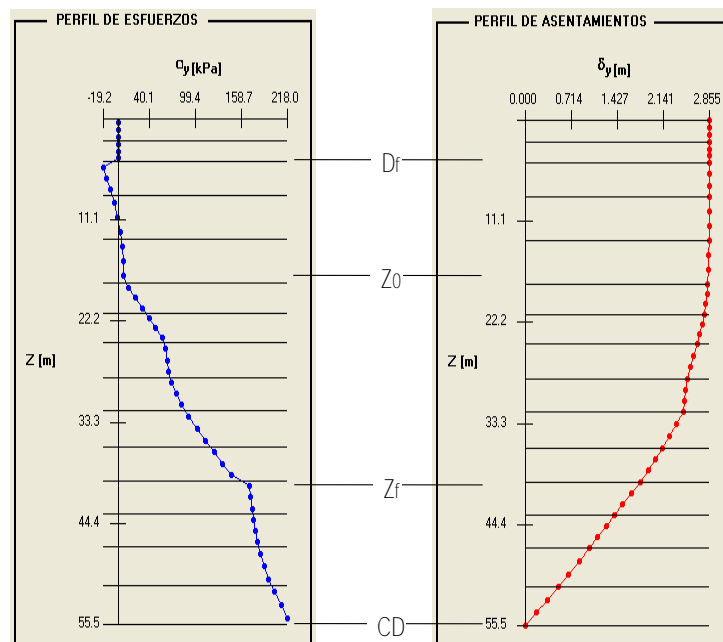


Figura 4.31 Perfiles de esfuerzos y asentamientos a largo plazo obtenidos al centro de la cimentación para 15 pilotes.

Por tanto, de acuerdo con los análisis realizados para la cimentación propuesta se concluye que:

- Sobre el nivel de desplante (D_F) no se produce ningún esfuerzo.
- Entre D_F y Z_0 el suelo se descomprime debido a la fricción negativa.
- Entre el Z_0 y la profundidad que corresponde a la punta del grupo de pilotes (Z_f), el suelo retoma las cargas que transmite el conjunto por fricción positiva, siendo en Z_f donde se obtiene el esfuerzo máximo que soporta el suelo.
- De Z_f a la capa dura se produce una reducción en la magnitud de los esfuerzos, esto es debido a su dispersión en el suelo.
- Los desplazamientos coinciden con los esfuerzos: donde se presenta un esfuerzo considerable, se obtienen desplazamientos considerables y viceversa. Asimismo, el desplazamiento en la capa dura es igual a cero debido a la hipótesis tomada de considerarla como indeformable, aun con esfuerzos actuando en el suelo.

- A diferencia del corto plazo, los esfuerzos generados en la parte inferior del eje neutro (Z_0) en el largo plazo son más considerables. Esto se debe a que el suelo se somete a una reducción de la presión de poro, por tal motivo, debajo del nivel Z_f se muestra un incremento de los esfuerzos en el suelo que al no estar sometido a los esfuerzos transmitidos por los pilotes, aún permanece sujeto a la consolidación.

Con la finalidad de conocer el comportamiento de la cimentación, se realizó una modelación variando la cantidad de pilotes para medir los desplazamientos de la estructura a corto y largo plazo. Los resultados se muestran en las Tablas 4.8 y 4.9.

Tabla 4.8 Desplazamientos de Z_0 en función del número de pilotes para corto plazo.

No. pilotes	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Z_0 (m)	4.7	4.7	4.7	4.7	4.7	4.7	6.0	11.1	14.0	16.3	18.3
δ_y (m)	-0.568	-0.412	-0.238	-0.080	-0.074	-0.070	-0.070	-0.074	-0.082	-0.092	-0.102
No. pilotes	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
Z_0 (m)	20.4	22.1	23.5	25.5	28.9	29.9	30.8	31.6	32.2	32.7	
δ_y (m)	-0.112	-0.122	-0.130	-0.138	-0.144	-0.150	-0.154	-0.158	-0.160	-0.164	

Tabla 4.9 Desplazamientos de Z_0 en función del número de pilotes para largo plazo.

No. pilotes	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Z_0 (m)	4.7	4.7	4.7	4.7	4.7	4.7	5.3	8.7	10.2	11.3	12.6
δ_y (m)	3.722	3.584	3.433	3.264	3.105	3.051	3.028	2.996	2.982	2.968	2.949
δy_{TOTAL} (m)	-0.485	-0.347	-0.196	-0.027	0.132	0.186	0.209	0.241	0.255	0.269	0.288
No. pilotes	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
Z_0 (m)	13.9	15.1	16.1	17.1	17.9	18.9	19.8	20.6	21.3	22	
δ_y (m)	2.927	2.901	2.880	2.862	2.855	2.843	2.837	2.832	2.828	2.825	
δy_{TOTAL} (m)	0.310	0.336	0.357	0.375	0.382	0.394	0.400	0.405	0.409	0.412	

Los datos de las tablas 4.8 y 4.9 muestran que los desplazamientos tanto para corto como para largo plazo aumentan conforme crece el número de pilotes. Así también, se detecta que a largo plazo se presenta el problema de emersión de la estructura rebasando los valores permisibles. Asimismo, se complica la ubicación de los pilotes dentro del área efectiva a fin de cumplir satisfactoriamente con la combinación sísmica para el análisis del ELF que indican las NTC-DCC.

La Figura 4.32 muestra el gráfico con la ubicación de la profundidad del eje neutro para largo plazo en función del número de pilotes empleado. En ella se observa que hasta con cinco pilotes la profundidad no cambia y permanece a la altura del fondo de la excavación, lo cual indica que los pilotes trabajan únicamente con fricción positiva. Por otra parte, se advierte que es a partir de seis pilotes que la profundidad del eje neutro comienza a descender, lo que indica que los pilotes trabajan con fricción positiva y negativa, lo cual implica la emersión de la estructura a razón de que se aumenta la cantidad de pilotes empleada.

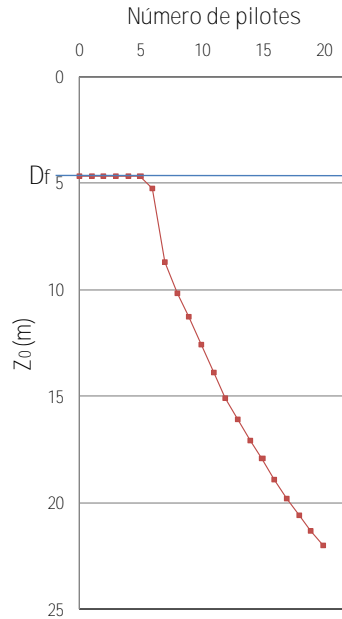


Figura 4.32 Profundidad del eje neutro en función del número de pilotes.

Asimismo, en la Figura 4.33 se muestran los asentamientos obtenidos a corto y largo plazo respectivamente. A corto plazo, para limitar el asentamiento se requiere emplear cinco pilotes notando que, con un número mayor, el propio peso de los pilotes es tal, que anula el beneficio de incrementar la cantidad. Esta situación en particular se debe a la baja resistencia y alta deformabilidad de las arcillas del Valle de México. Para largo plazo se tiene que a partir de cuatro pilotes la estructura tiende a emerger y arriba de cinco, la emersión se incrementa en menor medida siguiendo una tendencia similar a la observada a corto plazo.

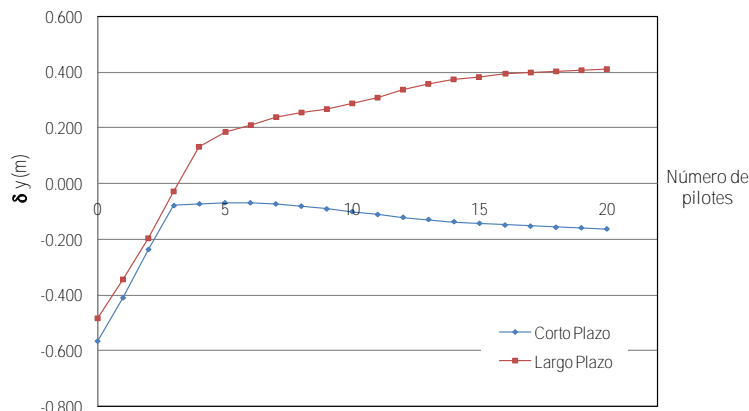
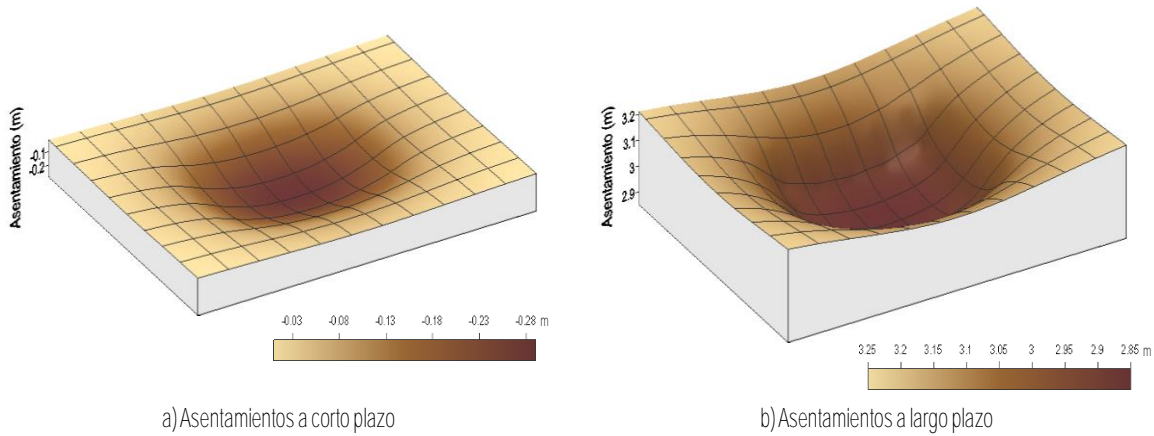


Figura 4.33 Asentamientos en función del número de pilotes a corto y largo plazos.

Cabe señalar que, de acuerdo con los análisis realizados, si no se empleara ningún pilote en la cimentación, la subpresión generada al fondo de la excavación produciría fuertes emersiones en la estructura, lo cual demuestra la importancia de incluir pilotes en las cimentaciones para controlar los desplazamientos.

La Figura 4.34 ilustra los asentamientos producidos en el suelo circundante a la cimentación a causa de la estructura para corto y largo plazo a nivel del eje neutro utilizando los 15 pilotes propuestos inicialmente.



a) Asentamientos a corto plazo

b) Asentamientos a largo plazo

Figura 4.34 Asentamientos producidos con 15 pilotes a la profundidad del nivel neutro.

