

URBA Ingeniería **URQUIZA & BARRERA**

LABORATORIO DE INGENIERÍA Y CONTROL DE CALIDAD DE LOS MATERIALES
ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS Y GEOTECNIA

Juan de la Barrera No. 12, Col. Niños Héroes, C.P. 76010, Querétaro, Qro.
Tel/Fax: (442) 257 2490, e-mail: mbarrera_bucio@yahoo.com.mx

ESTUDIO DE INGENIERIA GEOTECNICA

PROYECTO CENTRO COMERCIAL MARIO COLIN Y EDIFICIOS (HOTEL Y OFICINAS)

TLANEPANTLA, EDO. DE MEX.

**SOLICITA: MRD ARQUICONCEPTOS S.A DE C.V
MEXICO RETAIL DEVELOPERS**

NOVIEMBRE DE 2014

Dr. Mauricio Barrera Bucio

Cédula PhD : 1566/4G4562456
Cédula M en I : 228329
Cédula (Ing. Civil): 1959238

M. en C. Alfonso Alvarez Manilla Aceves

Cédula M en C : 3283053
Cédula I G : 1427406

No. de Registro al Padrón de
Contratistas de Qro.: 1046

No. de Registro al Padrón de
Contratista del Edo. de Gto.:
GTO-SOP/PUC-1733-2012



GEO INGENIERÍA ALFVEN, SA de CV
GEOTECNIA APLICADA, GEOFISCA, GEOHIDROLOGIA Y SIMULACION NUMERICA

URBA-EG-137-2014



Santiago de Querétaro, Qro., noviembre de 2014

Estimado Ing. Zurita:

Anexo enviamos: ***"Estudio de Ingeniería Geotécnica, para el nuevo proyecto de construcción de un centro comercial y tres edificios de uso comercial, con estacionamiento de 5 niveles de sótano, el predio se ubica entre las calles De Los Maestros y Av. Mario Colín, en el municipio de Tlalnepantla, Edo. de México."*** que contiene los resultados contemplados en el presupuesto, con lo que se dan por terminados los trabajos del mencionado presupuesto.

Quedando a sus órdenes para cualquier aclaración y esperamos prestarles nuestros servicios en fecha próxima.

A t e n t a m e n t e,

URBA Ingeniería

DR. EN ING. MAURICIO BARRERA BUCIO



Santiago de Querétaro, Qro., noviembre de 2014

AT'N: MR ARQUICONCEPTOS S.A DE C.V

Se solicitó al suscrito verificar las condiciones del subsuelo para el nuevo proyecto de construcción de un centro comercial y tres edificios (hotel y oficinas) de uso comercial, con estacionamiento de 5 niveles de sótano, el predio se ubica entre las calles De Los Maestros y Av. Mario Colín, en el municipio de Tlalnepantla, Edo. de México.

De acuerdo con lo solicitado, el objetivo de este estudio consiste en definir las propiedades índice y mecánicas del subsuelo en el sitio donde se pretende llevar a cabo el proyecto. Esto con el propósito de determinar la profundidad de desplante, así como, la capacidad de carga admisible del suelo y limitar la presión de contacto a valores que garanticen la estabilidad de las estructura.

De acuerdo con lo anterior, el estudio de mecánica de suelos correspondiente, incluye como alcance de informe, una descripción de los trabajos de exploración realizados en campo, de sondeos directos con pozos a cielo abierto y sondeos mixtos profundos, así como sondeos indirectos mediante el análisis espectral de ondas superficiales y pruebas de clasificación de los depósitos detectados, encaminados a la definición del perfil estratigráfico.

Al final del informe podrá verse, a manera de anexo, la memoria fotográfica de los trabajos de exploración y registros de pruebas de laboratorio.

URBA Ingeniería

DR. EN ING. MAURICIO BARRERA BUCIO
ADMINISTRADOR UNICO

Juan de la Barrera No. 12, Col. Niños Héroes, C.P. 76010, Santiago de Querétaro, Qro.
Tel (442) 257 2490, e-mail: urba.ingenieria.qro@gmail.com

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS PARA LA CONSTRUCCION LA PLAZA COMERCIAL “MARIO COLIN” y EDIFICOS (HOTEL Y OFICINAS)

Tlalnepantla, Estado de México

Noviembre, 2014

1. GENERALIDADES Y OBJETIVOS

La Empresa MRD Arquiconceptos, proyecta la construcción, de un centro comercial y tres edificios (hotel y oficinas) de uso comercial, con estacionamiento de 5 niveles de sótano, con una superficie aproximadamente de 17,000 m². El Predio de Proyecto está limitado al Norte por la Av. de Los Maestros, al Sur con Av. Mario Colín y al Este con el Blvd. Manuel Ávila Camacho, Tlalnepantla, Estado de México, ver la Figura 1.1.

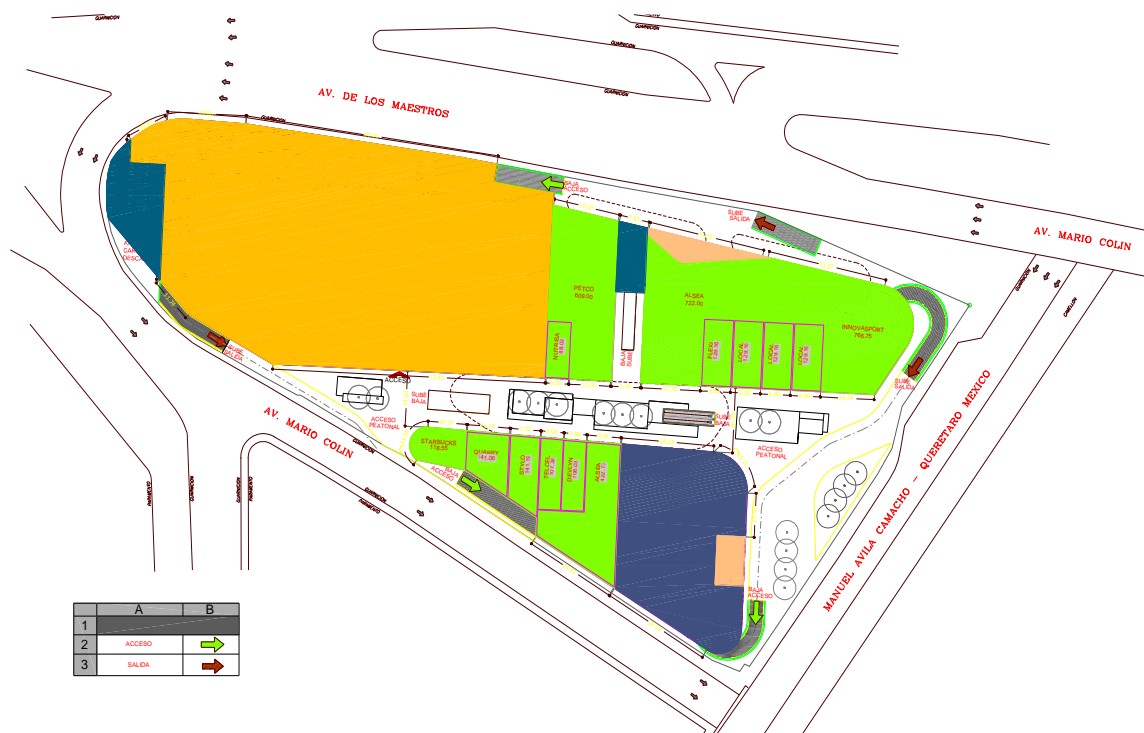


Figura 1.1. Ubicación del predio de proyecto y planta baja.

El Proyecto comprende un conjunto de estructuras de varios niveles; va desde locales comerciales en dos niveles, cines, y las principales corresponden a un hotel y dos torres de oficinas con sótanos de estacionamiento. La Figura 1.2 muestra uno de los alzados principales.

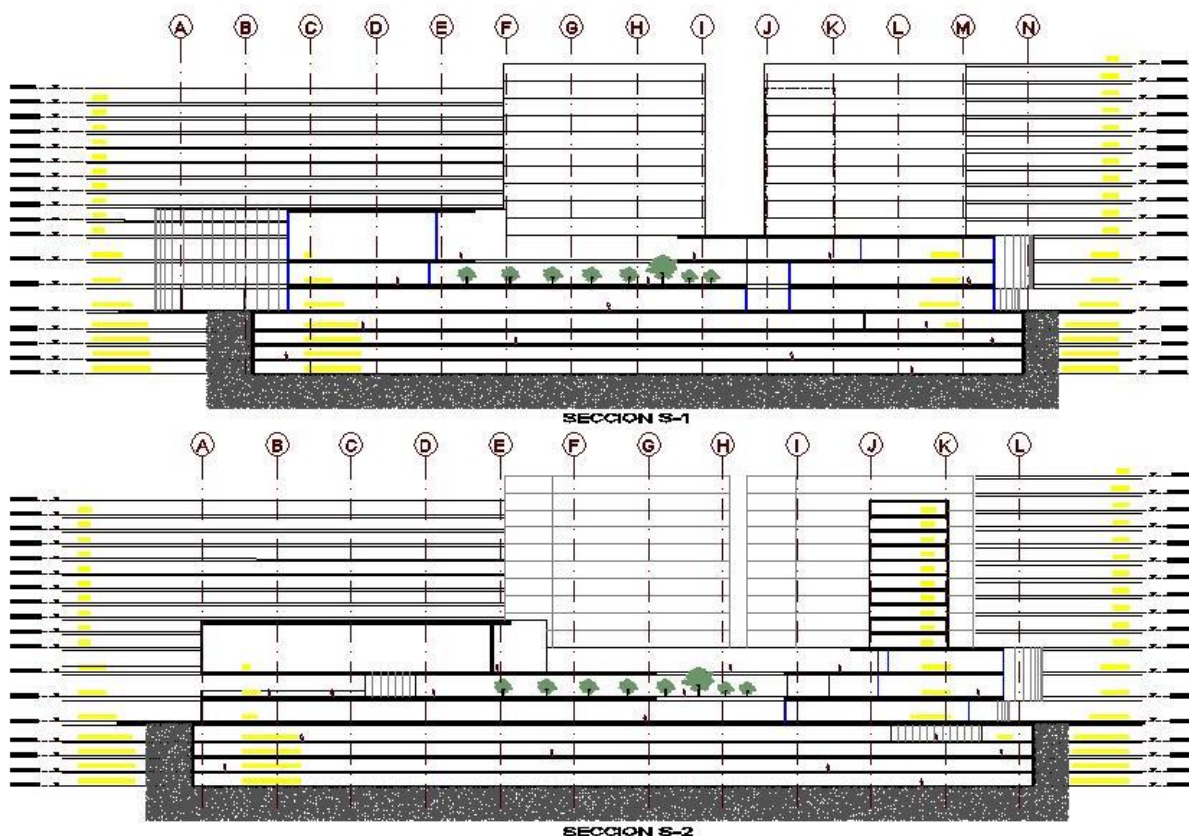


Figura 1.2. Alzado principal, mostrando los sótanos de estacionamiento, conjuntos de cines, niveles de locales comerciales y edificios.

1.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL PREDIO DE PROYECTO

Con objeto de visualizar la topografía del Predio de proyecto, se realizó un modelo de elevación digital en función de la topografía proporcionada por el Área de Proyectos. Para efectos visuales y poder entender mejor la forma de la figura, se elaboró una malla con los puntos separados a 10m entre elevaciones.

De acuerdo a la malla reportada en la Figura 1.3 la zona poniente es la que tiene mayor altura, y la de menor elevación topográfica corresponde al lado oriente; a lo largo de las arboledas aparecen una sub-depresión que puede estar asociada una zona de escurrimientos antiguos, ver la Figura 1.4.

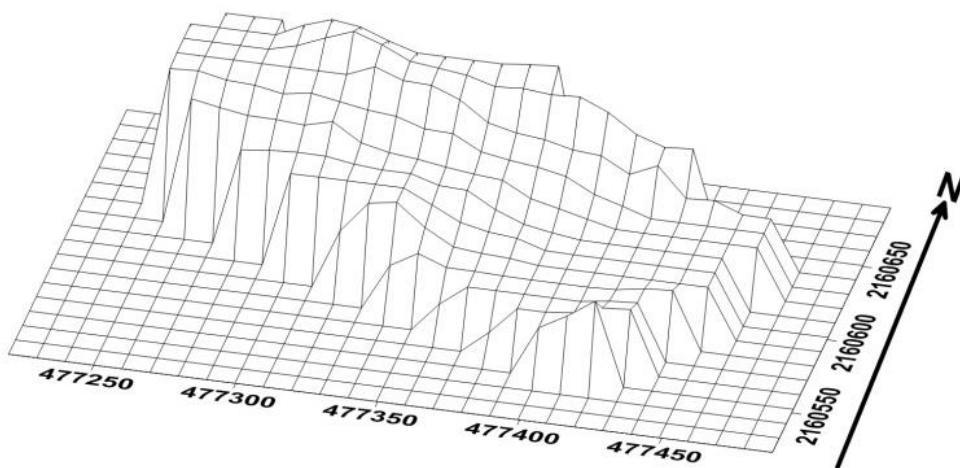


Figura 1.3. Malla del modelo topográfico del Predio de Proyecto.



Figura 1.4. Imagen aérea del Predio de Proyecto y mapa de elevación digital en colores falsos (la zona verde claro es la parte más baja y la anaranjada la más alta).

1.1.1 Zonas potenciales de inundación

En la Figura 1.5 se presenta el modelo topográfico a la ubicación de secciones alimétricas que pretenden mostrar las partes “bajas” del predio susceptibles de inundación y en las que se debe tener especial cuidado para la gestión del agua de precipitación pluvial, se recomienda aprovechar la pendiente natural y la del hundimiento regional para sacar el agua de precipitación pluvial hacia el oriente.

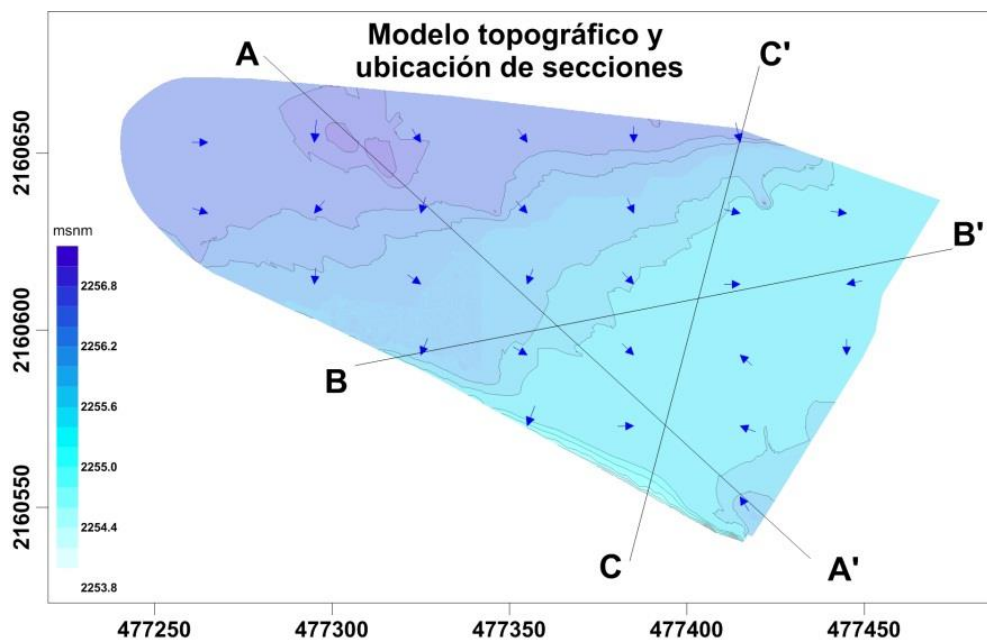


Figura 1.5. Modelo sombreado de elevaciones dentro del predio y las secciones trazadas dentro del mismo (A, B; C) para determinar las partes bajas.

Cada una de las secciones (A → A'; B → B'; y C → C') mostradas en las Figuras 1.6, 1.7 y 1.8 respectivamente están dispuestas en la dirección que se muestra; estas únicamente comprenden la longitud del modelo sombreado.