Por tanto, con los resultados obtenidos en los diferentes análisis, se concluye que la cimentación propuesta inicialmente de cajón de 12.5 x 9.0 m y 15 pilotes de fricción de sección 0.4 x 0.4 m no se cumple con los límites establecidos en el RCDF para el ELF para condiciones sísmicas, a menos que se adopte alguna de las soluciones propuestas:

- Ampliar la superficie del cajón a 13.0 x 12.5 m.
- Incrementar el número de pilotes dentro de la superficie reducida para combinación sísmica.

Revisando estas alternativas, se tiene que no es posible aumentar el área del cajón debido a su proximidad con instalaciones municipales importantes, entonces la única opción viable es la de incrementar el número de pilotes dentro de la superficie reducida, por tanto, se propone la colocación de 19 pilotes distribuidos en toda el área (10 de ellos dentro del área reducida) conforme al arreglo mostrado en la Figura 4.35, con el fin de que la cimentación cumpla con los límites establecidos en el RCDF para el ELF.

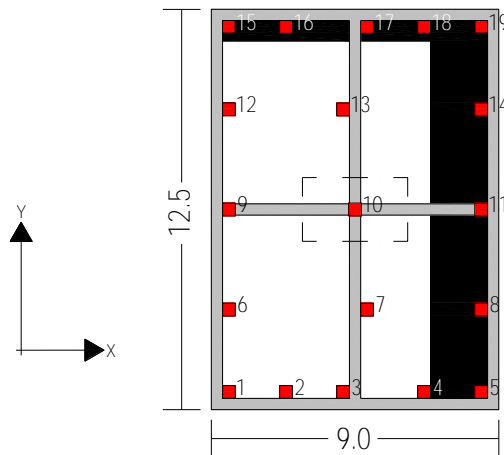


Figura 4.35 Arreglo propuesto con 19 pilotes, considerando la reducción de la superficie en condiciones sísmicas.

De acuerdo con los análisis realizados, con esta cantidad de pilotes, a corto plazo la estructura muestra un asentamiento de 16 cm, lo cual indica que se encuentra dentro de los límites establecidos en el RCDF; asimismo, la emersión de la estructura es de 40.9 cm, la cual se aceptará tomando en cuenta el hecho de que es posible renivelar periódicamente el relleno situado sobre el cajón para garantizar la planicie de la avenida contigua.

5 CONCLUSIONES

En este trabajo se presentó una caracterización geotécnica del subsuelo de la zona sur del Valle de México y su aplicación al diseño de obras de infraestructura urbana. El estudio conduce a las siguientes conclusiones:

1. Para la caracterización de la distribución espacial de los materiales del subsuelo resultó útil la información básica de ingeniería de la zona de estudio como es la topografía, la geología, la hidrología, entre otras; así como la información procedente de los sondeos geotécnicos disponibles en el área estudiada.
2. La integración de la información disponible en un Sistema de Información Geográfica para Sondeos Geotécnicos (SIG-SG), facilitó el manejo simultáneo de bases de datos y mapas para identificar en forma preliminar las características generales del subsuelo.
3. La información geotécnica disponible para la realización de este trabajo está integrada por 2,821 sondeos geotécnicos de diferentes tipos siendo los de mayor cantidad, los de tipo mixto (669) y los de penetración estándar (791).
4. Para el análisis de detalle de la caracterización del subsuelo, se empleó la metodología Geoestadística como herramienta para describir en forma racional la distribución espacial de las propiedades geotécnicas y geométricas del subsuelo (contenido de agua y espesor de los estratos típicos, respectivamente). La metodología Geoestadística permite realizar estimaciones (interpolaciones) de una variable geotécnica tomando en cuenta la correlación espacial. Por tanto, de acuerdo con los cortes estimados de contenido de agua y los modelos de superficie obtenidos se concluye lo siguiente:
 - Para la zona de estudio se observa que los valores encontrados de contenido de agua son mayores a 100% y corresponden a los suelos arcillosos lacustres. Estos valores se localizan principalmente al norte de la zona estudiada, en dirección hacia el centro de la Ciudad de México. Así también, se identifican claramente las zonas de valores bajos asociados a suelos resistentes ubicados en las zonas geotécnicas de transición y de lomas, al pie de la *Sierra de las Cruces* y en las inmediaciones del *Cerro de la Estrella*.
 - A lo largo del trazo de la *Línea 12* del Sistema de Transporte Colectivo (STC), en el modelo 3D de contenido de agua se identifica que en la zona de la estación Mixcoac al poniente, se encuentran los valores más bajos lo cual corresponde a los materiales de la zona de lomas. A partir de esta estación, el contenido de agua aumenta considerablemente hasta una cierta profundidad. Asimismo, se identifican algunas inserciones de capas con valores bajos lo que corresponde a los materiales de la zona de transición, la cual se define por sus intercalaciones de suelos blandos y resistentes en la que además se distinguen los depósitos profundos en la parte inferior así como una reducida parte en las inmediaciones de la estación Mexicaltzingo en la cual, se observan los estratos típicos de la zona del lago. Al suroriente del *Cerro de la Estrella* y hasta Tláhuac, el suelo presenta un alto contenido de agua, lo cual indica que el suelo es más blando conforme se adentra a la zona del lago incrementándose de igual manera los espesores en los estratos de arcilla a excepción de un corto tramo adelante de Iztapalapa donde se encuentran suelos resistentes producto de los materiales depositados por los cerros de la *Sierra de Santa Catarina*.

- A lo largo del trazo del Tren Férreo (*Línea A*) del STC, se identifican zonas con altos valores de contenido de agua en las inmediaciones del *Cerro del Peñón del Marqués* así como una capa de suelo blando de espesor considerable que puede estar asociada con un acuífero ubicado en ese sitio. El espesor de esta capa disminuye gradualmente hacia la *Sierra de Santa Catarina*, en el Municipio de La Paz, Estado de México.
 - A partir de los mapas de contornos y del modelo de superficie de las diferentes capas típicas del subsuelo se concluye que: la profundidad estimada de la frontera superior de la FAS se encuentra a diferentes profundidades; al pie de la *Sierra de las Cruces* alcanza una profundidad de 11 m y de 10 m al norte del *Cerro del Peñón del Marqués*. Asimismo, se observa que el espesor promedio de esta capa es de 18 m, mientras que el mayor espesor es del orden de los 52 m y se ubica al norte de la zona de estudio, en las cercanías del *Cerro del Peñón del Marqués*.
 - Para la profundidad estimada de la frontera superior de la CD se observa que la distribución de ésta es más uniforme ubicándose a mayor profundidad al norte de la zona de estudio, en dirección de donde se localiza el centro de la Ciudad de México. Así también, esta capa alcanza un espesor promedio de 3 m y presenta también, espesores superiores a 15 m al norte del *Cerro de la Estrella*.
 - Para la profundidad estimada de la frontera superior de la FAI se observa que su distribución es uniforme, sobre todo en las zonas lacustres al norte del *Cerro de la Estrella*. El espesor promedio de esta capa es de 14 m, identificándose espesores superiores a los 20 m al nororiente de la zona de estudio, entre el *Cerro del Peñón del Marqués* y la *Sierra de Santa Catarina*.
 - Para los DP se verificó la variabilidad en la ubicación de la profundidad estimada siendo en la zona del lago donde se encuentran a mayor profundidad. Al norte del *Cerro del Peñón del Marqués* se encuentran a una profundidad superior a los 60 m; mientras que la zona en la que se localizaron a mayor profundidad, es en las inmediaciones de donde se ubican los talleres de la *Línea 12* del STC en la Delegación Tláhuac. En esta zona los DP alcanzan una profundidad superior a los 100 m.
5. La Geoestadística es una herramienta útil que permite describir de forma racional la distribución espacial de las propiedades índice, mecánicas y geométricas del subsuelo de la zona de estudio. Asimismo, la desviación estándar asociada a la estimación indica los valores con incertidumbre obtenidos. El éxito de las estimaciones depende principalmente del modelo de correlación espacial y del número de datos. En tanto, puede decirse que los correlogramas dependen principalmente de la distribución espacial de los datos (sondeos) y en segundo término de la cantidad. La metodología Geoestadística empleada en este trabajo se considera como una herramienta de gran apoyo que facilita el análisis de la distribución espacial de los materiales y la caracterización geotécnica del subsuelo.
6. Con base en los resultados de la caracterización geotécnica del subsuelo obtenidos en este trabajo, se afinaron las fronteras de la zonificación geotécnica vigente (GDF, 2004) y se elaboró un mapa de zonificación actualizado del cual se concluye lo siguiente:
- En el mapa de zonificación geotécnica actualizado se observa que los cambios más significativos se presentan en toda la zona que abarca la *Sierra de Santa Catarina* en donde, además de modificar los límites al norte, también se incorporó la llamada *Loma de San Luis* al poniente.

-
- Con la información de los sondeos geotécnicos ubicados en las inmediaciones del *Cerro del Peñón del Marqués*, la superficie que lo delimitaba se redujo ligeramente formando una zona de transición alrededor del mismo, siendo abrupta al norte y al poniente; y suave al suroriente.
 - Se observa que el área de la zona de transición ubicada al pie de la *Sierra de las Cruces* se reduce ligeramente en algunos sitios en la parte norte y en dirección hacia el *Cerro de la Estrella*, mientras que, al sur esta zona geotécnica se amplía ligeramente. Así también, la zona de transición ubicada al nororiente del *Cerro de la Estrella* se redujo de acuerdo con su configuración topográfica.
7. Con base en los resultados del modelado analítico y numérico para un sitio particular de la línea 12 del metro con sección en túnel y de una cimentación semicompensada para la sección elevada, se concluye lo siguiente:
- Con respecto al análisis numérico del túnel, se identificó que los desplazamientos verticales en la superficie son más evidentes conforme el túnel se desplanta a menor profundidad. Asimismo, se comprobó que el fenómeno de fricción negativa sobre el revestimiento debido a la consolidación del suelo puede ser tal, que aumenta el riesgo de ruptura por la compresión sobre el revestimiento.
 - El diseño de una cimentación semicompensada para el tramo elevado apoyado en la arcilla blanda de la zona lacustre puso en evidencia los problemas de emersión aparente generados por el hundimiento regional a largo plazo rebasando lo establecido en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (GDF, 2004). Sin embargo, se considera que este fenómeno no constituye un problema grave debido a que es posible renivelar el terraplén situado sobre el cajón a fin de controlar las deformaciones en la superficie.
8. Por tanto, el reto a vencer en el diseño de este tipo de cimentaciones es el de reducir los hundimientos generados debido al proceso de consolidación de los estratos compresibles inducidos por la extracción de agua y al peso propio de la estructura.
9. El ampliar el conocimiento del subsuelo es fundamental para realizar diseños adecuados de las cimentaciones y para evaluar el comportamiento de las estructuras, de esta manera se podrá evitar riesgos y daños innecesarios en las estructuras y para la población.
10. En este trabajo se presenta una configuración general del subsuelo de la zona sur del Valle de México, el cual podrá ser empleado como referencia para la ejecución de futuros estudios geotécnicos de detalle en la zona. Los modelos generados en esta tesis no deben emplearse para fines de diseño, puesto que, para cada obra particular deben realizarse exploraciones geotécnicas del subsuelo y que podrán emplearse para validar dichos modelos.