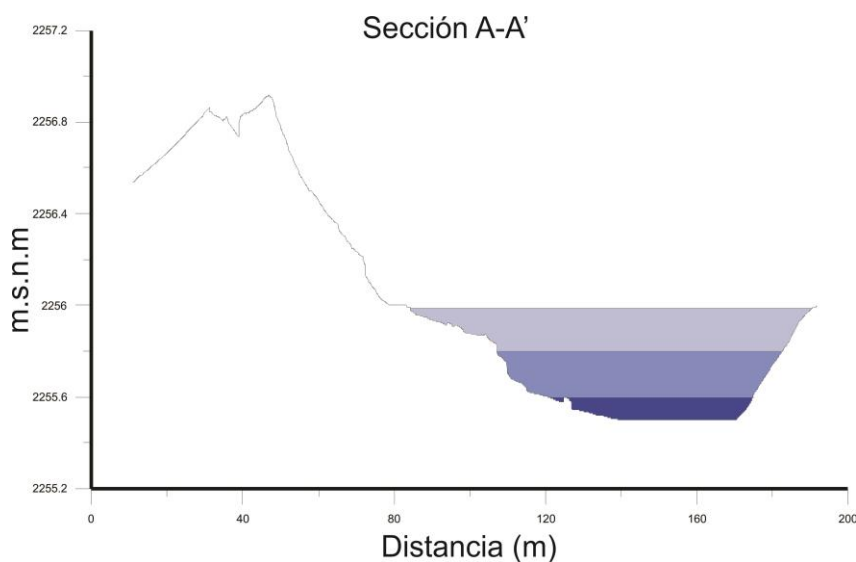


Figura 1.6. Sección A → A', de NNW a SSE, el asurado azul muestra la zona baja. O de potencial inundación.

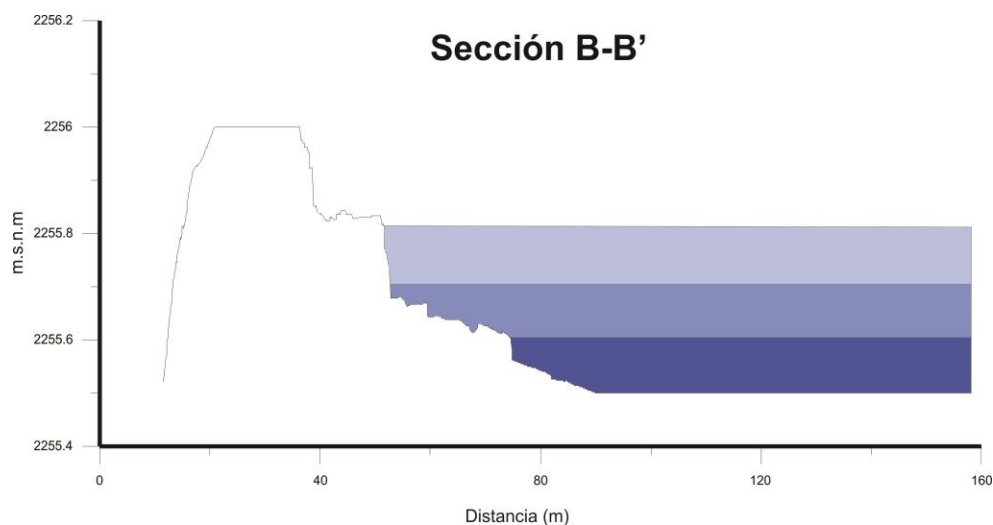


Figura 1.7. Sección B →B', de SSW a NNE, el asurado azul muestra la zona baja o de potencial inundación.

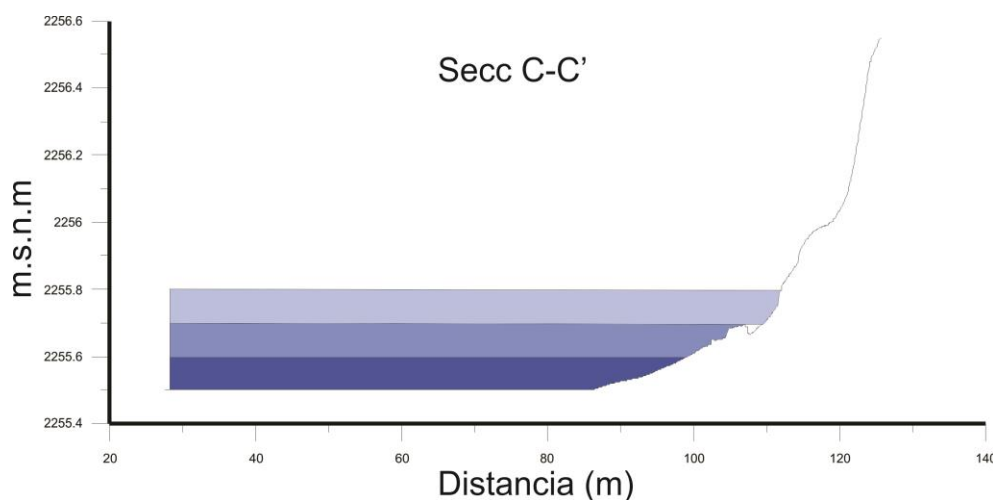


Figura 1.8. Sección C →C', de Sur a Norte, el asurado azul muestra la zona baja o de potencial inundación.

1.1.2 Aspectos hidrológicos

El modelo de escurrimientos, se elaboró mediante el criterio propuesto por Horton, R. E. (1945) y modificado por Strahler, A. N. (1957); posteriormente se utilizó el algoritmo de Gleyzer et al., (2004) que utiliza un Cluster (grupo) de pixeles contiguos unos a otros (kernel) y determina cual es el que presenta el mayor vector para la dirección del flujo. Con los vectores, elaboramos el

raster de escurrimientos; a partir del cual se utiliza el pixel fuente y la dirección que este lleva al pixel contiguo y se toma como generalidad siempre el pixel de mínima elevación y su dirección en el modelo rasterizado, después de analizar la imagen barriendo todos los pixeles el número de veces que sea necesario, el sistema determina, cuando todos los pixeles de una imagen han sido utilizados y la información se almacena en una base de datos en ASCII.

Posteriormente los datos son analizados y vectorizados en función del orden de importancia; finalmente los resultados almacenados en la base de datos son nuevamente interpolados y se les asigna un orden de importancia de acuerdo al número de veces que el sistema analizó el pixel, ver la Figura 1.9.

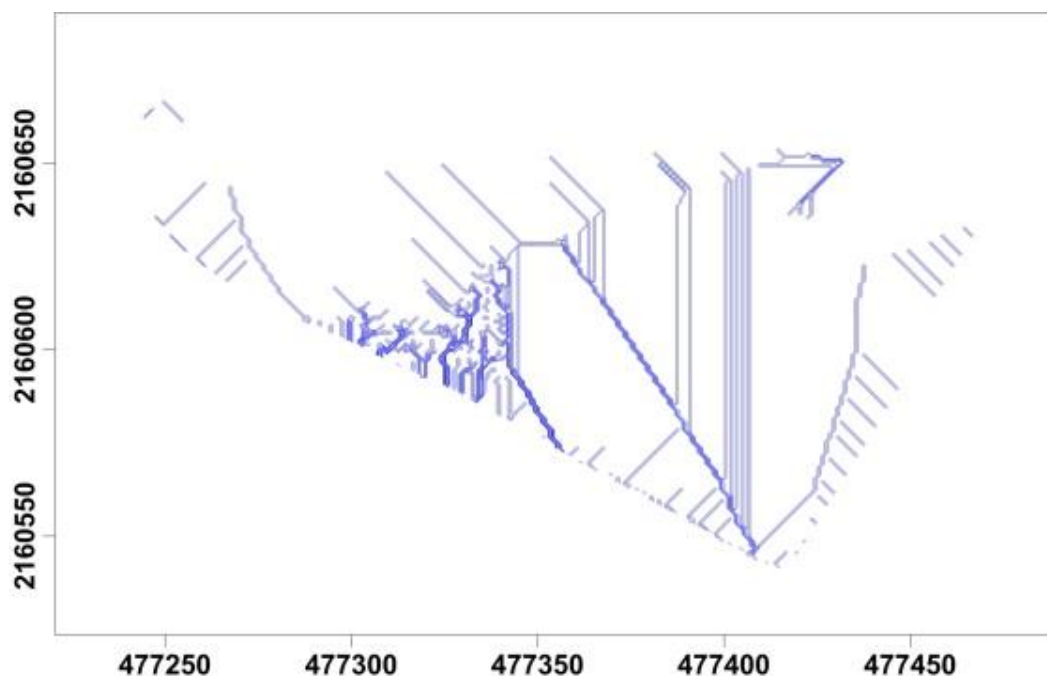


Figura 1.9. Modelo hidrológico en el que se considera únicamente el Predio con objeto de determinar los escurrimientos y su dirección.

Con objeto de poder observar mejor la distribución de los escurrimientos, los escurrimientos fueron montados a un modelo de 3D, ver la Figura 1.10.

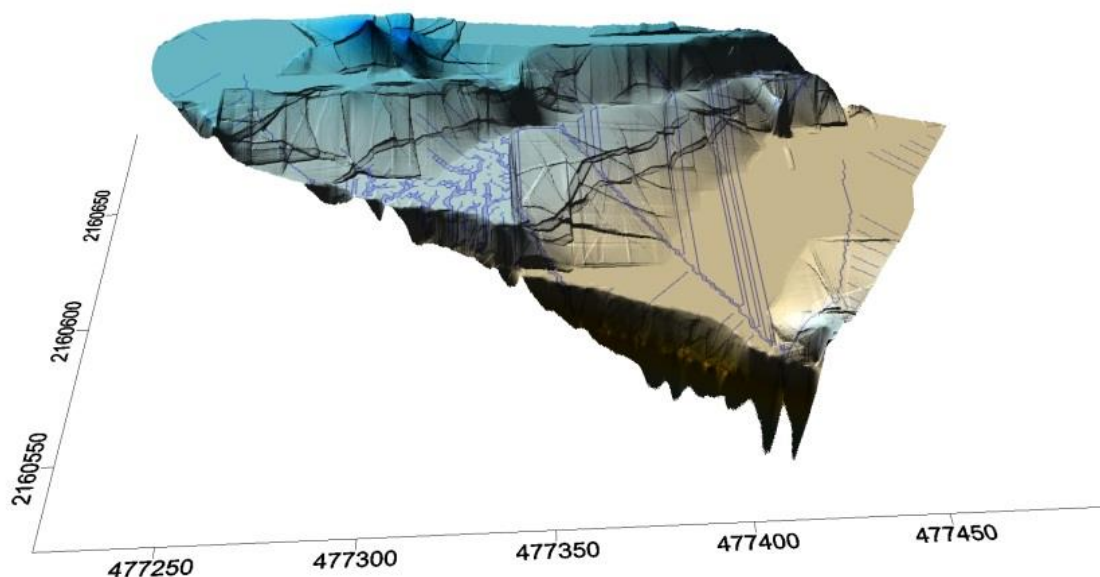


Figura 1.10. Modelado 3D y modelado hidrológico (en azul) montado en un MED-3D.

1.1.3 Aspectos Morfológicos (mapa de pendientes)

Las zonas que generalmente tienen pendientes que exceden los 15° , se consideran como zonas susceptibles de experimentar movimiento de materiales bajo acción gravitacional en combinación con precipitación pluvial (Hirano., 1997), (Díaz-Castellón., 2009); asimismo las condiciones climáticas extraordinarias contribuyen al arrastre de material aún en ángulos inferiores a los 15° . En la Figura 1.11 se muestra la configuración del modelo de pendientes que para el Predio de Proyecto varían entre 0° y 4° .

Con la información anterior y considerando el promedio de precipitación pluvial en los últimos años en la Ciudad de México, se recomienda observar con mucha atención lo que consideramos que puede ser la zona con potencial de inundación dentro del Predio de Proyecto, ver la Figura 1.12.

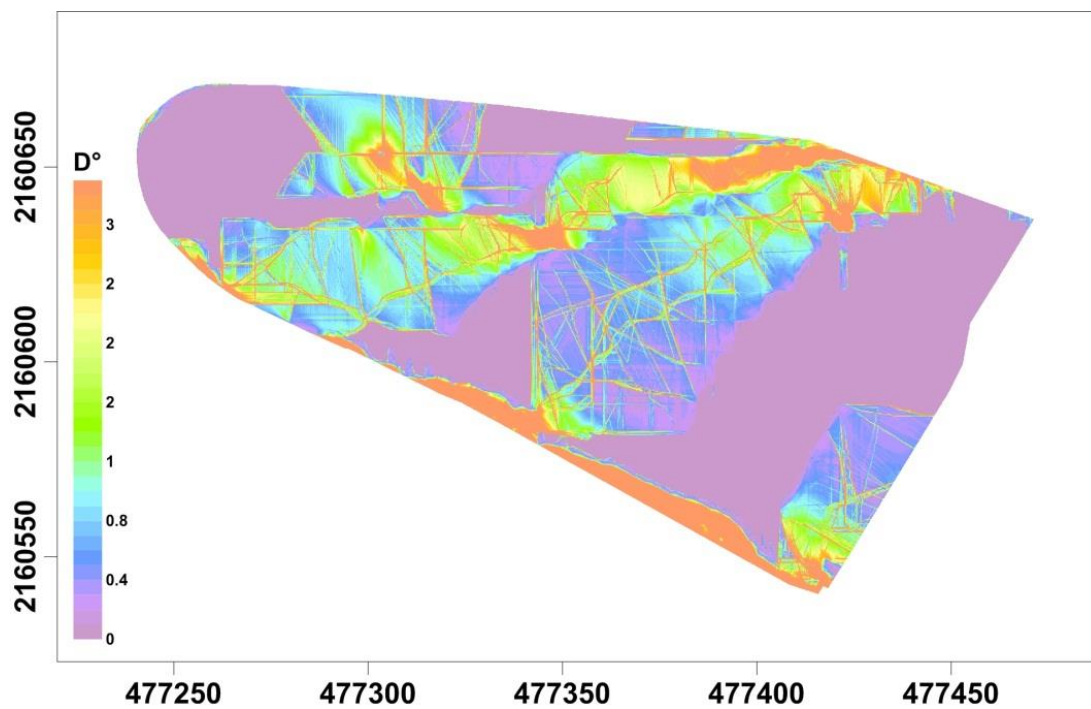


Figura 1.11. Modelo de pendiente que considera una variación en el ángulo de pendiente de 0° a 4° grados

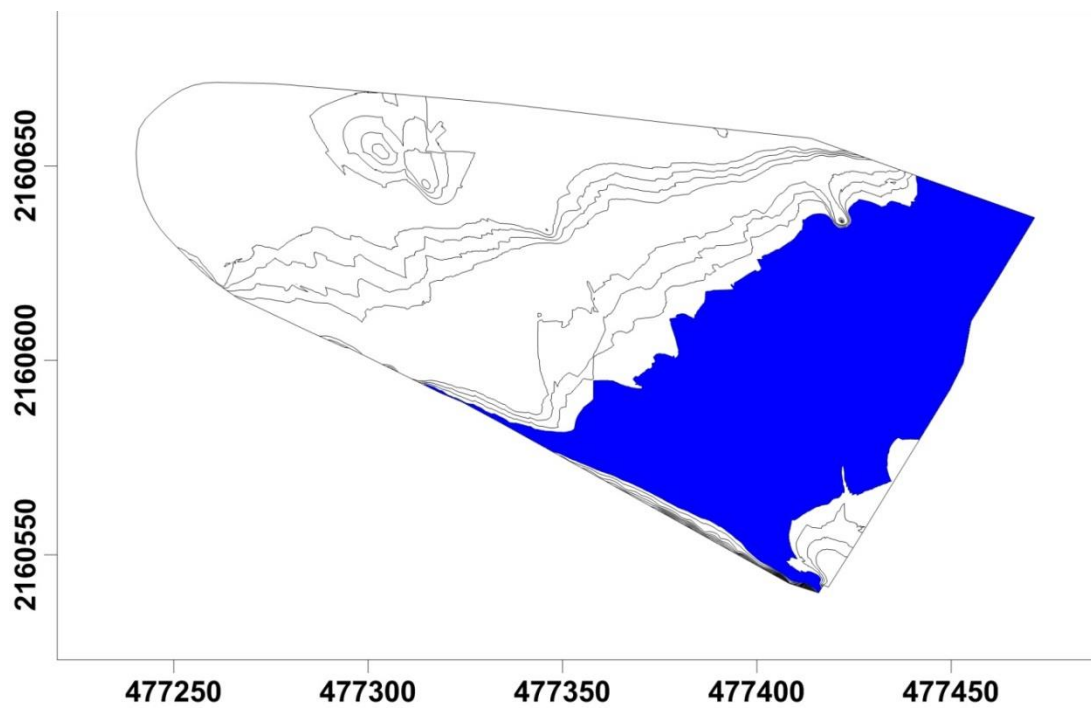


Figura 1.12. Zona con potencial de inundación para el Predio de Proyecto.

1.2 ASPECTOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS

El Valle de México está inmerso en el sector central de la Provincia Fisiográfica de la Faja Volcánica Transmexicana, caracterizada por presentar una serie pilares y fosas que fueron rellenados por potentes depósitos del tipo lacustres y aquellos productos de las eyecciones volcánicas. La estratigrafía del valle de México está compuesta, al menos en los afloramientos, de rocas volcánicas principalmente y depósitos lacustres de gran extensión.

1.2.1 Zonificación Geotécnica

Con la información estratigráfica y de propiedades índice se propuso hace treinta años una zonificación geotécnica en la que los terrenos urbanizados en esa época se asignaron a tres zonas: Lomas, Transición y Lago, estos términos se cambiaron por los de zonas I, II y III en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y se agregó una zona IV para cubrir la expansión de la mancha urbana hacia zonas prácticamente inexploradas desde el punto de vista geotécnico.

Según aclaran las disposiciones reglamentarias, el plano de zonificación no tiene otro objetivo que servir de referencia a las normas sobre seguridad estructural de las edificaciones.

Los sondeos que el Reglamento demanda como mínimo para explorar el subsuelo son las bases para que el proyectista identifique la zona a la que pertenece el predio en cuestión, aplicando los criterios que al respecto establece la misma norma reguladora. A continuación se explicará en forma breve la zonificación geotécnica de la ciudad de México propuesta en el Reglamento del D.F. ver la Figura 1.13.

a) Zona de Lomas.

La zona de Lomas incluye las faldas de la Sierra de Guadalupe, la Sierra de las Cruces y se adicionan las partes altas de los cerros del Peñón de los Baños, Peñón del Marqués y el Cerro de la estrella. Está formada por suelos areno-limosos (tobas) compactos, de alta capacidad de carga y baja deformabilidad, se incluyen los derrames de basalto del pedregal.

2) Zona de Transición.

En esta zona es donde ocurren los cambios más notables en la estratigrafía. En esta zona se encuentran superficialmente depósitos de arcilla o limo orgánico de la Formación Becerra

cubriendo a estratos de arcilla muy compresible intercalados con lentes de arena, los cuales descansan sobre potentes mantos de arena y grava.

3) Transición Alta

Es la sub-zona de transición más próxima a las lomas, presenta irregularidades estratigráficas debido a los depósitos aluviales cruzados, zona proximal, la frecuencia y disposición de estos depósitos depende de la cercanía a antiguas barrancas. Bajo estos materiales se encuentran estratos arcillosos que sobreyacen a los depósitos propios de las lomas.

4) Transición Baja

Corresponde a la transición vecina a la zona del Lago, sector medial, aquí se encuentra la serie arcillosa superior con intercalaciones de estratos limo-arenosos de origen aluvial, la formación arcillosa superior contiene suelos que se depositaron durante las regresiones del antiguo lago. Este proceso dio origen a una estratigrafía compleja, donde los espesores y propiedades de los materiales pueden tener variaciones importantes en cortas distancias, dependiendo de la ubicación del sitio en estudio respecto a las corrientes de antiguos ríos y barrancas. Por lo anterior, puede decirse que las características estratigráficas de la parte superior de la transición baja son similares a la sub-zona de Lago Centro I o Lago Centro II.

3) Zona de Lago

Los depósitos de la planicie del valle de México, distal, son los que comúnmente se conocen como Zona de Lago. Hay que señalar que ello es válido y correcto en ciertos tiempos geológicos con condiciones climáticas que propiciaban la existencia de un lago.

En la cuenca cerrada podía existir un lago cuando las lluvias superaban la evapotranspiración, el que desaparecía cuando esta superaba a las lluvias. Esta zona se caracteriza por los grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad, que subyacen a una costra superficial de espesor variable en cada sitio, dependiendo de la localización e historia de cargas. Por ello, la Zona del Lago se ha dividido en tres sub-zonas atendiendo a la importancia relativa de dos factores independientes:

- El espesor y propiedades de la costra superficial.
- La consolidación inducida en cada sitio.

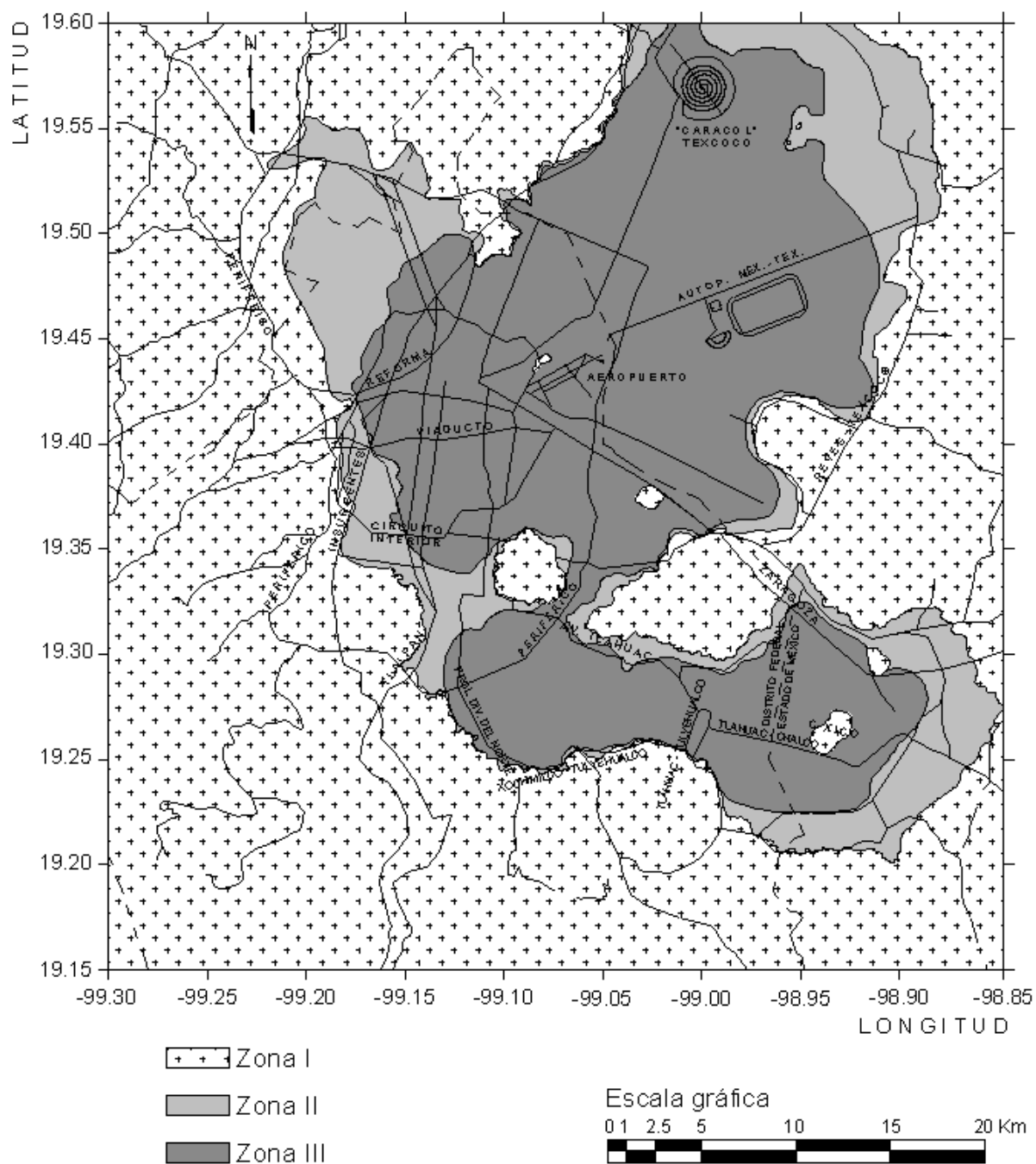


Figura 1.13. Ubicación del proyecto dentro de la Zona Geotécnica (NTC-RCDF).

1.3 EL DEASARROLLO DEL HUNDIMIENTO REGIONAL

La evolución del hundimiento de la Ciudad de México se ilustra en la Figura 1.14, los asentamientos que se han registrado desde 1856 en la base de la Torre poniente de la Catedral Metropolitana.

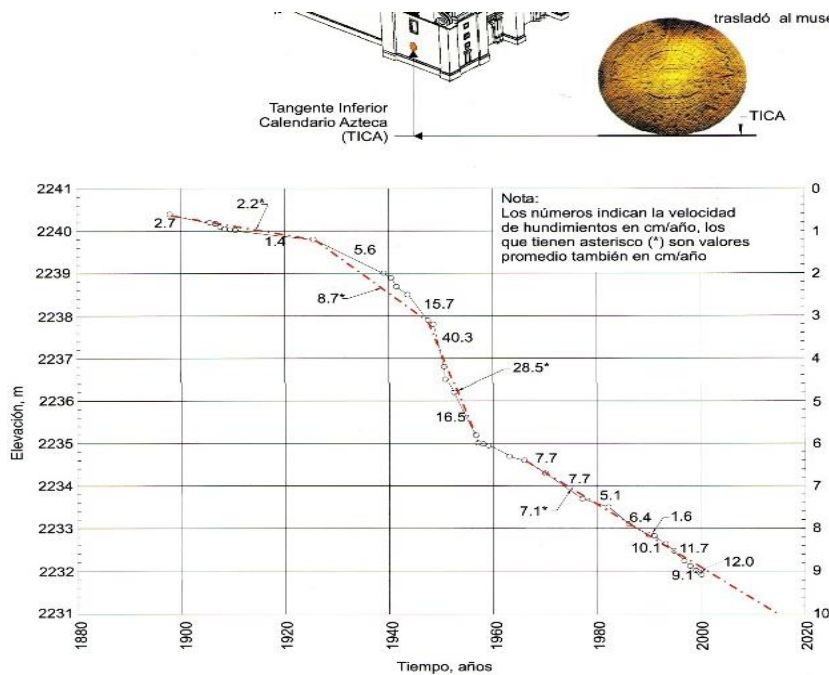


Figura 1.14. Asentamiento regional de la referencia TICA (tangente inferior calendario azteca) de la Catedral

La información con la que se construyó esa figura proviene de los datos reunidos por el geólogo A. R. V. Arellano (1951) Gerencia de Aguas del Valle de México (GAVM) de la Secretaria de Recursos Hidráulicos la cual se encargó desde 1937 de recopilar las mediciones topográficas de los hundimientos de una red de puntos interesantes de la ciudad, así como de los cambios en las presiones del agua intersticial a varias profundidades. Toda la información se publicaba en los Boletines de Mecánica de Suelos; en 1986 la GAVM imprimió el último boletín, el No. 10 (CNA, 1986). Los boletines dejaron de aparecer cuando la GAVM desapareció y fue sustituida por la Gerencia Regional de Aguas del Valle de México (GRAVAMEX) de la Comisión Nacional del Agua y, desafortunadamente, desde entonces solo es posible acceder a esa información de manera informal.

La Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica del Gobierno del Distrito Federal (ahora Sistemas de Aguas de la Ciudad de México) también tiene su red de puntos de control topográfico y de piezómetros, pero la información que recopila la maneja internamente y tampoco se tiene acceso a ella.

La última información que fue puesta a disposición del público por la GAVM (Gerencia de Aguas del Valle de México, dependiente de la anterior Secretaría de Recursos Hidráulicos y ahora GRAVAMEX Gerencia Regional de Aguas del Valle de México, dependiente de la Comisión Nacional del Agua), corresponde al año 1995 y se reproduce en la Figura 1.15. De acuerdo con lo que ahí se aprecia, conviene destacar que las zonas con mayor velocidad de hundimiento anual se encuentran en los alrededores del Peñón del Márquez con alarmantes valores de hasta 40 cm/año.

También son preocupantes los valores registrados en Coapa y en el municipio de Ecatepec, Estado de México, donde se han construido muchas unidades habitacionales que están sufriendo asentamientos diferenciales de tan grande magnitud que, en algunos casos, han obligado hasta la demolición de algunos edificios.

Se puede afirmar, a partir de la configuración de la Figura 1.15, que aquellos hundimientos que por muchos años pasaron casi inadvertidos y solo eran preocupación de los especialistas, ahora, con el paso de los años, se advierten ahora a simple vista.

Muchas calles tienen lomos y protuberancias que antes no se apreciaban y cada vez es más notorio el desplomo que acumula un enorme número de edificios en todas partes de la ciudad. Algunas colonias que antes se consideraban exentas de los efectos del fenómeno, como por ejemplo la del Valle y la Roma, presenta evidentes daños en edificios y en las vialidades.

Por el tipo de material detectado y la zona donde se encuentra el sitio del Predio de Proyecto (ver flecha roja de la Figura 1.15) el hundimiento regional es menos fuerte que en la Zona Geotécnica de Lago.

1.4 OBJETIVOS

Los objetivos del Estudio de Ingeniería geotécnica integral son:

- Establecer la estratigrafía y la potencia de cada capa,
- Realizar la caracterización geomecánica de las unidades estratigráficas,
- Definir el estado del agua del suelo,
- Evaluar la capacidad de carga
- Evaluar los empujes
- Evaluar los factores de seguridad
- Establecer la altura crítica,
- Realizar la interacción suelo-cimiento-estructura,
- Determinar el espectro sísmico de sitio,

Para alcanzar los objetivos propuestos se realizaron varias actividades:

- Exploración directa mediante pozos a cielo abierto y sondeos mixtos a 30m de profundidad,
- Exploración indirecta mediante la propagación de ondas superficiales,
- Muestreo alterado e inalterado,
- Ensayes de laboratorio,
- Análisis y cálculos,
- Elaboración del informe final

2. EXPLORACIÓN DIRECTA, ANÁLISIS ESPECTRAL DE ONDAS SUPERFICIALES Y ESTRATIGRAFÍA.

La exploración del subsuelo para establecer la estratigrafía se realizó mediante dos técnicas: análisis espectral de ondas superficiales “AEOS” y directa mediante pozos a cielo abierto y sondeos mixtos a 30m de profundidad.

2.1 EXPLORACIÓN MEDIANTE EL ANÁLISIS ESPECTRAL DE ONDAS SUPERFICIALES, AEOS

Para poder establecer la estructura geológica y las capas que componen la columna estratigráfica, en cuatro sitios se realizaron las mediciones del análisis espectral de ondas superficiales; tanto de Fuente Activa representado por líneas amarillas con tendidos hasta de 60m de longitud, utilizando geófonos de 4Hz de frecuencia y componente vertical; para el registro de fuente pasiva se utilizaron geófonos de componente triaxiales, dos de ondas de corte y uno vertical de 5Hz de frecuencia. Se dispusieron en forma circular para una mejor adquisición de datos y eliminación del ruido. La ubicación de las mediciones se presenta en la Figura 2.1.



Figura 2.1. Ubicación de las mediciones de ondas superficiales, Fuentes: Activa (líneas amarillas) y Pasiva (círculo café).

2.1 INTERPRETACIÓN DE LOS REGISTROS DE ONDAS SUPERFICIALES

Los sismogramas fueron procesados y se generaron las curvas de dispersión (velocidad de corte & frecuencia) las cuales fueron invertidas utilizando el algoritmo genético obteniendo los mejores ajustes con pares ordenados de velocidad de corte y espesor que ajustaron las curvas teóricas y las de campo. Las ondas de compresión fueron obtenidas mediante el análisis de tomografía sísmica (ondas diving). Las siguientes imágenes de velocidad muestran la distribución de rigideces en función de las ondas diving y los contactos geológicos y facies de acuerdo a las ondas “DW”.

2.1.1 Interpretación AEOS 100, área de Cines

Este registro fue realizado en el área donde estarán los cines. El perfil de ondas de corte muestra que de 0m a 12m de profundidad los suelos son blandos y tienen bajos valores de corte. Las capas están definidas de 0m a 3m son arcillas con altos contenidos de agua; de 3m a 12m son arcillas de alta plasticidad y de 12m hasta 30m limos consistentes. Ver la Figura 2.2.

2.1.2 Interpretación AEOS 200, área poniente de las Torres

Este registro fue realizado en el área poniente de las Torres, el perfil de ondas de corte muestra una zona semejante a un paleocauce, de que de 0m a 4m de profundidad los suelos son blandos, los contenidos de agua son altos y conforme estos crecen las velocidades de corte son bajas, aparentemente por esta zona se tienen escurrimientos; 4m a 12m son arcillas con altos contenidos de agua; de 12m hasta 30m limos consistentes. Ver la Figura 2.3.

2.1.3 Interpretación AEOS 300, área poniente de las Torres

Este registro fue realizado en el área oriente de las Torres, el perfil de ondas de corte muestra el cierre del paleocauce sepultado, de 0m a 4m de profundidad los suelos son blandos, los contenidos de agua son altos y conforme estos crecen las velocidades de corte son bajas, aparentemente por esta zona se tienen escurrimientos; 4m a 14m son arcillas con altos contenidos de agua; de 12m hasta 30m limos consistentes. Ver la Figura 2.4.

2.1.4 Interpretación AEOS 400, área poniente de las Torres

Este registro fue realizado en el área del Hotel, la imagen pseudohorizontales, de 0m a 4.5m de profundidad los suelos son blandos, los contenidos de agua son altos y conforme estos crecen

las velocidades de corte son bajas, aparentemente por esta zona se tienen escurrimientos; 4m a 12m son arcillas con altos contenidos de agua; de 12m hasta 30m limos consistentes. Ver la Figura 2.5.