6 REFERENCIAS

1. Aguilar, L., Ortega, M., Lugo, J. y Ortiz, D. (2006). "Análisis numérico acoplado de los desplazamientos verticales y generación de fracturas por extracción de agua subterránea en las proximidades de la Ciudad de México", Revista Mexicana de Ciencias Geológicas, Vol. 23, Núm. 3, Instituto de Geofísica, UNAM, D.F., México.
2. Auvinet, G., Méndez, E. y Juárez, M. (1996). "Geotecnia del Valle de México, Evolución de los conocimientos y perspectivas", 40 años de investigación y práctica en geotecnia, Tomo II, Fundación ICA, Instituto de Ingeniería, UNAM, Solum, D.F., México.
3. Auvinet, G. y Rebolledo, J. (2001). "Friction piles in consolidating soils. Proceedings", International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Estambul, Turquía.
4. Auvinet, G. (2002). "Incertidumbre en Geotecnia", Decimosexta Conferencia Nabor Carrillo, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Querétaro, México.
5. Auvinet, G., Juárez, M., Méndez, E. y Morales, M. (2002). "Actualización de la zonificación geotécnica del Distrito Federal y del Valle de México", Aplicación de métodos geoestadísticos, Instituto de Ingeniería, UNAM, D.F., México.
6. Auvinet, G. (2008). "Agrietamiento de suelos", Estado del Arte. Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Aguascalientes, México.
7. Auvinet, G., Ovando, E., Mendoza, M., Méndez, E., Juárez, M., Matus, A. y Jara, K. (2008). "Estudios consistentes en revisar, analizar y evaluar los aspectos relacionados con la Ingeniería Geotécnica y la Ingeniería Geosísmica asociados con el análisis, diseño y construcción de la Línea 12 del Metro", Segundo informe parcial, Instituto de Ingeniería, UNAM, D.F., México.
8. Auvinet, G. y Juárez, M. (2009). "Geotechnical engineering in urban areas affected by land subsidence", XVIIth ISSMGE Conference, 2009, Alexandria, Egypt, Publicación Instituto de Ingeniería UNAM-SMIG, D.F., México.
9. Braja, D. (2001). "Principios de ingeniería de cimentaciones", International Thomson Editores, S.A. de C.V., 4a. Edición, D.F., México.
10. Brinkgreve, R. (2004). "Plaxis", Versión 8, Manual de referencia, Delft University of Technology, Países Bajos.
11. Cabral, D. "Contenciones en pantalla continua y fundaciones con pilotes 'CFA' hélice continua", Artículo, Fundesp S.A., Sao Paulo, Brasil.
12. Cangrejo, D. e Infante, C. (2005). "Información geotécnica como elemento de análisis en la planeación y diseño de obras civiles en Bogotá", Revista Ingeniería e Investigación, Vol. 25, Núm. 3, Bogotá, Colombia.
13. Comisión de Vialidad y Transporte Urbano. (1987). "Manual de Diseño Geotécnico", Volumen 1, DDF-SGO, D.F., México.
14. Comisión Federal de Electricidad. (2008). "Manual de Diseño de Obras Civiles", Diseño por Sismo, Instituto de Investigaciones Eléctricas, D.F., México.

15. Crespo, C. (2004). *"Mecánica de suelos y cimentaciones"*, Ed. Limusa, S.A. de C.V., 5a edición, D.F., México.
16. Departamento del Distrito Federal. (1975). *"Memorias de las obras del sistema de drenaje profundo del Distrito Federal"*, DDF, D.F., México.
17. EDeutsch, V. y Journel, A. *"Geostatistical software library and user's guide (GSLIB)"*, Oxford University, Inglaterra.
18. Fenton, A. (1996). *"Probabilistic methods in Geotechnical engineering"*, Workshop presented at ASCE Uncertainty '96 Conference, Madison, Wisconsin, USA.
19. Flores, L. (2000). *"Contribución a la zonificación geotécnica de la zona sur de la Cuenca de México"*, Tesis de Licenciatura, FI-UNAM, D.F., México.
20. García, A., Zamorano, J., López, C., Galván, A., Carlos, V., Ortega, R. y Macías, J. (2008). *"El arreglo morfoestructural de la Sierra de las Cruces, México central"*, Revista Mexicana de Ciencias Geológicas, Vol. 25, Núm. 1, Instituto de Geofísica, UNAM, D.F., México.
21. Geney, E. (2009). *"Máquinas tuneladoras EPB's (Earth Pressure Balance) y mantenimiento electrónico preventivo normalmente usado"*, Universidad de Sevilla, España.
22. Geocontrol, S.A. (2001). *"Análisis de los movimientos del terreno producidos por la excavación mecánica del túnel de la L9 en la zona de Santa Coloma de Gramenet"*, Proyecto Base, Madrid, España.
23. Gobierno del Distrito Federal. (2004). *"Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal"*, Gaceta Oficial del Distrito Federal, 29 de enero de 2004, D.F., México.
24. Gobierno del Distrito Federal. (2004). *"Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones"*, Gaceta Oficial del Distrito Federal, 6 de octubre de 2004, D.F., México.
25. Godoy, I. (2010). *"Construcción de muro milán en el tramo Atlalilco-Mexicaltzingo Línea 12 del Metro de la Ciudad de México"*, Tesis de Licenciatura, FI-UNAM, D.F., México.
26. Grijalva, F. y Montijo, A. (2010). *"Sistemas fluviales"*, Departamento de Geología, Universidad de Sonora, México.
27. Gutiérrez, C., Cuevas, A. y Sánchez, B. (1991). *"Soluciones geotécnicas para el agrietamiento de suelos"*, Agrietamiento de Suelos, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, D.F., México.
28. Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática. (1999). *"Estadísticas del Medio Ambiente del Distrito Federal y Zona Metropolitana"*, D.F., México.
29. Jiménez, O. (2007). *"Caracterización geoestadística del subsuelo de la zona poniente del Valle de México"*, Tesis de Maestría, ESIA-IPN, D.F., México.
30. Juárez, M. (2001). *"Aplicación de la Geoestadística a la descripción del subsuelo del Valle de México"*, Tesis de Maestría, ESIA-IPN, D.F., México.

31. Juárez, E. y Rico, A. (2004). *"Mecánica de suelos"*, Tomo 2, Teoría y aplicaciones de la Mecánica de suelos, Ed. Limusa S.A. de C.V., D.F., México.
32. Lugo, J. (1989). *"Diccionario geomorfológico"*, Instituto de Geografía, UNAM, D.F., México.
33. Lugo, J., Mooser, F., Pérez, A. y Zamorano, J. (1994). *"Geomorfología de la Sierra de Santa Catarina, D.F., México"*, Revista Mexicana de Ciencias Geológicas, Vol. 11, Núm. 1, Instituto de Geofísica, UNAM, D.F., México.
34. Marsal, R. y Mazari, M. (1959). *"El subsuelo de la Ciudad de México"*, Facultad de Ingeniería Tomo I y II, UNAM, D.F., México.
35. Martínez, S. y Romo, P. (2010). *"Capacidad de carga de celdas estructuradas sujetas a momento de volteo: Un método de análisis simplificado"*, XXV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Publicación SMIG, Acapulco, Gro., México.
36. Matus, U. (2011). *"Caracterización de anomalías geotécnicas en las zonas de transición y del lago de la Ciudad de México"*, Tesis de Licenciatura, FI-UNAM, D.F., México.
37. Méndez, E. y Auvinet, G. (2000). *"Aplicación de las Tecnologías de Información a la Zonificación del Subsuelo de la Cuenca de México"*, XX Reunión de Nacional de Mecánica de Suelos, Publicación SMMS, Querétaro, México.
38. Méndez, E., Juárez, M., Tenorio, A. y Auvinet, G. (2008). *"Caracterización geotécnica del subsuelo del Centro Histórico de la Ciudad de México"*, XXIV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Publicación SMMS, Aguascalientes, México.
39. Mendoza, M. (2007). *"Comportamiento y diseño de cimentaciones profundas en la Ciudad de México"*, Academia de Ingeniería, UNAM, D.F., México.
40. Mooser, F., Tamez, E. y Santoyo, E. (1988). *"Características Geológicas y Geotécnicas del Valle de México"*, Serie 100 kilómetros de Metro, COVITUR, Secretaría General de Obras, D.F., México.
41. Mooser, F., Montiel, A. y Zúñiga, A. (1996). *"Nuevo mapa Geológico de las Cuencas de México, Toluca y Puebla"*, Comisión Federal de Electricidad, Primera Edición, D.F., México.
42. Morales, M. (2005). *"Aplicación de la geoestadística a la descripción estratigráfica del subsuelo de la zona zur de la Cuenca de México"*, Tesis de Maestría, ESIA-IPN, D.F., México.
43. Palomo, A. (1999). *"Comunicación personal y recorridos de campo"*, Servicio Geológico Metropolitano, UNAM, D.F., México.
44. Pérez, D. (2009). *"Modelado del hundimiento de la zona lacustre del Valle de México. Aspectos estratigráficos y piezométricos"*, Tesis de Maestría, ESIA-IPN, D.F., México.
45. Regal, M. (2009). *"Contribution à la conception géotechnique de la ligne 12 du métro de Mexico"*, Tesis de Licenciatura, Université Blaise Pascal, Clermont, Francia.

-
46. Reséndiz, D. y Auvinet, G. (1973). "*Analysis of pile foundations in consolidating soil*", Proceedings of the Eighth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscú, Rusia.
 47. Reyes, P. (2010). "*Proceso de selección, ensamble y funcionamiento de escudos en la construcción de túneles en suelos blandos: caso de estudio Línea 12 del Metro de la Ciudad de México*", Tesis de Licenciatura, FI-UNAM, D.F., México.
 48. Rodríguez, M. (2010). "*Caracterización geoestadística del subsuelo del ex lago de Texcoco*", Tesis de Maestría, ESIA-IPN, D.F., México.
 49. Rodríguez, J. (2001). "*Uso de inclusiones rígidas para el control de asentamientos en suelos blandos*", Tesis de Maestría, FI-UNAM, D.F., México.
 50. Rodríguez, J. (2010). "*Modelado del comportamiento de pilotes e inclusiones sometidos a consolidación regional, en la zona lacustre de la Ciudad de México*", Tesis de Doctorado, PMDI, FI-UNAM, D.F., México.
 51. Rosas, J. (2008). "*El Sistema de Transporte Colectivo Metro como una solución viable al problema de transporte en la Ciudad de México 1994-2006*", Tesis de Licenciatura, FCPyS-UNAM, D.F., México.
 52. Sánchez, J. (2009). "*Geomática aplicada a la detección de anomalías geotécnicas a lo largo del trazo de la Línea 12 del Metro*", Tesis de Licenciatura, FI-UNAM, México, D.F.
 53. Sanhueza, C. (2008). "*Criterios y parámetros de diseño para pantallas continuas en Madrid*", Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España.
 54. Santoyo, E., Ovando, E., Mooser, F. y León, E. (2005). "*Síntesis Geotécnica de la Cuenca del Valle de México*", Publicación 20 años, TGC Geotecnia, D.F., México.
 55. Santoyo, E. (2008). "*Historia y actualidad de del hundimiento regional de la Ciudad de México*", TGC Geotecnia, D.F., México.
 56. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. (2001). "*Manual de cimentaciones profundas*", SMMS A.C., D.F., México.
 57. Spectron Desarrollo. (2009). "*Evaluación socio-económica de la Línea 12 del Metro de la Ciudad de México*", D.F., México.
 58. Uribe, R. (2009). "*Planeación general de la Línea 12 del Metro en la Ciudad de México*", Tesis de Licenciatura, FI-UNAM, D.F., México.
 59. VanMarcke, H. (1984). "*Random fields: analysis and synthesis*", Massachusetts Institute of Technology, Press Cambridge, Massachusetts, USA.