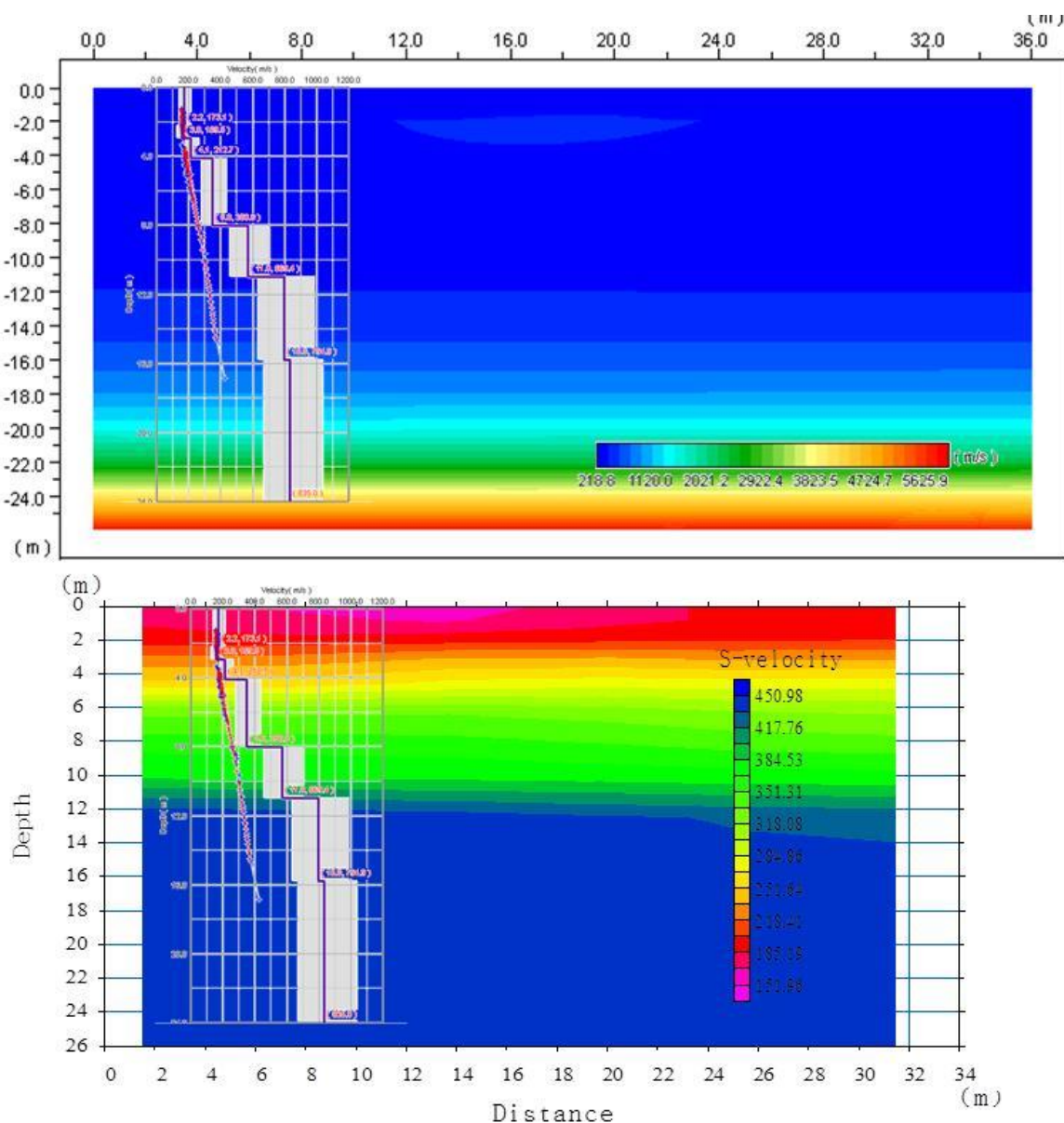


Figura 2.2. Imágenes de velocidad de ondas de corte AEOS 100 y tomografía sísmica, DW.

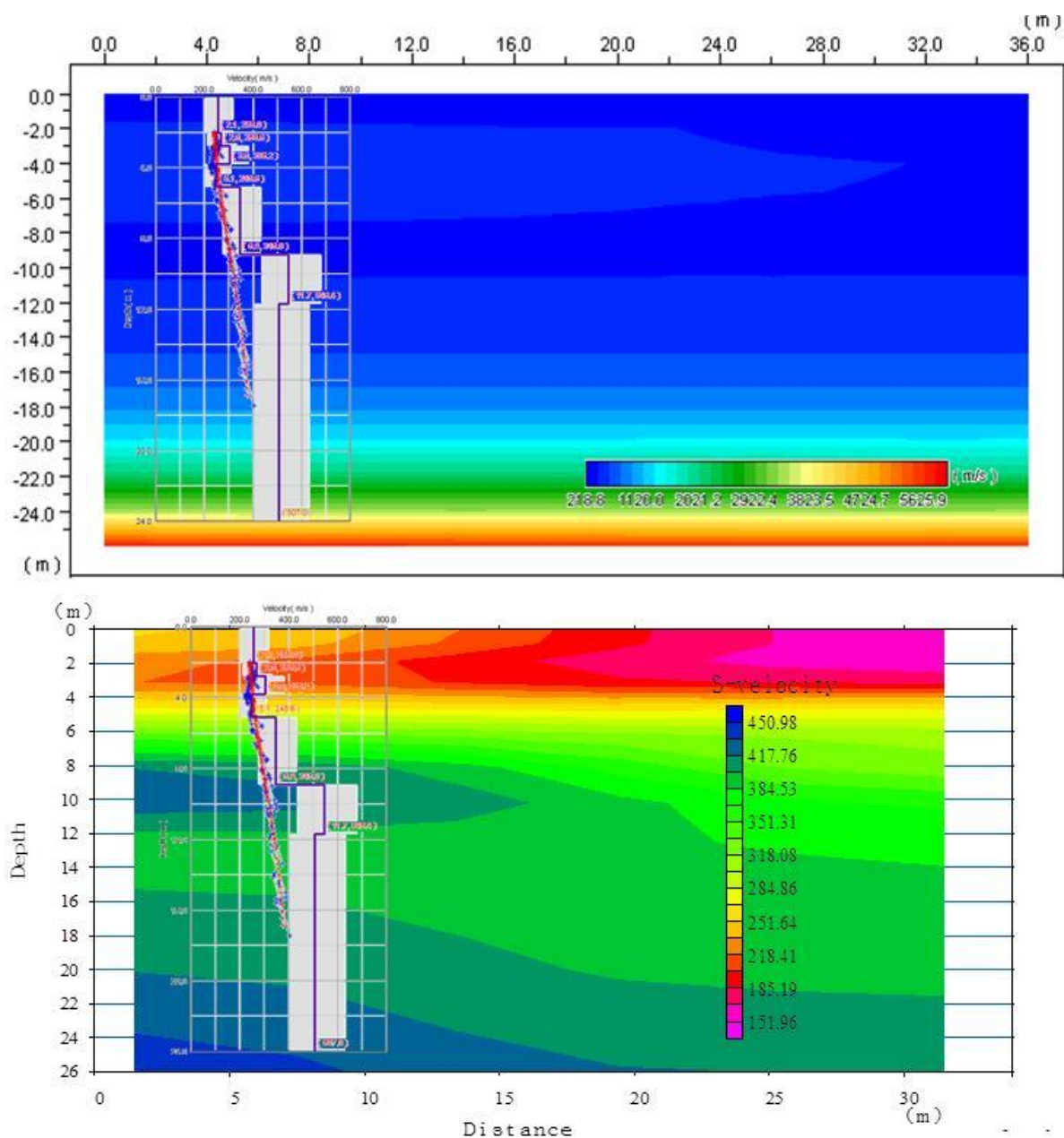


Figura 2.3. Imágenes de velocidad de ondas de corte AEOS 200 y tomografía sísmica, DW.

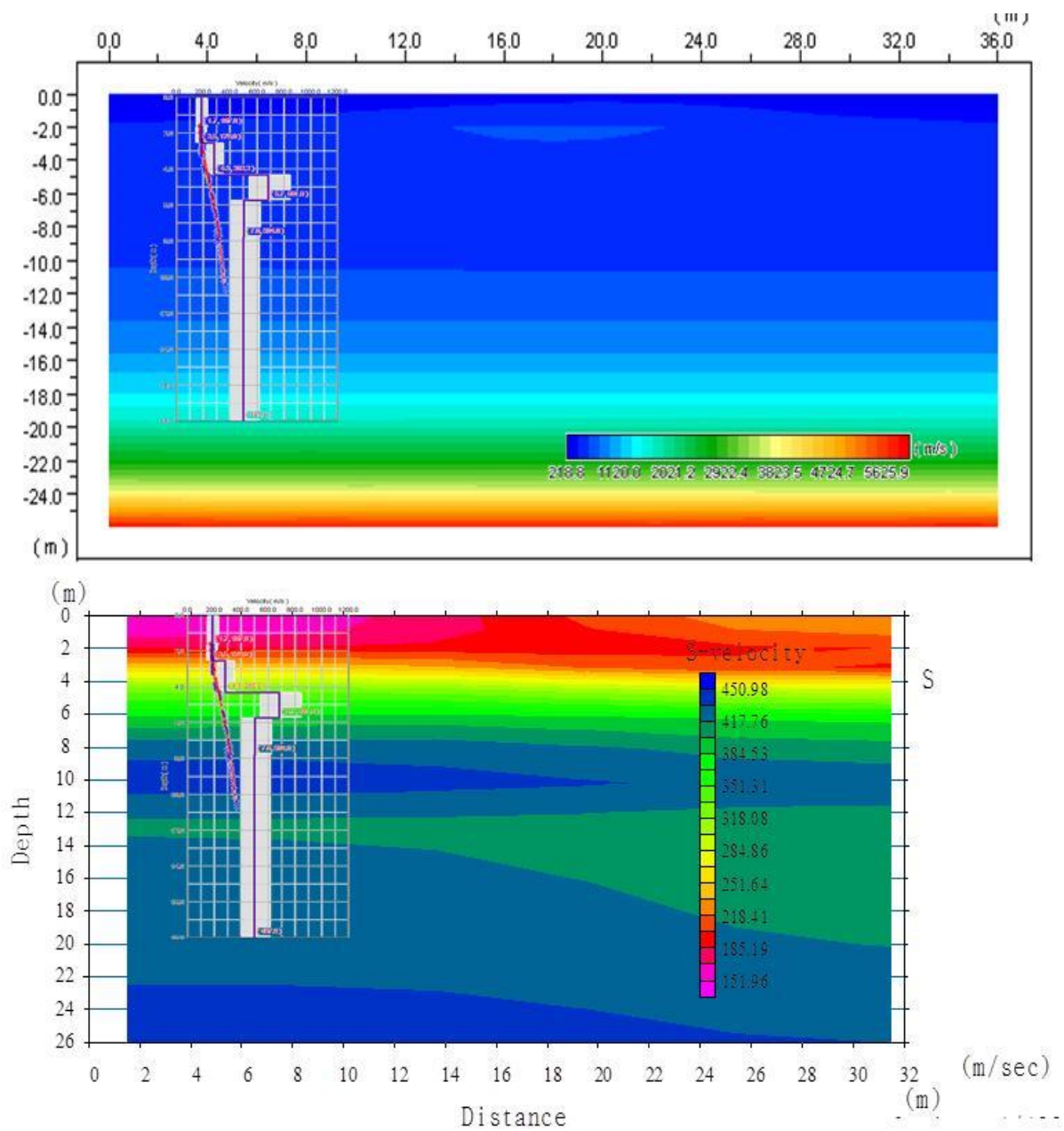


Figura 2.4. Imágenes de velocidad de ondas de corte AEOS 300 y tomografía sísmica, DW.

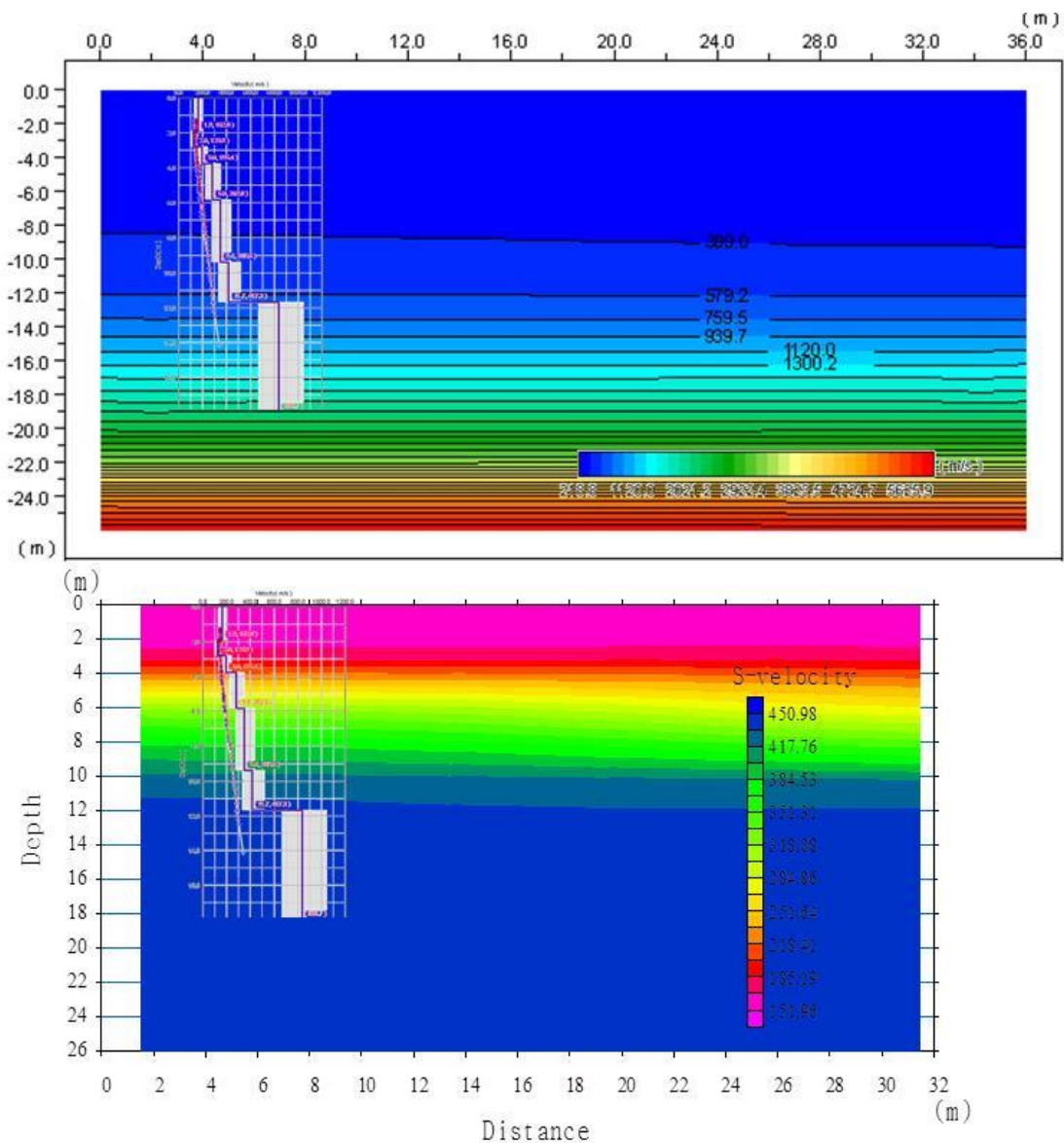


Figura 2.5. Imágenes de velocidad de ondas de corte AEOS 400 y tomografía sísmica, DW.

Las propiedades geofísicas se valoraron en campo mediante el radio de velocidades de ondas mecánicas de compresión y corte “Vp/Vs”; Los parámetros obtenidos corresponden a las velocidades de compresión “Vp” y corte “Vs”, Relación de Poisson “ ν ”, los módulos de deformación elásticos dinámicos como son el de Young “E, kN/m²” y el de corte “G, kN/m²”; en laboratorio con los ensayos triaxiales y edométricos, peso volumétrico “ γ_m , kN/m³”; así como viarias pruebas de calidad, los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante como son la cohesión “c, kN/m²” y el ángulo de fricción “ ϕ ,”. La Tabla 3.1 muestra el resumen de las propiedades geofísicas y geomecánicas pertenecientes al área donde se erigirá la Finca, Amenidades, plataforma y rampas de acceso.

Tabla 2.1. Propiedades geofísicas,

AEOS	Vp	Vs	v	γ_m	E	G	h_1	T_i	ϕ	C _{Hoek-Brown}
capa	m/s	m/s		kN/m ³	kN/m ²	kN/m ²		seg	°	kN/m ²
CH	399	138	0.432	15.66	87093	30408	3.0	0.087	9.8	20
ML	465	220	0.356	15.60	208747	76983	2.5	0.045	17.4	10
toba	1200	600	0.333	19.47	1905795	714673	4.2	0.028	21.2	35.3
toba	1300	700	0.296	19.23	2489718	960663		0.229	25.1	79
$\Sigma T_i(s) = 0.389$										

2.2 Exploración directa mediante pozos a cielo abierto, PCA y sondeos mixtos, SM.

A partir de las imágenes de velocidad tanto de tomografía sísmica y ondas superficiales, fueron seleccionados cinco sitios para realizar las exploraciones directas mediante sondeos mixtos, ver la Figura 2.6 y, con excavaciones de pozos a cielo abierto, ver la Figura 2.7. La ubicación de las exploraciones directas se presenta en la Figura 2.8.

2.2.1 Sondeos Mixtos “SM”

Se realizaron cinco sondeos exploratorio mixtos denominado SM-01 a SM-05. Se llevaron hasta la profundidad de 30m empleando la técnica de la penetración estándar combinando la recuperación de muestras alteradas por medio del tubo partido, recuperación de muestras inalteradas por medio del tubo de pared delgada tipo Shelby y el avance con broca tricónica en suelos duros.

La prueba de la penetración estándar se realizó mediante lo especificado en la norma ASTM-1586 (American Standard for Testing and Materials), que indica el uso de un martinete de 64 kg que, cayendo desde una altura de 75 cm, golpea una tubería en cuyo extremo se encuentra el penetrómetro estándar (tubo partido de 5.08 cm de diámetro exterior, 3.64 cm de diámetro interior y 60 cm de longitud). El número de golpes necesarios para hincar los 30 cm intermedios del penetrómetro en el suelo, es indicativo de la resistencia de éste. Los procedimientos descritos se realizaron con la ayuda de una máquina rotaria, una bomba para lodos además de los andamios y la tubería necesaria para alcanzar la profundidad requerida. Se llevó un registro de campo donde se anotó la clasificación de las muestras obtenidas, así como el número de golpes, además de los volúmenes de agua y lodos empleados en la perforación.



Figura 2.6. Vista del Sondeo Mixto SM-1 al oriente del predio de proyecto, Hotel.



Figura 2.7. Vista del uno de los pozos a cielo abierto, PCA.

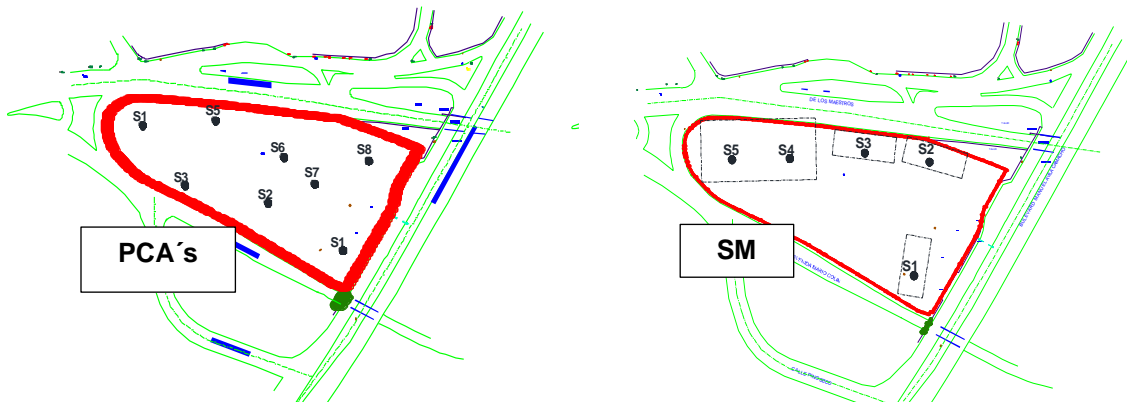


Figura 2.8. Ubicación de los pozos a cielo abierto y sondeos mixtos.

En las Figuras 2.9 a 2.13 se presentan los perfiles estratigráficos y de humedad. En ellos se determina la capa activa, la cual se deforma conforme a las fluctuaciones de la humedad volumétrica.

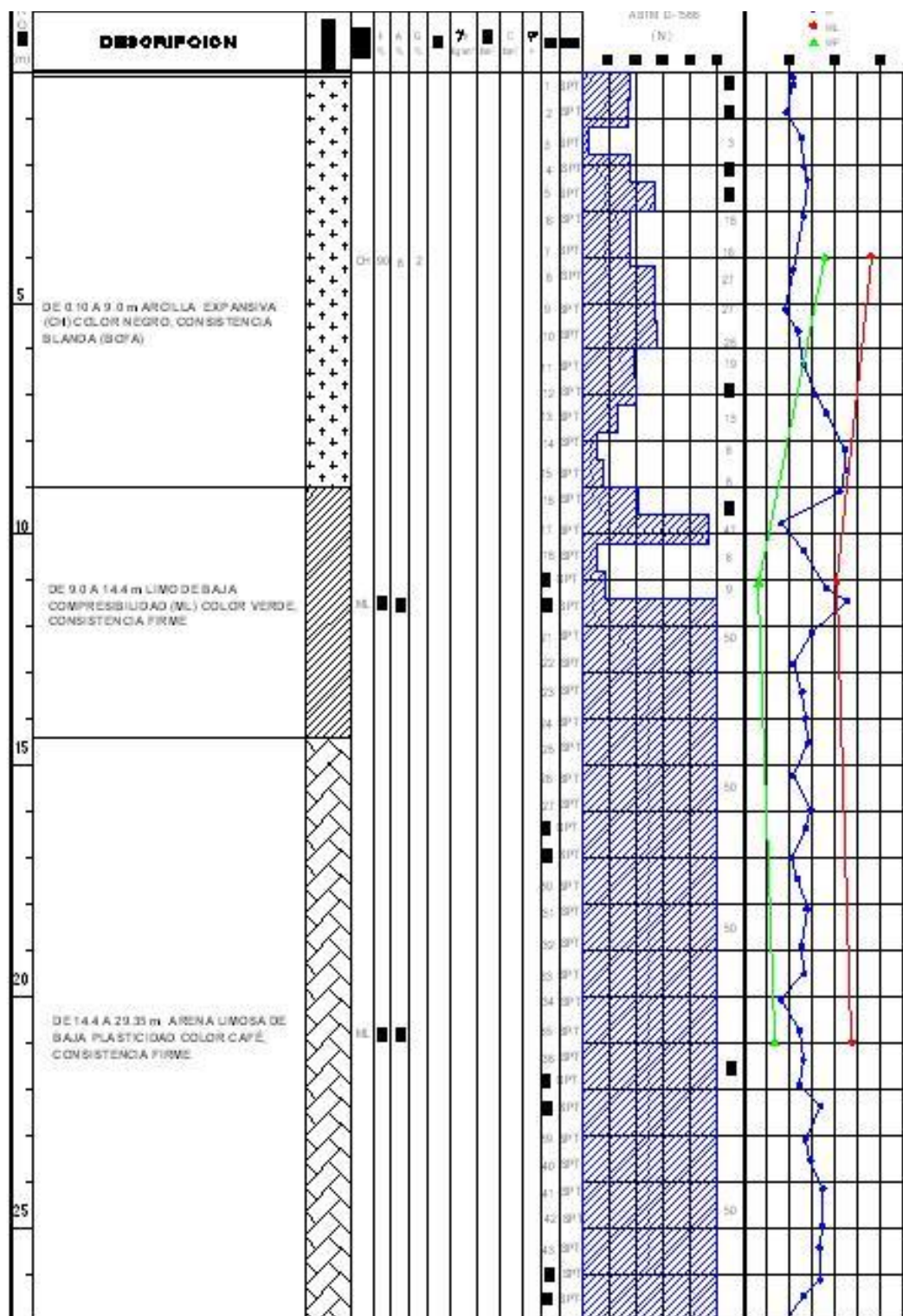


Figura 2.9. Perfil estratigráfico, humedad y resistencia a la penetración estándar. SM-1.

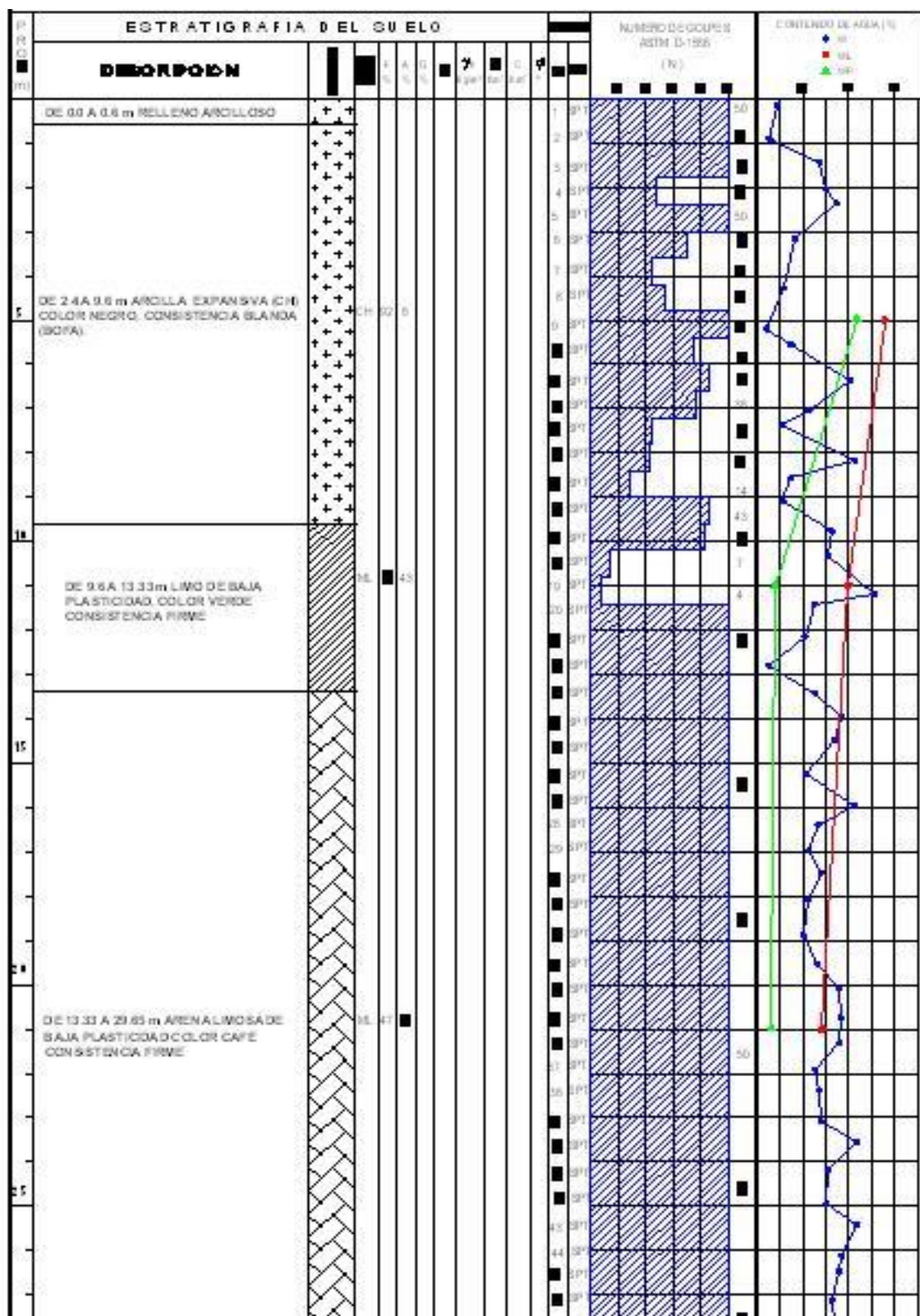


Figura 2.10. Perfil estratigráfico, humedad y resistencia a la penetración estándar. SM-3.

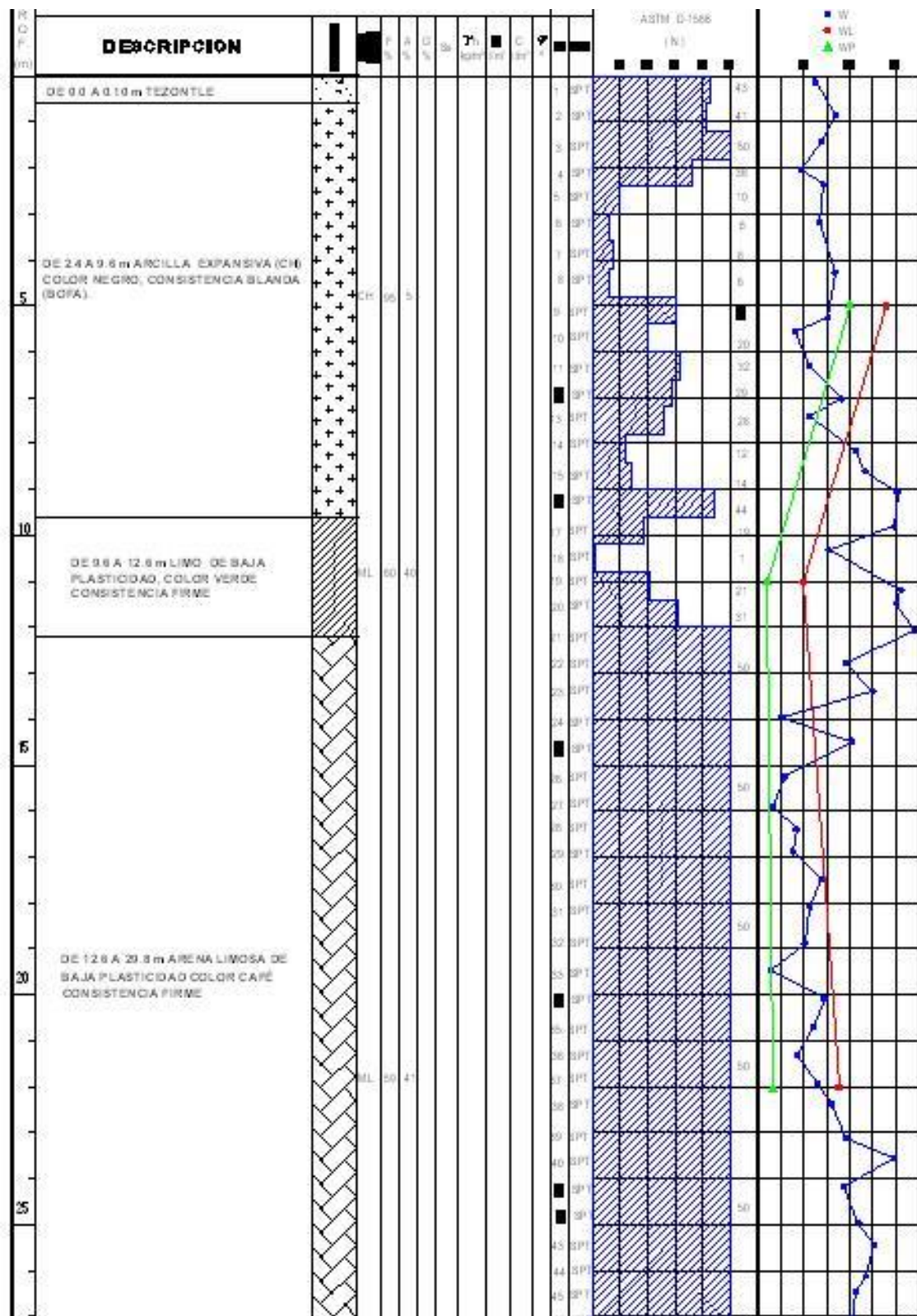


Figura 2.11. Perfil estratigráfico, humedad y resistencia a la penetración estándar. SM-3.