ANEXO 1

CONCEPTOS FUNDAMENTALES DE LA GEOESTADÍSTICA

1 DESCRIPCIÓN GEOESTADÍSTICA

Desde hace tiempo se han realizado numerosos esfuerzos con el fin de alcanzar una descripción satisfactoria de las variaciones espaciales de las propiedades y características estratigráficas del subsuelo de la Ciudad de México. Para tal propósito, usualmente se ha recurrido al uso de las herramientas de la estadística descriptiva tradicional (tablas, histogramas, gráficas, correlaciones), las cuales permiten ordenar y procesar los datos disponibles para su interpretación. Un buen ejemplo de la aplicación de la estadística descriptiva a la Geotecnia es el libro “*El subsuelo de la Ciudad de México*” (Marsal y Mazari, 1959), en el cual, los autores recurrieron ampliamente a estas técnicas para describir las propiedades de los suelos en diferentes zonas de la ciudad.

Esas técnicas han resultado muy útiles pero actualmente se considera que es posible mejorar el procesamiento estadístico de la información geotécnica considerando las variables de interés como variables aleatorias o, como lo propone la Geoestadística, como campos aleatorios, ya que de este modo es posible evaluar la variabilidad espacial y la dependencia lineal entre variables, obteniendo resultados menos subjetivos y más racionales.

A continuación se presentan los conceptos fundamentales y la metodología completa que emplea la Geoestadística para hacer la descripción de la distribución espacial de las propiedades del subsuelo.

1.1 CONCEPTOS FUNDAMENTALES DE LA GEOESTADÍSTICA

A diferencia de la estadística y del enfoque de variable aleatoria simple, la Geoestadística permite analizar datos de fenómenos naturales distribuidos en el tiempo o en el espacio, para lo cual se toma en cuenta la posición relativa que guardan los datos de la muestra. La palabra Geoestadística es un nombre asociado a un conjunto de técnicas basadas en la teoría de los campos aleatorios y del tratamiento de las señales aplicadas a la descripción de las condiciones estratigráficas y a la distribución espacial de las propiedades de los materiales geológicos.

Los conceptos teóricos de la Geoestadística han sido presentados a detalle en trabajos anteriores (Auvinet, 2002; Juárez, 2001), por lo tanto, en este apartado sólo se presentan algunos conceptos fundamentales.

1.1.1 Campos aleatorios

La Geoestadística considera que los valores de la variable de interés en diferentes puntos constituyen una familia o *campo* de variables aleatorias $V(X)$. Estas variables distribuidas dentro de un espacio R (longitud, superficie, volumen) pueden ser llamadas *variables aleatorias regionalizadas*, y al fenómeno representado por éstas se le denomina *regionalización* o *campo aleatorio* (Berlanga y Obregón, 1981). En la Figura 1.1 se hace la representación gráfica de un campo aleatorio.

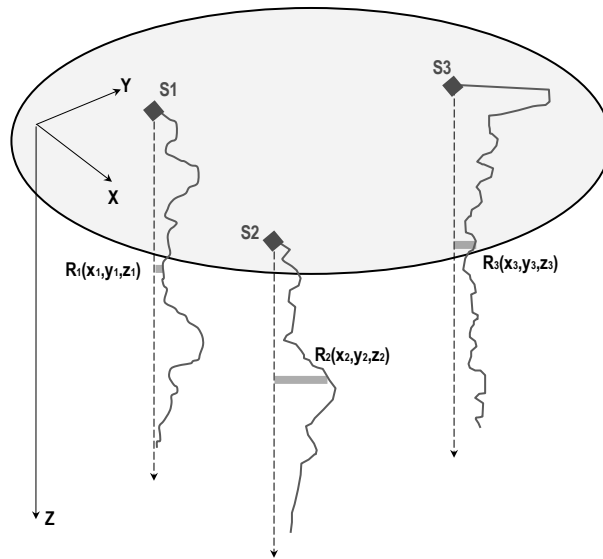


Figura 1.1 Representación gráfica de un campo aleatorio (Juárez, 2001).

Como se observa en la figura, generalmente el valor experimental de la variable de interés se conoce únicamente en algunos puntos del dominio. Además, los valores están referidos a un sistema coordenado con el fin de asociar una posición a los valores que toma esta variable dentro de un espacio geométrico.

Sea $V(X)$ una variable de interés de tipo físico (p.e. contenido de agua), mecánico (p.e. cohesión), o geométrico (p.e. espesor de algún estrato) definida en los puntos X del dominio R^p ($p = 1, 2$, o 3). Esta variable puede considerarse como una función espacial aleatoria o *campo aleatorio* (Auvinet, 1988).

Para poder describir este campo pueden introducirse los siguientes parámetros:

- *Esperanza matemática* de la propiedad en un punto dado X del medio

$$E\{V(X)\} = \mu_v(X) \quad (1.1)$$

- *Varianza* en este punto

$$\text{Var}[V(X)] = \sigma_v^2(X) \quad (1.2)$$

A la raíz cuadrada $\sigma_v(X)$ de la varianza se le suele llamar *desviación estándar* y el cociente $CV(X) = \sigma_v(X) / E\{V(X)\}$ se conoce como *coeficiente de variación*.

- *Función de autocorrelación*, definida sobre $R^p \times R^p$ por:

$$R_v(X_1, X_2) = E\{V(X_1)V(X_2)\} \quad (1.3)$$

- *Función de autocovarianza*, también definida sobre $R^p \times R^p$ por:

$$C_V(X_1, X_2) = \text{Cov}[V(X_1), V(X_2)] = E\{[V(X_1) - \mu_V(X_1)][V(X_2) - \mu_V(X_2)]\} \quad (1.4)$$

La función de autocovarianza representa el grado de dependencia lineal entre los valores de la propiedad de interés en dos puntos diferentes del medio.

- *Coefficiente de autocorrelación*

La función de autocovarianza se puede escribir bajo la forma de un *coeficiente de autocorrelación* adimensional, cuyo valor queda siempre comprendido entre -1 y +1:

$$\rho_V(X_1, X_2) = \frac{C_V(X_1, X_2)}{\sigma_V(X_1)\sigma_V(X_2)} \quad (1.5)$$

- *Variograma*

Es el momento estadístico de segundo orden (varianza) del incremento $V(X) - V(X + h)$, es una herramienta que generalmente equivale a la función de autocovarianza.

$$2\gamma(h) = E\{[V(X) - V(X + h)]^2\} \quad (1.6)$$

Conviene subrayar que estas funciones no son propiedades intrínsecas de los dos puntos X_1 y X_2 ya que dependen también de la población, es decir, del dominio en el que el campo se encuentra definido. Así, para dos puntos pertenecientes a un mismo estrato puede existir una alta correlación entre las propiedades respectivas si se considera globalmente una formación de gran espesor. Sin embargo, esta correlación puede desvanecerse si el estudio se enfoca a la variación espacial dentro del estrato.

Campo estacionario en el sentido amplio

Se admite en muchas aplicaciones que el valor esperado del campo es constante y que el valor de la función de autocovarianza en un par de puntos (X_1, X_2) de $R^p \times R^p$ solamente depende de la distancia vectorial entre los dos puntos X_1 y X_2 :

$$C_V(X_2, X_1) = C_V(X_2 - X_1) \quad (1.7)$$

Se dice entonces que el campo aleatorio es estacionario en el *sentido amplio*.

Bajo esta hipótesis, la desviación estándar de $V(X)$ en cualquier punto X de R^p es constante en el dominio considerado:

$$\sigma_v(X) = \sqrt{C_v(X, X)} = \sqrt{C_v(0)} = \text{constante} \quad (1.8)$$

y el coeficiente de autocorrelación se escribe como:

$$\rho_v(X_1, X_2) = \frac{C_v(X_1, X_2)}{\sigma_v(X_1)\sigma_v(X_2)} = \frac{C_v(X_1, X_2)}{C_v(0)} = \rho_v(X_1 - X_2) \quad (1.9)$$

La función de autocovarianza y el coeficiente de autocorrelación son entonces funciones de una sola variable vectorial.

Tendencia o deriva

Cuando la esperanza matemática es una función no constante de las coordenadas x, y, z , se dice que el campo aleatorio presenta una tendencia o deriva. Las varianzas y otros momentos, así como las funciones de distribución de probabilidad pueden también presentar variaciones espaciales.

Si la tendencia o deriva de un campo aleatorio no es significativa, se puede aceptar la condición de que el campo es estacionario, por lo menos en sentido amplio; se dice entonces que el medio es estadísticamente homogéneo. Por el contrario, si su tendencia es significativa, conviene separar la parte determinista (variación funcional de la propiedad) de la parte aleatoria y trabajar con el residuo obtenido restando de los datos el valor de la tendencia por ajuste lineal o no lineal de mínimos cuadrados por ejemplo. Este campo residual puede además normalizarse introduciendo una nueva función aleatoria del tipo:

$$V'(X) = \frac{V(X) - \mu_v(X)}{\sigma_v(X)} \quad (1.10)$$

Esta función aleatoria tiene una esperanza nula y una varianza unitaria.

Es más fácil que el campo residual así obtenido cumpla con las condiciones requeridas para que pueda considerarse como *estacionario en el sentido amplio*.

1.1.2 Análisis estructural

La determinación de los parámetros del campo a partir de los datos disponibles recibe el nombre de *análisis estructural*. Para lo cual, los parámetros y funciones definidos en las ecuaciones anteriores, pueden ser estimados a partir de sondeos continuos o de resultados de muestreos aislados recurriendo a estimadores estadísticos.

- Autocovarianza y coeficiente de autocorrelación

En el caso de sondeos continuos, aceptando que el campo es estadísticamente homogéneo y ergódico, es decir, que sus parámetros pueden ser estimados a partir de una sola realización del mismo, el valor puede ser evaluado utilizando la aproximación (Auvinet, G., 1988):

$$E\{V(X)\} = \mu_V \cong \frac{1}{L} \int_0^L V(x) dx \quad (1.11)$$

donde L es la longitud del sondeo y x una abscisa definida sobre el eje del registro.

- Autocorrelación

En la misma forma, es posible estimar la covarianza (y a partir de ella el coeficiente de autocorrelación) a lo largo de la dirección u como:

$$C_V(\lambda u) \cong \frac{1}{L} \int_0^L V(x)V(x + \lambda u) dx - \mu_V^2 \quad (1.12)$$

donde, u es el vector unitario en la dirección en la que se evalúa la covarianza y λ es un escalar.

- Variograma

Una técnica alternativa para describir la estructura de correlación espacial de las propiedades del suelo es utilizar el momento de segundo orden del incremento del campo aleatorio $V(X)$ o *variograma*, estimado en la forma siguiente:

$$2\gamma(\lambda u) \cong \frac{1}{L} \int_0^L [V(X + \lambda u) - V(X)]^2 dx \quad (1.13)$$

El uso de este concepto no trae ninguna ventaja, por lo que siempre se usará la función de autocovarianza y el coeficiente de autocorrelación en las aplicaciones presentadas en este trabajo.

La estimación numérica de las funciones anteriores puede ser representada en forma gráfica por medio del *covariograma* y del *correlograma*.

- Covariograma

A partir de los datos de $V(X)$ se estiman algunos valores experimentales de $C(\lambda u)$, definiendo previamente las diferentes distancias vectoriales $h = \lambda u$.

En el caso de que los puntos de datos estén distribuidos en forma regular según la dirección u , con intervalo p , se puede estimar $C(\lambda u)$ para cada $k.p$, siendo k un entero. Si los puntos de datos están distribuidos en forma aleatoria, no se puede estimar $C(\lambda u)$ de manera muy confiable. Para resolver este problema, la función de autocovarianza se estima a partir de los resultados de una interpolación hecha sobre una malla cuyo paso según la dirección u es regular. Con los valores $h = \lambda u$ y $C(\lambda u)$ se construye una gráfica; a la curva definida por estos valores se le denomina *covariograma experimental*.

- Correlograma

La función de autocovarianza puede ser normalizada y expresada mediante un coeficiente, para lo cual se estima un valor de $\rho(\lambda u)$ para cada valor de $C(\lambda u)$. Con los valores obtenidos se construye una gráfica con $\rho(\lambda u)$ y $h = \lambda u$ en un sistema coordenado; en este trabajo la curva resultante es llamada *correlograma experimental*.

Para estimar la correlación espacial en forma cuantitativa se introduce el término *distancia de influencia* (también conocida como *rango*), que es la distancia a partir de la cual las variables aleatorias regionalizadas $V(X)$ y $V(X + \lambda u)$ son independientes para cualquier $X \in \Omega \subset R^P$, de aquí que se interprete como *zona de influencia*.

La distancia de correlación, $\delta = 2a$, se estima a partir del correlograma, definiéndose a como:

$$a = \int_0^{\lambda_c} \rho(\lambda u) d\lambda \quad (1.14)$$

donde: λ_c es el valor crítico de λ en que ρ se anula por primera vez.

- Anisotropía

En el caso de un estudio en dos o tres dimensiones, es importante determinar el grado de anisotropía de cualquier propiedad del suelo $V(X)$ dentro del medio. Para calcular la anisotropía se estima la función de autocovarianza en varias direcciones del vector u , obteniéndose los llamados *covariogramas direccionales*. Después de estandarizar estas funciones, se estima la distancia de correlación correspondiente según la dirección considerada.

Si el valor de la distancia de influencia permanece constante en todas las direcciones estimadas, entonces se dice que el campo es *isótropo*; en cambio, si esta distancia es variable para las diferentes direcciones, entonces se dice que el campo es *anisótropo*.

La anisotropía de un campo aleatorio en algunos casos puede ser representada en forma geométrica a través de una elipse llamada *elipse de anisotropía*. Esta elipse refleja visualmente el grado de anisotropía dentro del campo analizado.

1.1.3 Estimación

El modelado de las variaciones espaciales de las propiedades del suelo mediante campos aleatorios permite realizar estimaciones de las mismas en puntos en los que se carezca de medición, tomando en cuenta la correlación espacial. Para ello, se puede recurrir a la técnica de *Kriging*. Esta técnica fue desarrollada por Matheron (1965) con base en los trabajos de Krige (Krige, 1962); permite encontrar el mejor (en el sentido de la mínima varianza) estimador lineal sin sesgo (en inglés: Best Linear Unbiased Estimator o *BLUE*), tomando en cuenta la correlación espacial, supuesta conocida.

Considérese una función $V(X): R^p \rightarrow R$ que representa una propiedad aleatoria del medio. Se suponen conocidos los valores de $V(X): V_1, V_2, \dots, V_n$ en n puntos X_1, X_2, \dots, X_n .

El problema consiste en estimar:

- El valor $V(X)$ en cualquier punto X (estimación puntual);
- O bien, el valor medio de V sobre un dominio de R^p (estimación global).

El estimador $V^*(X)$ de $V(X)$ en un punto X será un campo aleatorio, función de X y de la información disponible, es decir, de los valores $V_i = V(X_i)$, $i = 1$ a n .

La técnica de *Kriging* consiste en recurrir a estimadores que sean combinaciones lineales de los datos:

$$V^*(X) = \sum_{i=1}^n \lambda_i V_i \quad (1.15)$$

donde los λ_i son reales.

Estimar los parámetros λ_i que den un estimador satisfactorio de $V(X)$ es el problema. El *Kriging* recurre al “mejor estimador sin sesgo”, es decir, a un estimador que contenga las propiedades siguientes:

- Ausencia de sesgo: $E\{V(X) - V^*(X)\} = 0$
- Mínimo valor de la varianza de estimación definida como:

$$\sigma_E^2(X) = \text{Var}[V(X) - V^*(X)] = E\{(V(X) - V^*(X))^2\}$$

Introduciendo la variable aleatoria “error” definida como $V^*(X) - V(X)$, los dos criterios anteriores implican que esta variable tiene:

- Una esperanza nula.
- Una dispersión mínima alrededor de esta esperanza.

a) Ausencia de sesgo

Sea $E\{V(X)\}$ la esperanza de $V(X)$ (tendencia). La condición de ausencia de sesgo se escribe:

$$E\{V(X)\} = \sum_{i=1}^n \lambda_i E\{V_i\} \quad (1.16)$$

Para utilizar esta ecuación, es necesario hacer una hipótesis respecto a la tendencia. La situación más sencilla se presenta cuando es aceptable la hipótesis de estacionaridad, caso en el cual la esperanza es constante. Basta entonces con imponer la condición siguiente:

$$\sum_{i=1}^n \lambda_i = 1 \quad (1.17)$$

Se puede también estimar la tendencia haciendo por ejemplo un primer ajuste lineal a los valores conocidos. Si $F(X)$ es el valor de la función obtenida mediante esta interpolación en el punto X , el criterio de incesgamiento se escribe entonces:

$$\sum_{i=1}^n \lambda_i F(X_i) = F(X) \quad (1.18)$$

Se observa de paso, que si la tendencia utilizada para el *Kriging* fue obtenida por interpolación lineal, los resultados del *Kriging* son los mismos que los de la interpolación lineal misma. De hecho, el criterio de ausencia de sesgo se escribe entonces:

$$\sum_{i=1}^n \lambda_i V_i = F(X) \quad (1.19)$$

debido a que el valor de la interpolación lineal en un punto de dato X es precisamente el valor del dato. De la ecuación anterior, se desprende que la tendencia $F(X)$ en un punto X es igual, por definición, a la estimación arrojada por el *Kriging*.

b) Minimización de la varianza de estimación

La varianza de estimación $\sigma_E^2(X) = \text{Var}[V^*(X) - V(X)]$ puede escribirse:

$$\sigma_E^2(X) = \text{Var}[V^*(X)] + \text{Var}[V(X)] - 2\text{Cov}[V^*(X), V(X)] \quad (1.20)$$

pero:

$$\text{Var}[V^*(X)] = \text{Var}\left[\sum_{i=1}^n \lambda_i V_i\right] = \sum_{i,j=1}^n \lambda_i \lambda_j C_V(X_i, X_j) \quad (1.21)$$

y

$$\text{Cov}[V^*(X), V(X)] = \text{Cov}\left[\sum_{i=1}^n \lambda_i V_i, V(X)\right] = \sum_{i=1}^n \lambda_i C_V(X, X_i) \quad (1.22)$$

por tanto:

$$\sigma_E^2(X) = \text{Var}[V(X)] + \sum_{i=1}^n \lambda_i \lambda_j C_V(X_i, X_j) - 2 \sum_{i=1}^n \lambda_i C_V(X, X_i) \quad (1.23)$$

Donde debe minimizarse $\sigma_E^2(X)$ respetando la condición de insesgamiento. Lo anterior puede lograrse recurriendo a la técnica de los multiplicadores de Lagrange (Chapra & Canale, 1987).

Validación de la estimación

La manera más objetiva de evaluar la consistencia de las estimaciones es mediante el método de la *validación cruzada*, que consiste en suprimir un valor medido y estimarlo a partir del resto aplicando la técnica del *Kriging*; comparando los dos valores, entre menor sea la diferencia, la estimación tendrá mayor aproximación. Esto es, que la estimación es consistente. Una forma sencilla de verificar la consistencia de los resultados, es comparar los valores obtenidos en la estimación contra los valores de datos cercanos.

1.1.4 Mapeo

A fin de facilitar la interpretación de los resultados numéricos obtenidos, se recurre al empleo de herramientas de graficación para construir perfiles, cortes y mapas de contornos de la estimación o simulación puntual. Estas representaciones (en una, dos o tres dimensiones), permiten concebir visualmente la variación espacial de las propiedades analizadas.