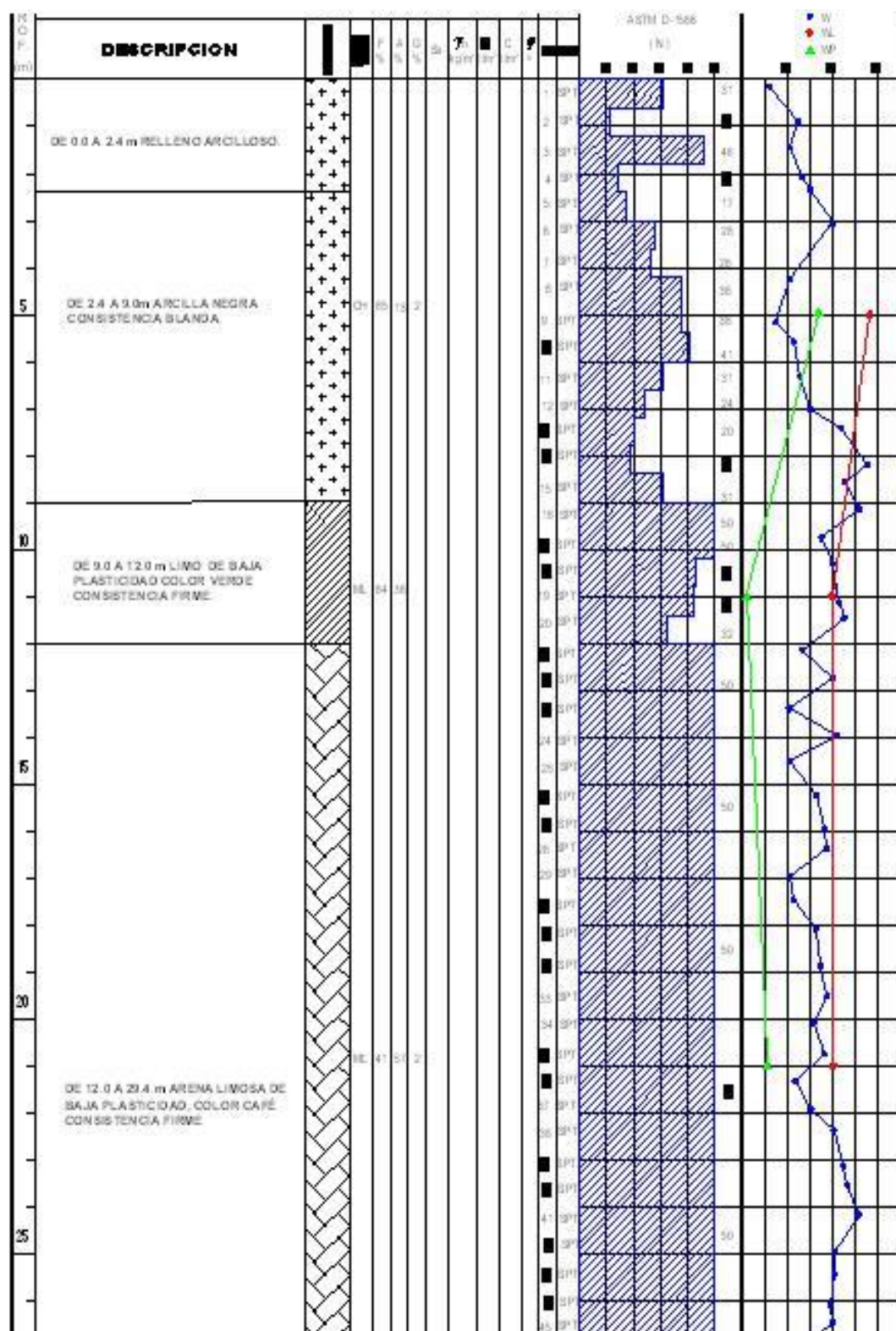


Figura 2.12. Perfil estratigráfico, humedad y resistencia a la penetración estándar. SM-4.

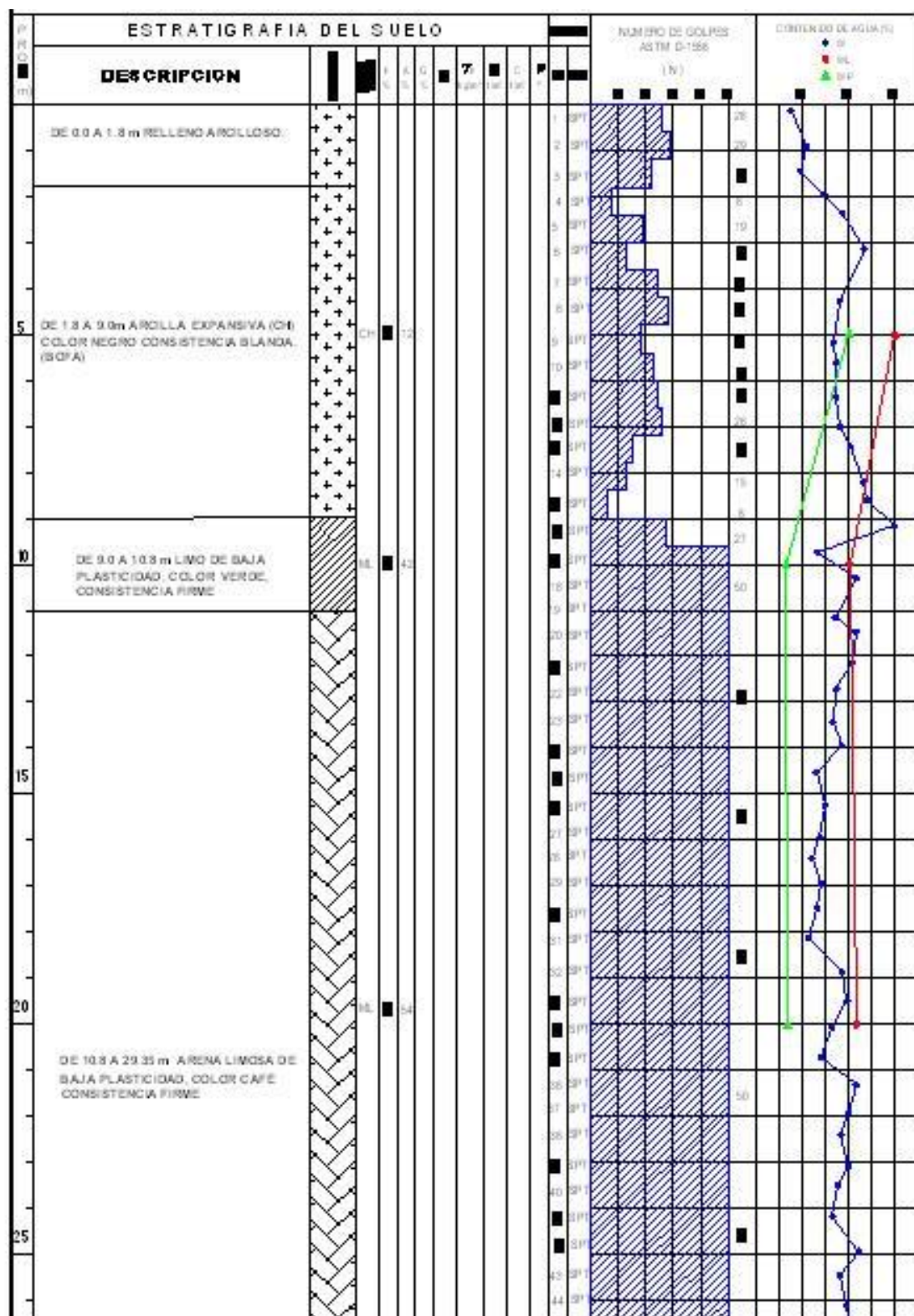


Figura 2.13. Perfil estratigráfico, humedad y resistencia a la penetración estándar. SM-5.

2.2.2 Pozos a Cielo Abierto, PCA.

De los pozos a cielo abierto se formaron las estratigrafías que aparecen en el Anexo A. El procedimiento de excavación fue el normal y con objeto de profundizar y tomar muestras inalteradas se realizaron rampas hasta de cinco metros de profundidad.

2.3 TRABAJOS DE LABORATORIO

Las pruebas de laboratorio se dividen en propiedades índice y mecánicas. Se realizaron las pruebas índices y mecánicas con muestras obtenidas a diferentes profundidades, se determinó el contenido de agua natural (ω %) y el peso específico de la masa del suelo (γ).

Para obtener las características de plasticidad, se hizo pasar al material por la malla No. 40 para obtener las propiedades índice de plasticidad del suelo: límite líquido y límite plástico (Límites de Atterberg), utilizando el método y dispositivos estandarizados por A. Casagrande.

Se realizó la separación por tamaños de las partículas sólidas que constituyen al suelo, con el fin de determinar su composición granulométrica y sus coeficientes de degradación, por medio de ensayos Mecánicos por cribado en los suelos gruesos y en los suelos finos se realizaron ensayos por medio de lavado, de acuerdo a los porcentajes de partículas contenidas en las muestras de material, se clasificó éste conforme a lo indicado con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS.).

Adicionalmente se determinó la densidad de sólidos (S_s), relación gravimétrica que se utilizó para definir las relaciones volumétricas del suelo.

Las propiedades mecánicas de resistencia se determinaron en el laboratorio a través de pruebas de compresión triaxial no consolidada no drenada (UU) y ensayos a la compresión axial inconfina, utilizando probetas cilíndricas de aproximadamente 7.60 cm de altura y 3.50 cm de diámetro, las cuales se sometieron a carga axial hasta la falla, previa aplicación de un confinamiento lateral que representa las condiciones de presión a las que se encuentra sujeto el suelo en estudio en su estado natural, con los resultados arrojados en los ensayos de laboratorio se determinaron las curvas esfuerzo-deformación, círculos de Mohr y por medio de estos, los parámetros de resistencia al corte del suelo. En el Anexo B se presentan los resultados del laboratorio.

2.4 ESTRATIGRAFÍA

La estratigrafía encontrada en el sitio con base en las observaciones hechas durante la campaña de exploración y en los resultados arrojados por los trabajos de laboratorio se muestra en el Anexo A, mediante los perfiles estratigráficos del sondeo de penetración estándar y del pozo a cielo abierto. En dichos perfiles se muestran con detalle las propiedades índice y mecánicas de los estratos identificados.

A partir de los resultados de la exploración y pruebas de laboratorio realizadas, así como de la recopilación de la información geotécnica de sondeos profundos se definió la estratigrafía del predio que presenta las características típicas de la Zona I. En forma general la columna estratigráfica es de 0m a 4m arcillas del tipo “CH”, con altos contenidos de agua; de 4m a 12m arcillas de alta plasticidad “CH” y de 12m a 30m se tienen limos de baja plasticidad “ML” que se han clasificado así después de disgregar la muestra.

2.5 Profundidad del Nivel del Agua

En los Sondeos Mixtos se encontró agua en el SM 1 a 14m y en el SM 5 a 8m, aparenta ser agua colgada porque el nivel estático del acuífero regional se encuentra a 60m de profundidad promedio. Por otra parte, se tienen varias bajadas de agua de la parte poniente a oriente lo que puede ocasionar que durante las excavaciones se encuentren escurrimientos.

3. ANÁLISIS GEOTÉCNICO, PROPUESTA DE CIMENTACIÓN Y PROPIEDADES GEOTÉCNICAS

Al momento de la realización de este estudio no se tenían las descargas de las estructuras, pero aun así por las características de los materiales diferenciados y el tipo de proyecto, la solución de cimentación se propone que sea a base de pilas de cimentación, desplantadas en el estrato competente.

Así también existirá una excavación profunda, para este caso el sistema de protección para realizar dicha excavación se propone sea mediante un Muro o bien un Muro-Pila.

Con este tipo de cimentación se limitará a transmitir el incremento de esfuerzos al subsuelo a valores que nos den como resultado asentamientos admisibles, tanto totales como diferenciales y se conducirán al subsuelo esfuerzos admisibles durante las acciones dinámicas.

Analizando los perfiles estratigráficos y por el tipo de material detectado en los tubos shelby extraídos durante la perforación, los materiales son arcillosos, arenosos y limosos, se procedió a la determinación del ángulo de fricción interna (ϕ) y cohesión (c) mediante pruebas triaxiales, estos resultados se pueden apreciar en la Tabla 3.1. En el Anexo C, se presentan las tablas y figuras de las pruebas triaxiales y ensayos edométricos.

Tabla 3.1. Resumen de las propiedades geomecánicas.

SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	Gw (%)	ω_L (%)	γ_L (kg/m ³)	E_L (kg/cm ²)	ϕ (°)	C (ton/m ²)
SM-1	16.40 - 16.75	117.9	28.2	2103	1.30	31.4	3.6
SM-1	20.10 - 20.27	58.4	16.6	1781	1.18	35.4	6.7
SM-1	21.90 - 22.20	80.0	25.0	1831	1.32	33.6	9.1
SM-1	23.70 - 24.13	97.1	29.3	1924	1.19	26.9	6.9
SM-2	17.40 - 17.53	83.8	22.4	1920	1.07	37.8	5.0
SM-2	27.60 - 27.87	110.7	32.8	1993	1.30	27.6	19.0
SM-2	29.40 - 29.65	113.7	25.0	2118	1.13	38.5	5.9
SM-3	15.60 - 15.90	73.9	20.9	1851	1.25	29.0	17.9
SM-3	17.40 - 17.60	91.3	20.9	2018	1.29	23.2	18.0
SM-3	18.60 - 18.90	80.0	32.8	1702	1.28	27.0	12.6
SM-3	20.00 - 20.38	93.4	23.9	1978	1.12	35.2	9.1
SM-5	25.00 - 25.30	87.6	27.1	1870	1.23	37.9	6.7

3.1 PARA PILAS “IN SITU”

Para la determinación de la capacidad de carga en pilas, se utilizó el criterio determinado en las Normas Técnicas Complementarias al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, en donde la revisión de estados límites de falla (capacidad de carga) debe cumplir la siguiente expresión, considerando el terreno friccionante:

$$C_p = (\bar{P}_v N_q * F_R + P_v) A_p$$

dónde:

- C_p capacidad de carga en la punta del pilote.
- A_p Área transversal de la base de la pila o del pilote.
- P_v Presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes.
- \bar{P}_v Presión vertical efectiva debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes.
- c Cohesión aparente del suelo de apoyo.
- F_R Igual a 0.35
- N_q Coeficiente de capacidad de carga.

$$N_q = N_{\min} + L_e \frac{N_{\max} - N_{\min}}{4B \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2})}$$

- L_e Longitud empotrada
- B Ancho o diámetro equivalente de los pilotes
- ϕ Angulo de fricción interna

En el caso de pilotes o pilas de más de 50 cm de diámetro, la capacidad calculada para suelos friccionantes, se deberá de multiplicar por el factor:

$$F_{re} = \left(\frac{B + 0.5}{2B} \right)^n$$

- n exponente igual a 0 para suelo suelto, 1 para suelo medianamente denso y 2 para suelo denso

Evaluando el término anterior, para la profundidad de desplante de la estructura proyectada se obtuvieron los valores de capacidad de carga que se presentan en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2. Capacidad de carga para pilas

<i>Dimensiones</i> <i>(m)</i>	<i>L</i> <i>(m)</i>	ϕ	<i>FR</i>	<i>Cap</i> <i>ton</i>
0.80	20.0	33	0.35	286
1.00				424
1.20				590
0.80	25.0			380
1.00				564
1.20				784

3.2 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO. ASENTAMIENTO PARA PILAS

El asentamiento de una pila o pilote causado por la carga en la punta se expresa con la siguiente ecuación:

$$S_p = \frac{q_{wp} D}{E_s} (1 - \mu^2) I_{wp}$$

dónde:

- S_p Asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote
- D Diámetro del pilote
- q_{wp} Carga puntual por área unitaria en la punta del pilote = q_u/A_p
- E_s Modulo de elasticidad del suelo en o bajo la punta del pilote
- μ Relación de Poisson del suelo
- I_{wp} Factor de influencia = 0.85

En el gráfico dela Figura 3.1 se muestra el asentamiento para pilas de diferente diámetro de acuerdo a la ecuación que evalúa “ S_p ”.

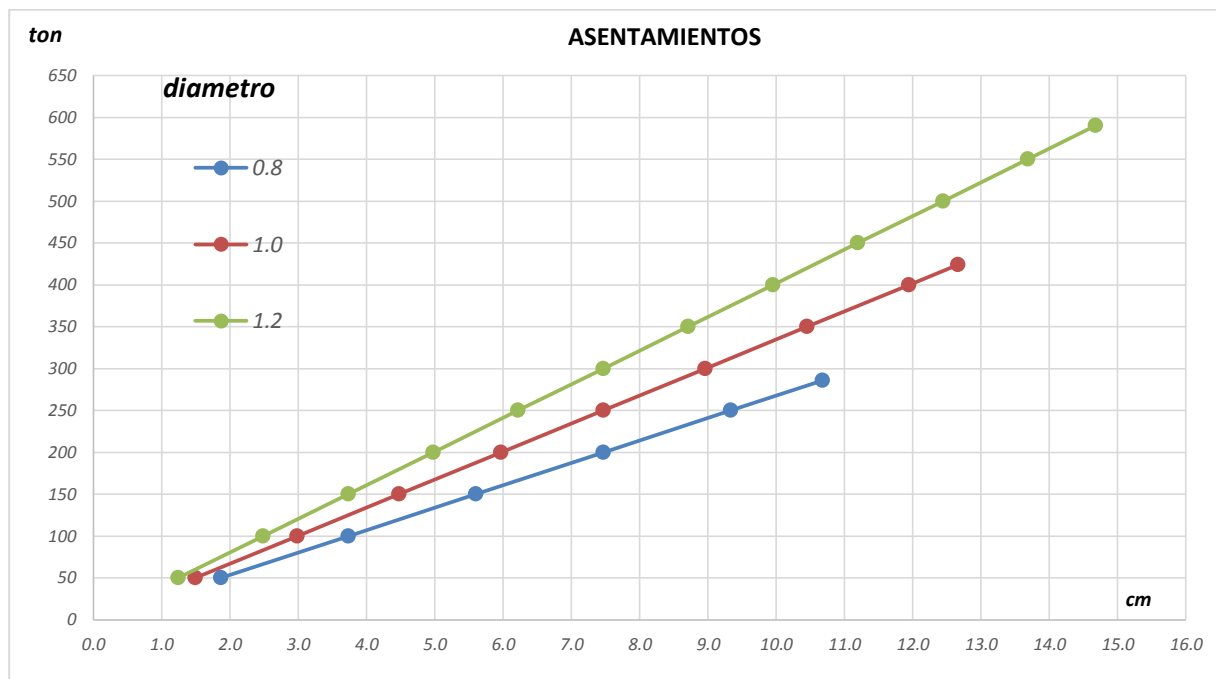


Figura 3.1. Gráfico mostrando el asentamiento para pilas de diámetros 0.8m. 1.0m y 1.2m.