ANEXO 2 HOJAS DE CÁLCULO EN MATHCAD PARA LA VERIFICACIÓN DE UNA CIMENTACIÓN SEMICOMPENSADA EN EL TRAMO ELEVADO

Verificación del conjunto cajón-suelo al ELF Combinación estática

1. Datos de la cimentación

$$B := 9.0$$

$$L := 12.5$$

$$Hc := 3.5$$

$$Em := 0.35$$

$$Df := 4.7$$

$$B_{celda} = \frac{[B - (Em \cdot 3)]}{2} = 3.975$$

$$L_{celda} = \frac{[L - (Em \cdot 3)]}{2} = 5.725$$

$$A_{celda} := B_{celda} \cdot L_{celda} = 22.757$$

$$H_{celda} := Hc - (2Em) = 2.8$$

$$N_{celdas} := 4$$

$$Lp := 35.0$$

$$dp := 0.4$$

$$Np := 15$$

2. Datos de la columna

$$a := 2.0$$

$$b := 2.8$$

$$A_{columna} := a \cdot b = 5.6$$

$$H_{columna} := 6.5$$

3. Propiedades del suelo

$$Cu := 28$$

$$\gamma_{se} := 13.76$$

$$Pv := \gamma_{se} \cdot Df = 64.672$$

Ancho del cajón, m

Longitud del cajón, m

Altura total del cajón, m

Espesor de los muros del cajón, m

Profundidad de desplante, m

Ancho de la celda del cajón, m

Longitud de la celda del cajón, m

Área de la celda del cajón, m²

Altura de la celda del cajón, m

Número de celdas

Longitud de los pilotes de fricción, m

Lado de los pilotes de fricción, m

Número de pilotes de fricción

Ancho de la columna, m

Largo de la columna, m

Área de la columna, m²

Altura de la columna, m

Resistencia no drenada (valor más desfavorable) a nivel de desplante, determinada mediante prueba triaxial no consolidada-no drenada (UU), kPa, SM-10

Peso volumétrico del suelo excavado, kN/m³

Peso vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, kPa (inciso 3.3.1, NTC-DCC, 2004).



4. Datos adicionales

$\gamma_{conc} := 24.0$	Peso volumétrico del concreto, kN/m ³
$\gamma_{relleno} := 15.0$	Peso volumétrico del relleno (a colocar después de construido el cajón), kN/m ³
$H_{relleno} := 1.2$	Altura del relleno, m
$NAF := 2.4$	Profundidad del NAF, m
$\gamma_w := 10.0$	Peso volumétrico del agua, kN/m ³
$H_w := 1.95$	Tirante de agua dentro del cajón, m

5. Cargas actuantes y elementos mecánicos

$W_m := 5473$	Carga muerta de la superestructura, kN
$W_{m\acute{a}x} := 2012$	Carga viva máxima de la superestructura, kN
$W_{relleno} := [(B \cdot L) - (A_{columna})] \cdot H_{relleno} \cdot \gamma_{relleno}$	
$W_{relleno} := 1924.2$	Peso del relleno (a colocar después de construido el cajón), kN
$W_{caj\acute{o}n} := [(B \cdot L \cdot H_c) - (A_{celda} \cdot H_{celda} \cdot N_{celdas})] \cdot \gamma_{conc}$	
$W_{caj\acute{o}n} := 3332.952$	Peso del cajón de cimentación, kN
$W_{aguacel} := (A_{celda} \cdot H_w \cdot \gamma_w) \cdot N_{celdas}$	
$W_{aguacel} := 1775.036$	Peso del agua en las celdas, kN
$W_p := (d_p^2 \cdot L_p) \cdot (\gamma_{conc} - \gamma_w) \cdot N_p$	
$W_p := 1176$	Peso sumergido de los pilotes, kN
$MB := 0$	Momento de volteo en B, kN-m
$ML := 0$	Momento de volteo en L, kN-m
$VB := 0$	Fuerza cortante en B, kN
$VL := 0$	Fuerza cortante en L, kN
$V := \sqrt{VB^2 + VL^2} = 0$	Fuerza cortante resultante, kN

6. Primer tipo de combinación para el ELF (inciso 3.1 de las NTC-DCC, 2004)

$Ap_v := W_m + W_{m\acute{a}x} = 7485$	Acciones permanentes + variables, kN
$Q := Ap_v + W_{relleno} + W_{caj\acute{o}n} + W_{aguacel} + W_p$	
$Q := 15693.188$	Suma de las acciones verticales a considerar en la combinación tomada a nivel de desplante, kN (inciso 3.3.1). Considerando el peso del agua dentro del cajón (inciso 3.4, NTC-DCC, 2004).
$F_c := 1.5$	Factor de carga (inciso 3.4 de las NTC-SCADEE, 2004). Se considera una estructura del Grupo A (art. 139, RCDF, 2004).

7. Factor de resistencia

$Fr := 0.7$	Factor de resistencia (inciso 3.2, NTC-DCC, 2004).
-------------	--

8. Cálculo del área efectiva del cajón

$e_B := \frac{MB}{Q} = 0$	Excentricidad en B, m
$e_L := \frac{ML}{Q} = 0$	Excentricidad en L, m
$L' := L - 2e_L = 12.5$	Longitud efectiva, m (inciso 3.3.1c, NTC-DCC, 2004).
$B' := B - 2e_B = 9$	Ancho efectivo, m (inciso 3.3.1c, NTC-DCC, 2004).
$A := L' \cdot B' = 112.5$	Área efectiva de contacto, m ²

9. Cálculo de la capacidad de carga del conjunto suelo-cajón de cimentación

$$\delta := \operatorname{atan}\left(\frac{V}{Q}\right) \frac{180}{\pi} = 0$$

Inclinación de la resultante de las acciones respecto a la vertical (inciso 3.3.1c, NTC-DCC, 2004).

$$fn = \left(1 - \tan\left(\delta \cdot \frac{\pi}{180}\right)\right)^2 = 1$$

Efecto de la fuerza cortante (inciso 3.3.1c, NTC-DCC, 2004).

$$a := \begin{cases} \frac{Df}{B'} & \text{if } \frac{Df}{B'} < 2 \\ 2 & \text{otherwise} \end{cases} = 0.522$$

$$b := \begin{cases} \frac{Df}{L'} & \text{if } \frac{Df}{L'} < 1 \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases} = 0.72$$

$$Nc := [5.14(1 + 0.25a + 0.25b)] \cdot fn$$

$$Nc := 6.736$$

Coefficiente de capacidad de carga (ec. 3.3, inciso 3.3.1, NTC-DCC, 2004). Se incluye el efecto de la fuerza cortante fn .

$$Cu \cdot Nc \cdot Fr + Pv = 196.703$$

Capacidad de carga para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos, kPa (segundo término de la ec 3.1 del inciso 3.3.1, NTC-DCC, 2004).

10. Revisión de la seguridad

Presión actuante factorizada, kPa Resistencia reducida, kPa

$$\frac{Q \cdot Fc}{A} = 209.243 > Cu \cdot Nc \cdot Fr + Pv = 196.703$$

No cumple con lo señalado en el inciso 3.3.1 (ec. 3.1) de las NTC-DCC, 2004.

11. Otras posibilidades

i) Con relleno de poliestireno $\gamma_{relleno} = 0 \text{ kN/m}^3$:

$$183.6 \text{ kPa} < 196.7 \text{ kPa}$$

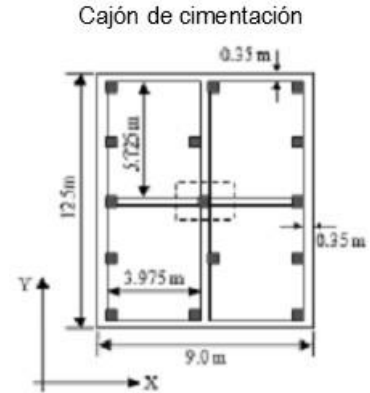
Cumple

ii) Sin agua en las celdas del cajón:

$$185.6 \text{ kPa} < 196.7 \text{ kPa}$$

Cumple

**Verificación del conjunto cajón-suelo al ELF
Combinación sísmica**



1. Datos de la cimentación

$B := 9.0$

$L := 12.5$

$H_c := 3.5$

$E_m := 0.35$

$D_f := 4.7$

$B_{celda} = \frac{[B - (E_m \cdot 3)]}{2} = 3.975$

$L_{celda} = \frac{[L - (E_m \cdot 3)]}{2} = 5.725$

$A_{celda} := B_{celda} \cdot L_{celda} = 22.757$

$H_{celda} := H_c - (2E_m) = 2.8$

$N_{celdas} := 4$

$L_p := 35.0$

$d_p := 0.4$

$N_p := 15$

Ancho del cajón, m

Longitud del cajón, m

Altura total del cajón, m

Espesor de los muros del cajón, m

Profundidad de desplante, m

Ancho de la celda del cajón, m

Longitud de la celda del cajón, m

Área de la celda del cajón, m²

Altura de la celda del cajón, m

Número de celdas

Longitud de los pilotes de fricción, m

Lado de los pilotes de fricción, m

Número de pilotes de fricción

2. Datos de la columna

$a := 2.0$

$b := 2.8$

$A_{columna} := a \cdot b = 5.6$

$H_{columna} := 6.5$

Ancho de la columna, m

Largo de la columna, m

Área de la columna, m²

Altura de la columna, m

3. Propiedades del suelo

$C_u := 28$

Resistencia no drenada (valor más desfavorable) a nivel de desplante, determinada mediante prueba triaxial no consolidada-no drenada (UU), kPa, SM-10

$\gamma_{se} := 13.76$

Peso volumétrico del suelo excavado, kN/m³

$P_v := \gamma_{se} \cdot D_f = 64.672$

Peso vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, kPa (inciso 3.3.1, NTC-DCC, 2004).

4. Datos adicionales

$\gamma_{conc} := 24.0$	Peso volumétrico del concreto, kN/m ³
$\gamma_{relleno} := 15.0$	Peso volumétrico del relleno (a colocar después de construido el cajón), kN/m ³
$H_{relleno} := 1.2$	Altura del relleno, m
$NAF := 2.4$	Profundidad del NAF, m
$\gamma_w := 10.0$	Peso volumétrico del agua, kN/m ³
$H_w := 1.95$	Tirante de agua dentro del cajón, m

5. Cargas actuantes y elementos mecánicos

$W_m := 5473$	Carga muerta de la superestructura, kN
$W_{m\acute{a}x} := 2012$	Carga viva máxima de la superestructura, kN
$W_{relleno} := [(B \cdot L) - (A_{columna})] \cdot H_{relleno} \cdot \gamma_{relleno}$	
$W_{relleno} := 1924.2$	Peso del relleno (a colocar después de construido el cajón), kN
$W_{caj\acute{o}n} := [(B \cdot L \cdot H_c) - (A_{celda} \cdot H_{celda} \cdot N_{celdas})] \cdot \gamma_{conc}$	
$W_{caj\acute{o}n} := 3332.952$	Peso del cajón de cimentación, kN
$W_{aguacel} := (A_{celda} \cdot H_w \cdot \gamma_w) \cdot N_{celdas}$	
$W_{aguacel} := 1775.036$	Peso del agua en las celdas, kN
$W_p := (d_p^2 \cdot L_p) \cdot (\gamma_{conc} - \gamma_w) \cdot N_p$	
$W_p := 1176$	Peso sumergido de los pilotes, kN
$MB := 21024.2$	Momento de volteo en B, kN-m
$ML := 2829.5$	Momento de volteo en L, kN-m
$VB := 2810.0$	Fuerza cortante en B, kN
$VL := 1534.3$	Fuerza cortante en L, kN
$V := \sqrt{VB^2 + VL^2} = 3201.59$	Fuerza cortante resultante, kN

6. Segundo tipo de combinación para el ELF (inciso 3.1 de las NTC-DCC, 2004)

$Ap_v := W_m + W_{m\acute{a}x} = 7485$	Acciones permanentes + variables, kN
$Q := Ap_v + W_{relleno} + W_{caj\acute{o}n} + W_{aguacel} + W_p$	
$Q := 15693.188$	Suma de las acciones verticales a considerar en la combinación tomada a nivel de desplante, kN (inciso 3.3.1). Considerando el peso del agua dentro del cajón (inciso 3.4, NTC-DCC, 2004).
$F_c := 1.1$	Factor de carga (inciso 3.4 de las NTC-SCADEE, 2004). Se considera una estructura del Grupo A (art. 139, RCDF, 2004).

7. Factor de resistencia

$Fr := 0.7$	Factor de resistencia (inciso 3.2, NTC-DCC, 2004).
-------------	--

8. Cálculo del área efectiva del cajón

$e_B := \frac{MB}{Q} = 1.34$	Excentricidad en B, m
$e_L := \frac{ML}{Q} = 0.18$	Excentricidad en L, m
$L' := L - 2e_L = 12.139$	Longitud efectiva, m (inciso 3.3.1c, NTC-DCC, 2004).
$B' := B - 2e_B = 6.321$	Ancho efectivo, m (inciso 3.3.1c, NTC-DCC, 2004).
$A := L' \cdot B' = 76.728$	Área efectiva de contacto, m ²

9. Cálculo de la capacidad de carga del conjunto suelo-cajón de cimentación

$$\delta := \operatorname{atan}\left(\frac{V}{Q}\right) \frac{180}{\pi} = 11.531$$

Inclinación de la resultante de las acciones respecto a la vertical (inciso 3.3.1c, NTC-DCC, 2004).

$$fn = \left(1 - \tan\left(\delta \cdot \frac{\pi}{180}\right)\right)^2 = 0.634$$

Efecto de la fuerza cortante (inciso 3.3.1c, NTC-DCC, 2004).

$$a := \begin{cases} \frac{Df}{B'} & \text{if } \frac{Df}{B'} < 2 \\ 2 & \text{otherwise} \end{cases} = 0.744$$

$$b := \begin{cases} \frac{Df}{L'} & \text{if } \frac{Df}{L'} < 1 \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases} = 0.521$$

$$Nc := [5.14(1 + 0.25a + 0.25b)] \cdot fn$$

$$Nc := 4.286$$

Coefficiente de capacidad de carga (ec. 3.3, inciso 3.3.1, NTC-DCC, 2004). Se incluye el efecto de la fuerza cortante fn .

$$Cu \cdot Nc \cdot Fr + Pv = 148.678$$

Capacidad de carga para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos, kPa (segundo término de la ec 3.1 del inciso 3.3.1, NTC-DCC, 2004).

10. Revisión de la seguridad

Presión actuante factorizada, kPa Resistencia reducida, kPa

$$\frac{Q*Fc}{A} = 224.982 > Cu \cdot Nc \cdot Fr + Pv = 148.678$$

No cumple con lo señalado en el inciso 3.3.1 (ec. 3.1) de las NTC-DCC, 2004.

11. Otras posibilidades

ii) Con relleno de poliestireno $\gamma_{relleno} = 0 \text{ kN/m}^3$:

$$210.7 \text{ kPa} > 143.0 \text{ kPa}$$

No Cumple

ii) Sin agua en las celdas del cajón:

$$211.7 \text{ kPa} > 143.5 \text{ kPa}$$

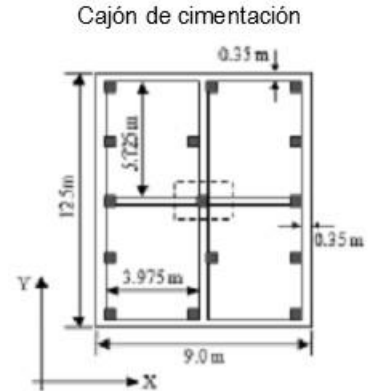
No Cumple

iii) Ampliando el ancho del cajón 4.0 m:

$$156.3 \text{ kPa} < 156.5 \text{ kPa}$$

Cumple

**Verificación del conjunto pilotes-suelo al ELF
Combinación estática**



1. Datos de la cimentación

$B := 9.0$

$L := 12.5$

$Hc := 3.5$

$Em := 0.35$

$Df := 4.7$

$Bcelda = \frac{[B-(Em \cdot 3)]}{2} = 3.975$

$Lcelda = \frac{[L-(Em \cdot 3)]}{2} = 5.725$

$Acelda := Bcelda \cdot Lcelda = 22.757$

$Hcelda := Hc - (2Em) = 2.8$

$Nceldas := 4$

$Lp := 35.0$

$dp := 0.4$

$Npf := 15$

Ancho del cajón, m

Longitud del cajón, m

Altura total del cajón, m

Espesor de los muros del cajón, m

Profundidad de desplante, m

Ancho de la celda del cajón, m

Longitud de la celda del cajón, m

Área de la celda del cajón, m²

Altura de la celda del cajón, m

Número de celdas

Longitud de los pilotes de fricción, m

Lado de los pilotes de fricción, m

Número de pilotes de fricción

2. Datos de la columna

$a := 2.0$

$b := 2.8$

$Acolumna := a \cdot b = 5.6$

$Hcolumna := 6.5$

Ancho de la columna, m

Largo de la columna, m

Área de la columna, m²

Altura de la columna, m

3. Propiedades del suelo

$Cup := 59.0$

$\varphi_u := 0$

$Cul := 40.11$

$Pv := 492.9$

Cohesión aparente del suelo de apoyo a 40 m, determinada mediante prueba triaxial no consolidada-no drenada (UU), kPa, inciso 3.6.1.1, NTC-DCC, 2004.

Ángulo de fricción aparente del suelo de apoyo (°), inciso 3.6.1.1, NTC-DCC, 2004.

Cohesión media del suelo a lo largo del fuste del pilote determinada mediante prueba triaxial no consolidada-no drenada (UU), kPa, inciso 3.6.1.1, NTC-DCC, 2004.

Presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes (40 m), kPa, inciso 3.6.1.1, NTC-DCC, 2004.

4. Datos adicionales

$$\gamma_{conc} := 24.0$$

$$\gamma_{relleno} := 15.0$$

$$H_{relleno} := 1.2$$

$$NAF := 2.4$$

$$\gamma_w := 10.0$$

$$H_w := 1.95$$

Peso volumétrico del concreto, kN/m³

Peso volumétrico del relleno (a colocar después de construido el cajón), kN/m³

Altura del relleno, m

Profundidad del NAF, m

Peso volumétrico del agua, kN/m³

Tirante de agua dentro del cajón, m

5. Cálculo de las áreas de los pilotes

$$A_p := dp \cdot dp = 0.16$$

$$AL\ 1 := (4 \cdot dp) \cdot L_p = 56$$

$$AL\ 2 := (2B + 2L) \cdot L_p = 1505$$

Área transversal de la base de los pilotes de fricción, m² (para pilotes cuadrados).

Área lateral de cada pilote, m²

Área lateral del conjunto de pilotes, m²

6. Factores de resistencia

$$Fr1 := 0.7$$

$$Fr2 := 0.7$$

Factor de resistencia, inciso 3.5.1, NTC-DCC, 2004 (para la punta).

Factor de resistencia, a excepción de los pilotes hincados en perforación previa, sec. 7.1.2.2, inciso 3.5.1b, NTC-DCC, 2004 (para el fuste).

7. Cálculo de la capacidad de carga por punta

$$N_c := 7.0$$

$$C_p := (C_{up} \cdot N_c \cdot Fr1 + P_v) A_p = 125.12$$

Coefficiente de capacidad de carga para $\varphi = 0^\circ$ (Tabla 3.2, inciso 3.6.1.1, NTC-DCC, 2004).

Capacidad de carga por punta individual, kN, para suelos cohesivos (ec. 3.1.3, inciso 3.6.1.1, NTC-DCC, 2004).

8. Cálculo de la capacidad de carga por fricción (adherencia lateral)

$$f := C_{ul} = 40.11$$

$$Cf1 := AL1 \cdot f \cdot Fr2 = 1572.312$$

$$Cf2 := AL2 \cdot f \cdot Fr2 = 42255.885$$

Adherencia lateral media pilote-suelo, kPa. Para los suelos cohesivos de las zonas II y III, se considerará igual a la cohesión media del suelo (inciso 3.5.1, NTC-DCC, 2004).

Capacidad de carga por adherencia lateral de un pilote, kN (ec. 3.12, inciso 3.5.1, NTC-DCC, 2004).

Capacidad de carga por adherencia lateral del conjunto de pilotes, kN (ec. 3.12, inciso 3.5.1, NTC-DCC, 2004).

9. Cálculo de la capacidad de carga total

$$R1 := Cf1 + C_p = 1697.432$$

$$R2 := Cf2 + (N_{pf} \cdot C_p) = 44132.685$$

Capacidad de carga total de los pilotes individuales, kN

Capacidad de carga total del conjunto de pilotes, kN

10. Cargas actuantes y elementos mecánicos

$W_m := 5473$	Carga muerta de la superestructura, kN
$W_{vm\acute{a}x} := 2012$	Carga viva máxima de la superestructura, kN
$W_{relleno} := [(B \cdot L) - (A_{columna})] \cdot H_{relleno} \cdot \gamma_{relleno}$	
$W_{relleno} = 1924.2$	Peso del relleno (a colocar después de construido el cajón), kN
$W_{caj\acute{o}n} := [(B \cdot L \cdot H_c) - (A_{celda} \cdot H_{celda} \cdot N_{celdas})] \cdot \gamma_{conc}$	
$W_{caj\acute{o}n} = 3332.952$	Peso del cajón de cimentación, kN
$W_{aguacel} := (A_{celda} \cdot H_w \cdot \gamma_w) \cdot N_{celdas}$	
$W_{aguacel} = 1775.036$	Peso del agua en las celdas, kN
$W_p := (d_p^2 \cdot L_p)(\gamma_{conc} - \gamma_w) \cdot N_{pf}$	
$W_p = 1176$	Peso sumergido de los pilotes, kN
$MB := 0$	Momento de volteo en B, kN-m
$ML := 0$	Momento de volteo en L, kN-m
$VB := 0$	Fuerza cortante en B, kN
$VL := 0$	Fuerza cortante en L, kN
$V := \sqrt{VB^2 + VL^2} = 0$	Fuerza cortante resultante, kN