En el gráfico de la Figura 3.1 se muestran los asentamientos teóricos para las pilas propuestas, se consideran elásticos y por tanto, al término de la construcción se habrán presentado en su mayoría.

3.2 EMPUJE DE TIERRAS

El empuje para el diseño de los muros laterales se calculó para la condición de muro rígido siguiendo las recomendaciones establecidas en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, y se determinaron considerando los siguientes efectos:

1. El esfuerzo que ejerce la masa de suelo en condiciones de reposo, obtenida como el producto acumulado de la presión efectiva, afectados por el coeficiente de presión de tierras en reposo K_0 .

$$p_1 = K_o \gamma' z_i$$

2. La acción de una sobrecarga uniformemente repartida, actuando en un área contigua al muro, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral del área, afectada por el coeficiente de presión de tierras en reposo. Se consideró una sobrecarga $q = 1.5 \text{ t/m}^2$.

$$p_2 = K_o q$$

3. El empuje que produce la fuerza hidrostática debido a la presencia del nivel de aguas freáticas.

$$p_3 = \gamma_w z_w$$

4. Para tomar en cuenta las solicitaciones sísmicas, se determinó una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa de suelo deslizando por un coeficiente sísmico $c=0.081$.

$$p_4 = \frac{c}{3} Df \operatorname{tg}\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

Una vez calculados los valores de los cuatro efectos, se superpusieron para encontrar la envolvente de empuje horizontal que deberá ser considerada en el diseño de los muros. El gráfico de la Figura 3.2 muestra empujes en reposo en los muros (largo plazo) y corto plazo respectivamente.

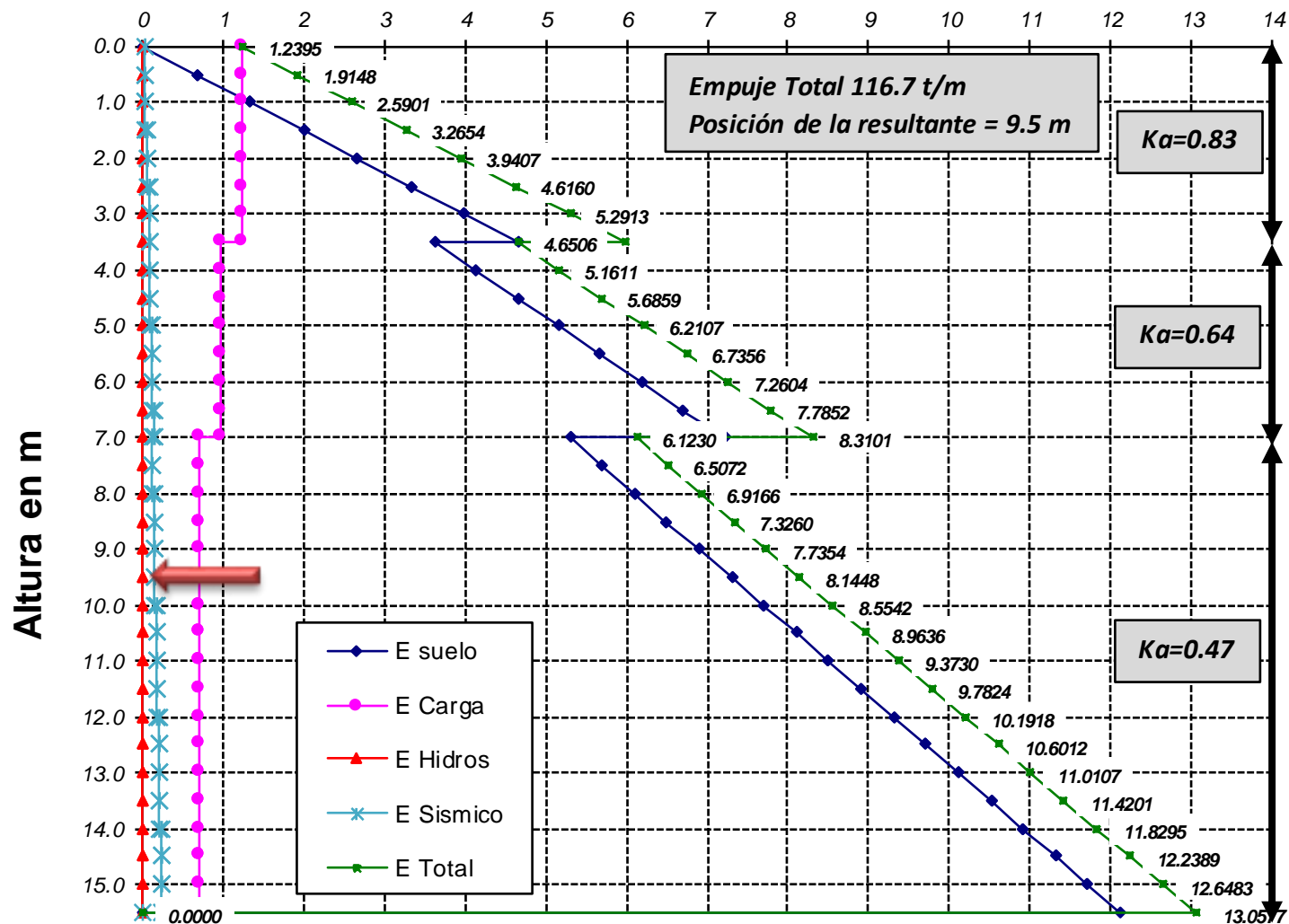


Figura 3.2. Gráfico de Empujes en Reposo en los muros (largo plazo). (toneladas/m).

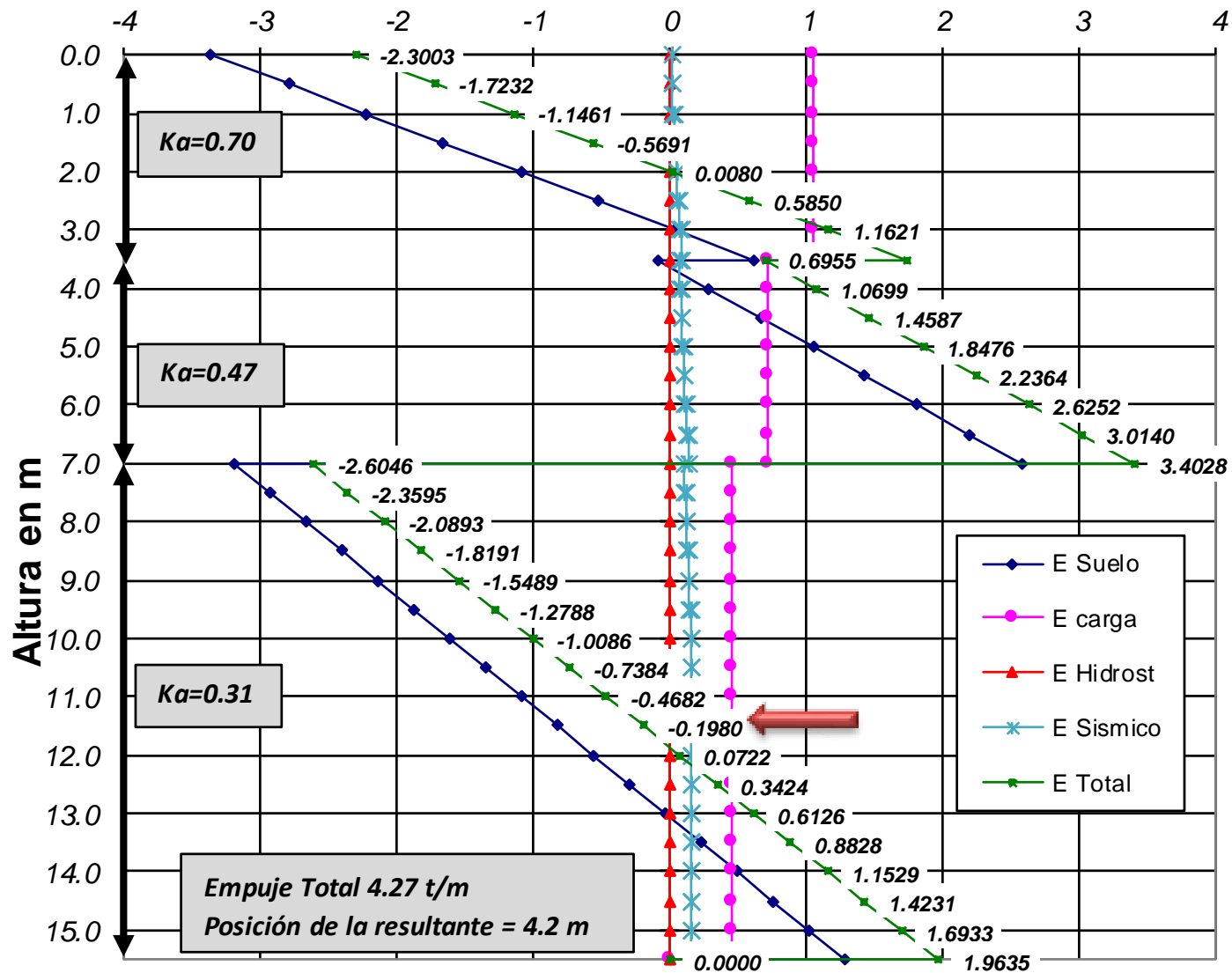


Figura 3.3. Gráfico 3 Empujes en Estado en Activo (Corto Plazo), (toneladas/m).

3.3 MÓDULO DE REACCIÓN VERTICAL EN LA LOSA, “K_v”

Con el fin de estimar adecuadamente los esfuerzos máximos a que estarán sometidos los elementos estructurales en contacto continuo con materiales térreos, se requiere conocer la deformabilidad del subsuelo, ante la acción de las cargas impuestas.

El módulo de reacción de sub-rasante K_v (t/m³) se define como:

$$K_v = \frac{\sigma}{\delta}$$

σ = Esfuerzo normal

δ = Deformación lineal en la dirección de σ

Evaluando la expresión anterior tomando en cuenta la prueba triaxial y la fórmula teórica de Terzaghi, se obtuvieron los módulos de reacción vertical que aparecen en la Tabla 3.3:

Tabla 3.3. Promedio de ambos valores, 17.8kg/cm³.

ESFUERZO VS DEFORMACION PRUEBA TRIAXIAL							
Altura	7.75	cm					
Diam.sup.	3.41	cm					
Diam.med.	3.40	cm					
Diam.inf.	3.37	cm					
Factor de carga:	1.5						
Diam. Prom.:	3.39						
Área	9.04	cm2					
Lectura, mm	Carga (kg)	Deformación lineal (mm)	Deformación lineal (cm)	Deformación unitaria (%)	Área corregida cm2	Esfuerzo (Kg/cm²)	Kv (Kg/cm³)
0	0	0.00	0.000	0.000	9.04	0.000	0.00
0.26	1.15392	0.10	0.010	0.129	9.06	0.127	12.74
0.96	2.30784	0.20	0.020	0.258	9.07	0.255	12.73
2.8	4.61568	0.30	0.030	0.387	9.08	0.508	16.95
4.82	6.34656	0.40	0.040	0.516	9.09	0.698	17.45
5.56	8.07744	0.50	0.050	0.645	9.10	0.887	17.75
5.05	9.80832	0.60	0.060	0.774	9.11	1.076	17.94
3.45	11.34688	0.70	0.070	0.903	9.13	1.243	17.76
	13.07776	0.80	0.080	1.032	9.14	1.431	17.89
	14.80864	0.90	0.090	1.161	9.15	1.618	17.98
	16.53952	1.00	0.100	1.290	9.16	1.805	18.05
	18.2704	1.10	0.110	1.419	9.17	1.992	18.11
	20.00128	1.20	0.120	1.548	9.19	2.177	18.14
	21.73216	1.30	0.130	1.677	9.20	2.363	18.17
	23.27072	1.40	0.140	1.806	9.21	2.527	18.05
	24.80928	1.50	0.150	1.935	9.22	2.690	17.93
	26.54016	1.60	0.160	2.065	9.23	2.874	17.96
	28.46336	1.70	0.170	2.194	9.25	3.078	18.11
	30.00192	1.80	0.180	2.323	9.26	3.240	18.00
	31.54048	1.90	0.190	2.452	9.27	3.402	17.91
	33.07904	2.00	0.200	2.581	9.28	3.563	17.82
	34.80992	2.10	0.210	2.710	9.30	3.745	17.83
	36.5408	2.20	0.220	2.839	9.31	3.926	17.84
	38.27168	2.30	0.230	2.968	9.32	4.106	17.85
	39.81024	2.40	0.240	3.097	9.33	4.266	17.77
	41.54112	2.50	0.250	3.226	9.35	4.445	17.78

Propuesta de terzaghi		$kh = \frac{C \cdot \gamma' \cdot z}{1.35 \cdot B}$		$nh = \frac{C \cdot \gamma'}{1.35}$	
nh=	2.2				
Kh=	17.5	17.5			

3.4 MÓDULO DE REACCIÓN HORIZONTAL, “K_h”

El coeficiente de reacción puede estimarse con el método propuesto por Terzaghi quien establece la siguiente formula, considerando un suelo cohesivo y granular:

$$K_{h(\text{granular})} = n_h \frac{z}{D}$$

$$K_{h(\text{cohesivo})} = \frac{67C_u}{1.5D}$$

dónde:

- K_h Coeficiente de reacción horizontal, t/m³
- C_u Resistencia al corte no drenada del suelo, t/m²
- z profundidad, m
- D Diámetro del pilote, en m.
- n_h constante relacionada con la compacidad del suelo,

Debido al efecto del nivel de esfuerzos y de la geometría del pilote en el valor de K_h así como al carácter empírico de estas expresiones, el coeficiente de reacción determinado de este modo presenta un alto grado de incertidumbre y debe de usarse como criterio. En las Tablas 3.4 y 3.5 se presentan los valores de obtenidos para las condiciones de la estratigrafía.

Tabla 3.4. Valores de n_h para suelos sin cohesión

Compacidad del suelo	n _h t/m ³	
	Arriba del nivel	Abajo del nivel
	freático	freático
Suelta	230	130
Compacta	680	450
densa	1800	1100

En la Figura 3.4 se muestra el perfil de penetración estándar y los módulos de reacción asociados de acuerdo a la Tabla 3.5.