11. Primer tipo de combinación para el ELF (inciso 3.1 de las NTC-DCC, 2004):

$Q := W_m + W_{vm\acute{a}x} + W_{relleno} + W_{caj\acute{o}n} + W_{aguacel} + W_p$	
$Q = 15693.188$	Suma de las acciones verticales a considerar en la combinación tomada a nivel de desplante, kN (inciso 3.3.1). Considerando el peso del agua dentro del cajón (inciso 3.4, NTC-DCC, 2004).
$F_c := 1.5$	Factor de carga (inciso 3.4 de las NTC-SCADEE, 2004). Se considera una estructura del Grupo A (art. 139, RCDF, 2004).
$Q_1 := Q \cdot \frac{F_c}{N_{pf}} = 1569.319$	Suma de acciones verticales entre el número de pilotes de fricción (factorizadas); para la revisión individual, kN
$Q_2 := Q \cdot F_c = 23539.782$	Suma de acciones verticales (factorizadas); para la revisión del conjunto de pilotes, kN

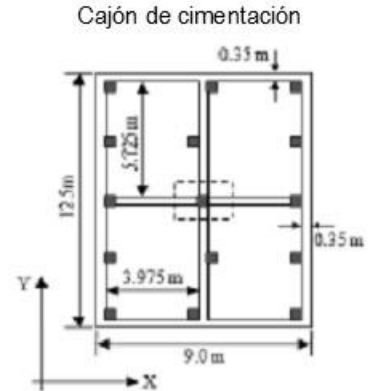
12. Cálculo del área efectiva del cajón

$e_B := \frac{MB}{Q} = 0$	Excentricidad en B, m
$e_L := \frac{ML}{Q} = 0$	Excentricidad en L, m
$L' := L - 2e_L = 12.5$	Longitud efectiva, m (inciso 3.3.1c, NTC-DCC, 2004).
$B' := B - 2e_B = 9$	Ancho efectivo, m (inciso 3.3.1c, NTC-DCC, 2004).
$A := L' \cdot B' = 112.5$	Área de contacto efectiva, m ²

13. Revisión de la seguridad

i) Revisión individual		
$Q_1 = 1569.319$	$<$	$R_1 = 1697.432$ Cumple con lo señalado en el inciso 3.5.1 (ec. 3.11) de las NTC-DCC, 2004.
ii) Revisión del conjunto de pilotes		
$Q_2 = 23539.782$	$<$	$R_2 = 44132.685$ Cumple con lo señalado en el inciso 3.5.1 (ec. 3.11) de las NTC-DCC, 2004.

**Verificación del conjunto pilotes-suelo al ELF
Combinación sísmica**



1. Datos de la cimentación

$B := 9.0$

$L := 12.5$

$Hc := 3.5$

$Em := 0.35$

$Df := 4.7$

$Bcelda = \frac{[B - (Em \cdot 3)]}{2} = 3.975$

$Lcelda = \frac{[L - (Em \cdot 3)]}{2} = 5.725$

$Acelda := Bcelda \cdot Lcelda = 22.757$

$Hcelda := Hc - (2Em) = 2.8$

$Nceldas := 4$

$Lp := 35.0$

$dp := 0.4$

$Np_f := 1, 2, \dots, 15$

$Pen := (2 \cdot B) + (2 \cdot L) = 43$

Ancho del cajón, m

Longitud del cajón, m

Altura total del cajón, m

Espesor de los muros del cajón, m

Profundidad de desplante, m

Ancho de la celda del cajón, m

Longitud de la celda del cajón, m

Área de la celda del cajón, m²

Altura de la celda del cajón, m

Número de celdas

Longitud de los pilotes de fricción, m

Lado de los pilotes de fricción, m

Número de pilotes de fricción

Envolvente del conjunto de pilotes de fricción, m

2. Datos de la columna

$a := 2.0$

$b := 2.8$

$Acolumna := a \cdot b = 5.6$

$Hcolumna := 6.5$

Ancho de la columna, m

Largo de la columna, m

Área de la columna, m²

Altura de la columna, m

3. Propiedades del suelo

$Cup := 59.0$

$\varphi_u := 0$

$Cul := 40.11$

$Pv := 492.9$

Cohesión aparente del suelo de apoyo a 40 m, determinada mediante prueba triaxial no consolidada-no drenada (UU), kPa, inciso 3.6.1.1, NTC-DCC, 2004.

Ángulo de fricción aparente del suelo de apoyo (°), inciso 3.6.1.1, NTC-DCC, 2004.

Cohesión media del suelo a lo largo del fuste del pilote determinada mediante prueba triaxial no consolidada-no drenada (UU), kPa, inciso 3.6.1.1, NTC-DCC, 2004.

Presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes (40 m), kPa, inciso 3.6.1.1, NTC-DCC, 2004.

4. Datos adicionales

$\gamma_{conc} := 24.0$	Peso volumétrico del concreto, kN/m ³
$\gamma_{relleno} := 15.0$	Peso volumétrico del relleno (a colocar después de construido el cajón), kN/m ³
$H_{relleno} := 1.2$	Altura del relleno, m
$NAF := 2.4$	Profundidad del NAF, m
$\gamma_w := 10.0$	Peso volumétrico del agua, kN/m ³
$H_w := 1.95$	Tirante de agua dentro del cajón, m

5. Cargas actuantes y elementos mecánicos

$W_m := 5473$	Carga muerta de la superestructura, kN
$W_{vins} := 2012$	Carga viva instantánea de la superestructura, kN
$W_{relleno} := [(B \cdot L) - (A_{columna})] \cdot H_{relleno} \cdot \gamma_{relleno}$	
$W_{relleno} = 1924.2$	Peso del relleno (a colocar después de construido el cajón), kN
$W_{cajón} := [(B \cdot L \cdot H_c) - (A_{celda} \cdot H_{celda} \cdot N_{celdas})] \cdot \gamma_{conc}$	
$W_{cajón} = 3332.952$	Peso del cajón de cimentación, kN
$W_{aguacel} := (A_{celda} \cdot H_w \cdot \gamma_w) \cdot N_{celdas}$	
$W_{aguacel} = 1775.036$	Peso del agua en las celdas, kN
$W_p := (d_p^2 \cdot L_p)(\gamma_{conc} - \gamma_w) \cdot N_{pf}$	
$W_p = \dots$	Peso sumergido de los pilotes, kN
$MB := 21024.2$	Momento de volteo en B, kN-m
$ML := 2829.5$	Momento de volteo en L, kN-m
$VB := 2810.0$	Fuerza cortante en B, kN
$VL := 1534.3$	Fuerza cortante en L, kN
$V := \sqrt{VB^2 + VL^2} = 3201.59$	Fuerza cortante resultante, kN

6. Segundo tipo de combinación para el ELF (inciso 3.1 de las NTC-DCC, 2004)

$Q(N_{pf}) := W_{vins} + W_m + W_{relleno} + W_{cajón} + W_{aguacel} + W_p(N_{pf})$	
$Q(N_{pf}) = \dots$	Suma de las acciones verticales a considerar en la combinación tomada a nivel de desplante, kN (inciso 3.3.1). Considerando el peso del agua dentro del cajón (inciso 3.4, NTC-DCC, 2004).
$F_c := 1.1$	Factor de carga (inciso 3.4 de las NTC-SCADEE, 2004). Se considera una estructura del Grupo A (art. 139, RCDF, 2004).

7. Cálculo del área efectiva del cajón

$e_B(N_{pf}) := \frac{MB}{Q(N_{pf})}$	Excentricidad en B, m
$e_L(N_{pf}) := \frac{ML}{Q(N_{pf})}$	Excentricidad en L, m
$L'(N_{pf}) := L - 2e_L(N_{pf})$	Longitud efectiva, m (inciso 3.3.1c, NTC-DCC, 2004).
$B'(N_{pf}) := B - 2e_B(N_{pf})$	Ancho efectivo, m (inciso 3.3.1c, NTC-DCC, 2004).
$A(N_{pf}) := L'(N_{pf}) \cdot B'(N_{pf})$	Área de contacto efectiva, m ²

8. Cálculo de las áreas de los pilotes

$$A_p := d_p \cdot d_p = 0.16$$

Área transversal de la base del pilote de fricción, m² (para pilotes cuadrados).

$$AL1 := (4 \cdot d_p) \cdot L_p = 56$$

Área lateral de cada pilote, m²

$$AL2(N_{pf}) := (2B(N_{pf}) + 2L(N_{pf}))L_p$$

Área lateral del subconjunto de pilotes (dentro del área efectiva), m²

9. Factores de resistencia

$$Fr1 := 0.7$$

Factor de resistencia, inciso 3.5.1, NTC-DCC, 2004 (para la punta).

$$Fr2 := 0.7$$

Factor de resistencia, a excepción de los pilotes hincados en perforación previa, sec. 7.1.2.2, inciso 3.5.1b, NTC-DCC, 2004 (para el fuste).

10. Cálculo de la capacidad de carga por punta

$$N_c := 7.0$$

Coefficiente de capacidad de carga para $\varphi = 0^\circ$ (Tabla 3.2, inciso 3.6.1.1, NTC-DCC, 2004).

$$C_p := (C_{up} \cdot N_c \cdot Fr1 + P_v)A_p = 125.12$$

Capacidad de carga por punta individual, kN, para suelos cohesivos (ec. 3.1.3, inciso 3.6.1.1, NTC-DCC, 2004).

11. Cálculo de la capacidad de carga por fricción (adherencia lateral)

$$f := C_{ul} = 40.11$$

Adherencia lateral media pilote-suelo, kPa. Para los suelos cohesivos de las zonas II y III, se considera igual a la cohesión media del suelo (inciso 3.5.1, NTC-DCC, 2004).

$$Cf1 := AL1 \cdot f \cdot Fr2 = 1572.312$$

Capacidad de carga por adherencia lateral de un pilote, kN (ec. 3.12, inciso 3.5.1, NTC-DCC, 2004).

$$Cf2(N_{pf}) := AL2(N_{pf}) \cdot f \cdot Fr2$$

Capacidad de carga por adherencia lateral del conjunto de pilotes, kN (ec. 3.12, inciso 3.5.1, NTC-DCC, 2004).

12. Cálculo de la capacidad de carga total

$$R1(N_{pf}) := N_{pf}(Cf1 + C_p)$$

Capacidad de carga total de los pilotes individuales, kN

$$R2 := Cf2(N_{pf}) + (N_{pf} \cdot C_p)$$

Capacidad de carga total del conjunto de pilotes, kN

$$R(N_{pf}) := \begin{cases} R1(N_{pf}) & \text{if } R1(N_{pf}) < R2(N_{pf}) \\ R2(N_{pf}) & \text{otherwise} \end{cases}$$

Capacidad de carga total, kN

13. Revisión de seguridad

$$Pilotes := 10$$

$$Q(Pilotes)Fc = 16831.31 < R(Pilotes) = 16974.32$$

Cumple con lo señalado en el inciso 3.5.1 (ec. 3.11) de las NTC-DCC, 2004.