Tabla 3.5. Evaluación de los módulos de reacción horizontal para las arcillas someras y limos profundos,

Diámetro (m)	ESTRATO 1 (0.00-11.4 m)	ESTRATO 2 (11.4-30.0 m)
	$Kh(kg/cm^3)$	
0.80	0.0294	41.6250
1.00	0.0368	33.3000
1.20	0.0441	27.7500

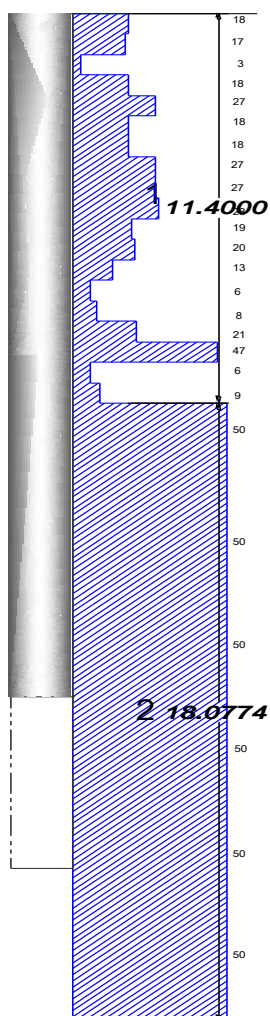


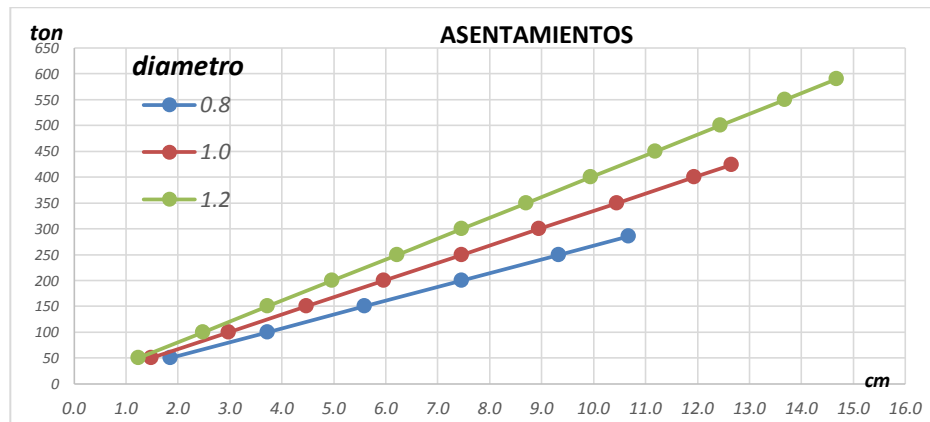
Figura 3.5. Perfil de "N" (SPT), pila y valores de los módulos de reacción horizontal.

4. CONCLUSIONES

- El predio se localiza, desde el punto de vista geotécnico, en la Zona I (Zona de lomas) de acuerdo a las coordenadas de ubicación del predio, pero tomando en cuenta la estratigrafía detectada en la exploración directa se determinó el coeficiente sísmico a partir de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcción del DF $C_s=0.32$.
- El nivel de aguas freáticas se localizó al poniente a 12m y al oriente a 14m de profundidad; se pueden presentar escurrimientos, además de hay que considerar que esto puede variar de acuerdo al tiempo de estiaje o de lluvias; de acuerdo a la época a en que se realice la construcción.
- La revisión del estado límite de falla se realizó considerando pilas de cimentación por el tipo de suelo y la zona sísmica en que se localiza el sitio en estudio. Las capacidades de carga admisible son:

<i>Dimensiones</i> <i>(m)</i>	<i>L</i> <i>(m)</i>	<i>ϕ</i>	<i>FR</i>	<i>Cap</i> <i>ton</i>
0.80	20.0	33	0.35	286
1.00				424
1.20				590
0.80	25.0			380
1.00				564
1.20				784

- También se evaluaron los asentamientos para la cimentación propuesta arrojando asentamientos como se aprecia en la siguiente gráfica.



5. RECOMENDACIONES

5.1 RECOMENDACIONES DE DISEÑO.

- I. Se recomienda realizar el diseño sísmico con el Coeficiente obtenido de las NTC-RCDF para diseño por sismo $C_s=0.32$.
- II. La solución de cimentación será a base de pilas, considerando las capacidades de carga presentadas en capítulos anteriores. Se deberán de considerar los asentamientos calculados para las diferentes cargas.
- III. El proyecto estructural realizará la revisión de estados límite de falla ante condiciones dinámicas y se evitarán las tensiones en estos análisis.
- V. Para realizar la excavación se empleara un sistema de contención a base de Muro pilas, esto debido a que la profundidad de excavación, esto con la finalidad de proteger estructuras colindantes, el diseño del Muro pila será complementado por el diseño estructural.

5.2 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

Una vez analizada la propuesta de cimentación para el edificio, de acuerdo a los lineamientos establecidos en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y verificando que se cumplen los requisitos establecidos, es necesario establecer el procedimiento constructivo general para llevar a cabo satisfactoriamente los trabajos de cimentación, que se describen a continuación:

- I. Inicialmente sobre toda el área donde se pretende la construcción del proyecto se retirara toda estructura existente, siendo pisos, cimentaciones superficiales y rellenos no controlados.
- II. Una vez realizado lo anterior se procederá a la construcción de la cimentación pilas, realizando las excavaciones con equipo pesado.
- III. Para la excavación se empleara un sistema Muro o Muro-Pila.
- IV. La excavación se afinara en los últimos 30.0 centímetros realizándose manualmente para tener una superficie de desplante nivelada

5.2.1 Procedimiento constructivo general de Pilas

Excavación.

- * Se entenderá por excavación o perforación un barreno cilíndrico vertical en subsuelo, el cual deberá ser estable en sus paredes hasta la profundidad que deba ser de acuerdo con el estudio de cimentación correspondiente y que tenga la sección transversal de forma y dimensiones acordes con las cargas por transmitir al subsuelo y con la capacidad de carga de diseño.
- * El equipo empleado para realizar la perforación podrá ser con ayuda de una perforadora a rotación montada sobre una grúa fija o móvil. Tal equipo deberá

proporcionar variación de velocidad de perforación, para ser regulada de tal manera que no provoque caídos.

- * Se deberá contar con la herramienta propia para perforar los suelos que conforman la estratigrafía, así como también la capa de apoyo compuesta por arenas y limos de compacidad densa. La herramienta puede estar compuesta por barrenos helicoidales con dientes de tungsteno, complementado con botes cortadores y botes limpiadores de azolve.
- * La herramienta de perforación deberá garantizar el diámetro del proyecto en toda la longitud de la perforación.
- * La perforación no deberá permanecer abierta más de 4 horas ya que tiempos prolongados de construcción pueden dar lugar a relajamientos de esfuerzos en el sitio, lo cual permitiría cierto desplazamiento del suelo hacia el interior del barreno, teniendo así una disminución de la resistencia al corte y por consiguiente mal comportamiento de la pila.
- * El equipo deberá ser seleccionado en relación al tipo de suelo y siendo también importante la condición del lugar y sus afectaciones en colindancias.
- * Para evitar caídos en ésta zona, debido a la existencia de estratos de limos y arenas en estado suelto, así como para evitar tubificaciones por presiones hidrostáticas, se recomienda el empleo de ademe o en su defecto lodos bentoníticos de alta densidad (de 1.05 a 1.10 kg/lt).
- * El lodo estabilizador se deberá sustituir progresivamente al material extraído de la perforación, teniendo especial cuidado de mantener el nivel de éste, cercano al brocal, para garantizar la presión hidrostática máxima sobre las paredes.

Colocación del Armado de Refuerzo.

- * Durante la colocación del acero deberá cuidarse en caso que no se utilice ademe, que se recargue en las paredes para evitar caídos de material.

- * El armado deberá ser colocado verticalmente y centrado con respecto al barreno, con la finalidad de que se garantice el recubrimiento del acero de refuerzo para evitar los agentes adversos atmosféricos y químicos que dañen el acero.
- * El armado una vez lograda su verticalidad y centrado, deberá fijarse con una estructura especial para evitar los movimientos durante el proceso de colado.
- * Se recomienda que el recubrimiento sea como mínimo 10 cm en un ambiente agresivo.

Colocación del Concreto en el Barreno.

- * Además de los requisitos de calidad que deben cumplir los materiales que interviene en la elaboración del concreto, deberán cuidarse los siguientes aspectos:
- * El tamaño máximo del agregado no será mayor de $2/3$ de la abertura mínima entre el acero de refuerzo o del espesor del recubrimiento, lo que sea más pequeño.
- * El revenimiento se recomienda de 15 ± 2 cm, además del uso de aditivos que retrasen el tiempo de fraguado para mejor trabajabilidad. Es importante asegurar un colado continuo para evitar juntas frías.
- * La colocación del concreto deberá asegurar en todo momento su integridad y continuidad.
- * Antes de iniciar el colocado del concreto, deberá realizarse un lavado del fondo del barreno para remover los sedimentos y ponerlos en suspensión.
- * Se recomienda emplear una o varias tuberías estancas (Tremie) de acuerdo con las dimensiones de la pila, cuyo diámetro interno sea por lo menos seis veces mayor que el tamaño máximo del agregado grueso del concreto.

- * La tubería podrá estar integrada por tramos de 3 m de longitud como máximo, que sean fácilmente desmontables, por lo que se recomienda que tengan cuerdas de listón o trapezoidales.
- * La tubería debe ser totalmente lisa por dentro y de preferencia que también por fuera; lo primero para facilitar el flujo interno y lo segundo para evitar atoramientos en el acero de refuerzo.
- * Por arriba de la tubería se acoplará una tolva para recibir el concreto, de preferencia de forma cónica y con un ángulo comprendido entre 60 y 80°.
- * El procedimiento de colado mediante tubería Tremie se debe colocar a partir del fondo del barreno dejando permanentemente embebido el extremo inferior de la misma.

Generales para Pilas.

- * En caso de pilas muy cercanas (distancia máxima de 1.5 veces el diámetro de la pila) la realización de los barrenos se llevará a cabo de una manera alterna, es decir, se dejará el espacio de una pila entre la perforación de una pila y otra, con la finalidad de no remoldear el suelo adyacente entre pila y pila durante el proceso constructivo.
- * Se podrá realizar la perforación de la pila de en medio, cuando haya fraguado el concreto de las pilas aledañas a ella, considerando un tiempo mínimo de 24 horas.

5.2.2 Inspección y Verificación de Pilas.

Inspección.

La inspección y verificación de pilas incluye entre otros aspectos:

- La corroboración de su localización.
- La inspección directa de la excavación.
- La protección del barreno y de las construcciones vecinas.
- La calidad (viscosidad, densidad, contenido de arena, etc.) de los lodos bentoníticos de perforación.
- La verificación de la verticalidad del barreno y de las dimensiones del fuste.
- La confirmación de la profundidad de desplante adecuada de la capacidad de carga del estrato de apoyo.
- La verificación de la calidad de los materiales usados para el concreto.
- La verificación de que los procedimientos de colocación del concreto sean adecuados.
- Deberá marcarse con una estaca la localización exacta de cada una de las pilas y verificar su posición inmediatamente antes de la construcción de cada unidad topográficamente. Después de terminada la instalación, la localización de cada elemento se deberá comparar con la tolerancia permisible prevista.

Excavación.

Entre los conceptos que se deben verificar durante la excavación son:

- Información general: fecha, condiciones atmosféricas, identificación individual, hora de inicio y terminación de la excavación, equipo utilizado, personal a cargo etc.
- Localización de la pila; se debe determinar con aparatos la desviación del centro de la excavación terminada con respecto al centro de proyecto.

- Conformidad del procedimiento de excavación con las especificaciones o con la práctica correcta.
- Verticalidad y dimensiones de la excavación a intervalos regulares. La verticalidad de la excavación se debe comparar con el valor de proyecto y con la desviación permisible especificada.
- Eficiencia del método y equipo usados para atravesar estratos permeables y grandes obstrucciones.
- Seleccionar adecuadamente la secuela de excavación y colado, cuando se complete ejecutar varias pilas relativamente cercanas, a fin de garantizar el movimiento del equipo y seguridad.
- Registro de los estratos de suelo atravesados durante la excavación.
- Profundidad de empotramiento en el estrato duro, elevación del fondo.
- Calidad del estrato de apoyo (esto debe hacerse con inspección visual cuando sea posible). Para altas capacidades de carga se recomienda la obtención de núcleos y el ensaye "in situ" del material hasta una profundidad de 1 a 2 diámetros bajo el nivel de desplante. El inspector debe decidir cuándo se ha alcanzado el material de apoyo y cuál es la profundidad correcta de la pila.
- Limpieza del fondo de las paredes de la excavación y del ademe permanente.
- Gasto de filtración hacia la excavación.

5.2.3 Colado del Concreto.

Después de haber inspeccionado y aprobado la excavación, se puede proceder a colocar el acero de refuerzo y el concreto. Entre los conceptos que se deber verificar o anotar son los siguientes:

- Información general: fecha, condiciones atmosféricas, identificación de la pila, hora de inicio y terminación del colado.
- Calidad del concreto (proporcionamiento, revenimiento, tiempo después de mezclado); se deberán tomar cilindros de cada olla y de cuando menos tres de cada pila.
- Que el método de colocación y posicionamiento correcto del tubo o canalón de descarga de concreto sean los correctos; llevar registro continuo del embebimiento del extremo del tubo tremie en el concreto. No usar tubería que tenga elementos que se atoren por dentro ni por fuera.
- Verificar que el fondo del barreno se encuentre limpio antes de colocar el concreto.
- Verificar que el acero de refuerzo cumpla con planos y especificaciones antes de hincarlo en la perforación.
- Vibrar los últimos metros (de 1.5 a 3 m) cuando el revenimiento haya sido menor a 10 cm.

5.2.4 Criterios de Aceptación para Pilas.

- La localización de la pila debe hacerse topográficamente, durante el proceso de perforación, máximo se debe aceptar un 4 % de desviación en relación al diámetro de la pila en cualquier dirección, mismo que debe considerarse en el diseño estructural.
- Verticalidad. La desviación vertical de la pila deberá estar comprendida en 1 % de la longitud de la pila.
- Se deberá remover el material suelto y el azolve antes de colocar el concreto en el fondo de la pila.

Informe para Pilas.

Se deberá llevar un control de diario de las actividades, para presentar al director de obra, proyectista estructural y mecánica de suelos en formas preparadas ex profeso. Los cuales deberán tener la siguiente información:

- a) Localización y dimensión de pilas.
- b) Elevación de brocal y fondo de pila.
- c) Registro de verticalidad de la pila.
- d) Método de perforación.
- e) Perfil estratigráfico.
- f) Descripción de las condiciones de aguas freáticas.
- g) Descripción de las obstrucciones y tipo de éstas.
- h) Descripción de cualquier movimiento del suelo o pérdida de éste así como sus métodos de control.
- i) Dimensiones del barreno en campo.
- j) Método de limpieza de los barrenos.
- k) Elevación del material de apoyo, velocidad de avance en el material de apoyo y profundidad de empotre y obtención de muestras para su clasificación.
- l) Método de colocación del concreto. Registro de la carga de altura del concreto y nivel de concreto al comenzar el vibrado.

- n) Registro de la condición del concreto entregado en obra, registrando pruebas de revenimiento y toma de muestras.
- o) Registro de cualquier desviación de especificaciones y decisiones tomadas con respecto a la obra durante el proceso constructivo, debe estar autorizado por el especialista en mecánica de suelos.

5.3 GENERALES.

- I. Estas recomendaciones son desde el punto de vista mecánica de suelos, cualquier modificación deberá ser analizada por un especialista en la materia.
- II. La profundidad de desplante y las dimensiones de la cimentación estará dada por el proyecto estructural de acuerdo con los análisis presentados en este informe y las descargas definitivas.
- III. Se deberán realizar nivelaciones topográficas durante el tiempo que dure la obra y durante tres años cada seis meses después de terminada la obra, con la finalidad de detectar cualquier movimiento no esperado y poder tomar las medidas correspondientes.
- IV. Antes de iniciar la construcción del edificio, se deberá de realizar un levantamiento físico de las colindancias, notificado por medio de un notario público, esto con la finalidad de deslindar responsabilidades de cualquier tipo de daño físico.
- V. Se recomienda la supervisión de un especialista en mecánica de suelos, durante el proceso de construcción de la cimentación.

Referencias

Díaz-Castellón, R. (2009). Análisis de las condiciones estructurales de estabilidad en el volcán Cofre de Perote. Instituto de Geología; Centro de Geociencias. Querétaro, Universidad Nacional Autónoma de México. Doctorado: 154p.

Gleyzer, A.; Denisyuk, M.; Rimmer, A.; Salingar, Y. (2004), "A fast recursive GIS algorithm for computing Strahler stream order in braided and nonbraided networks", Journal of the American Water Resources Association 40 (4): 937–946

Hirano, M. (1997). "Prediction of debris flow for warning and evacuation." Recent Developments on Debris Flows., A. Armanini and M. Michiue, Springer Verlag: 7-26

Horton, R. E. (1945), "Erosional development of streams and their drainage basins: hydro-physical approach to quantitative morphology", Geological Society of America Bulletin 56 (3): 275–370

Krige, Daniel G. (1951). "A statistical approach to some basic mine valuation problems on the Witwatersrand". J. of the Chem., Metal. and Mining Soc. of South Africa 52 (6): 119–13

Strahler, A. N. (1957), "Quantitative analysis of watershed geomorphology", Transactions of the American Geophysical Union 8 (6): 913–920

Alvarez-Manilla A., Diaz-Castellón, R., Poot-Lima, R., Segura, F. (2011) "Mapas de riesgo geotécnicos y geológicos en la zona conurbada de Querétaro" XI Expo-Congreso Ingeniería Civil., Colegio de Ingenieros Civiles de Querétaro A.C. (Santiago de Querétaro del 11 al 13 de Agosto de 2011)