



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**PROPUESTA DE CIMENTACIÓN PARA LOS TANQUES DE UNA
NUEVA TERMINAL DE ALMACENAMIENTO Y REPARTO DE
HIDROCARBUROS, EN ACOLMAN, ESTADO DE MÉXICO.**

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN GEOTECNIA

PRESENTA:

ING. MARTÍN MARIO CERDA LÓPEZ

DIRECTOR DE TESINA: M.I. JUAN LUIS UMAÑA ROMERO

MÉXICO

OCTUBRE 2020



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.

AGRADECIMIENTOS

A MI FAMILIA

A mi mamá con quien estaré eternamente agradecido, por su amor, consejos y esfuerzo. Todos mis logros son sus logros. A mis hermanos, por todo su apoyo incondicional, sé que siempre podré contar con ellos.

A MIS PROFESORES

A todos mis profesores durante esta especialización, por los conocimientos transmitidos y su ardua dedicación. A la ingeniera Araceli Sánchez y a la ingeniería Flor Gutiérrez por su trabajo en la coordinación de este curso. Quiero destacar en especial al M.I. Juan Luis Umaña Romero quien además de ser mi profesor, fue mi tutor, gracias por su vocación y orientación ejemplar. De igual manera, un agradecimiento especial al M.I. Óscar Jesús Luna González, quien también fue mi profesor y además conté con su apoyo para el desarrollo de esta tesina.

A MIS COLEGAS Y AMIGAS GEÓLOGAS

A Sofi y Yess, con quienes siempre conté dentro y fuera de las aulas. Gracias por su apoyo como geólogas, pero sobre todo por las vivencias a lo largo de esta etapa de mi vida.

AI CONACYT

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología por el apoyo económico otorgado, con el cual pude concentrarme por completo en mis estudios. Que se tenga la certeza que he de ejercer mi profesión de la mejor manera posible en el país.

A LA UNAM

A la Universidad Nacional Autónoma de México, por brindar de este estupendo curso de posgrado, con el cual obtuve beneficios invaluableles en mi formación.



ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Generalidades del proyecto	1
1.2. Objetivo y alcances de la tesina	2
2. DESCRIPCIÓN DEL SITIO Y DEL PROYECTO	3
2.1. Localización del sitio	3
2.2. Distribución de la terminal.....	4
2.3. Información de los tanques de almacenamiento	4
3. EXPLORACIÓN DE CAMPO Y ENSAYES DE LABORATORIO	6
3.1. Fase uno de la exploración	6
3.2. Fase dos de la exploración	8
3.3. Pruebas de laboratorio.....	13
4. CONDICIONES GENERALES DEL SUBSUELO	15
4.1. Geología local	15
4.2. Riesgos geológicos.....	16
4.3. Hundimiento regional	16
4.4. Sismicidad.....	17
5. MÓDELO GEOTÉCNICO	25
5.1. Caracterización	25
6. ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE CIMENTACIÓN SUPERFICIAL	35
6.1. Anillo de cimentación	36
6.2. Losa de cimentación	41
7. ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE CIMENTACIÓN PROFUNDA	46
7.1. Pilas de cimentación	46
8. PROPUESTA DE CIMENTACIÓN PARA LOS TANQUES	54
8.1. Selección de la cimentación	54
9. CONCLUSIONES	56
10. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	58

ANEXOS

- ANEXO A) Perfiles estratigráficos de la exploración de campo (fase uno).
ANEXO B) Perfiles estratigráficos de la exploración de campo (fase dos).



LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Ubicación del predio en donde se proyecta la terminal.....	3
Figura 2.2 Distribución de la TAR.....	4
Figura 3.1 Ubicación de la exploración fase uno dentro del predio.....	6
Figura 3.2 Ubicación de la exploración fase dos dentro del predio.....	11
Figura 4.1 Litología de la zona de proyecto.	15
Figura 4.2 Modelo digital de hundimiento regional en el ex lago de Texcoco (Instituto de Ingeniería, UNAM 2016).....	16
Figura 4.3 Regionalización sísmica de la República Mexicana.....	18
Figura 4.4 Perfiles de las velocidades de ondas V_p y V_s	21
Figura 4.5 Carta de microzonificación sísmica.....	24
Figura 5.1 Correlación de resultados de CPT y S_u [5].	25
Figura 5.2 Correlación de índice plástico y SPT con valores de S_u [5].....	26
Figura 5.3 Correlación de resultados de CPT y S_u [6].	26
Figura 5.4 Valores de módulos elásticos para diferentes tipos de suelos [7].....	27
Figura 5.5 Rango de valores de la relación de Poisson para diferentes tipos de suelos [7].	27
Figura 5.6 Valores empíricos de ϕ , D_r , y unidades de peso para suelos granulares, basados en el SPT.....	27
Figura 5.7 Perfil estratigráfico general del predio en estudio con resultados del ensaye SPT. .	32
Figura 5.8 Perfil estratigráfico general del predio en estudio con resultados de cono eléctrico.	33
Figura 6.1 Desplante del anillo en estrato resistente y presencia de estrato débil por debajo, vista en corte.	36
Figura 6.2 Desplante del anillo en estrato resistente y presencia de estrato débil por debajo, vista en planta.	36
Figura 6.3 Capacidades de carga admisible de un anillo de cimentación de $B=1.00$ m y $D=30.40$ m.....	40
Figura 6.4 Desplante de losa en estrato resistente y presencia de estrato débil por debajo, vista en corte.	41
Figura 6.5 Desplante de losa en estrato resistente y presencia de estrato débil por debajo, vista en planta.....	41
Figura 6.6 Capacidades de carga admisible de una losa de cimentación de $D=30.40$ m.....	42
Figura 6.7 Análisis de asentamiento inmediato de un tanque de $\phi=30.40$ m y $D_f=0.50$ m con Settle.	45
Figura 7.1 Cargas admisibles para pilas de cimentación de diámetro 0.60 y 0.80m.	50



LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1 Datos de los tanques de almacenamiento de hidrocarburo.....	5
Tabla 3.1 Información de los sondeos de exploración de la fase uno.	6
Tabla 3.2 Información de los sondeos de exploración geotécnica de la fase dos.....	10
Tabla 3.3 Información de los ensayos geofísicos de la fase dos.....	10
Tabla 3.4 Información de los ensayos de laboratorio.	14
Tabla 4.1 Clasificación de las estructuras según su destino.	17
Tabla 4.2 Unidades geo-sísmicas.....	19
Tabla 4.3 Parámetros dinámicos obtenidos del ensaye MASW y TRS.	19
Tabla 4.4 Parámetros dinámicos obtenidos del ensaye Down Hole.....	22
Tabla 4.5 Caracterización dinámica del suelo de cimentación del sitio de proyecto.	23
Tabla 5.1 Propiedades índice de los materiales detectados en el SMC-01.	28
Tabla 5.2 Propiedades índice de los materiales detectados en el SMC-02.	29
Tabla 5.3 Propiedades índice de los materiales detectados en el SMC-03.	29
Tabla 5.4 Propiedades índice de los materiales detectados en el SMC-04.	30
Tabla 5.5 Propiedades índice de los materiales detectados en el SMC-05.	30
Tabla 5.6 Propiedades índice de los materiales detectados en el SMC-06.	31
Tabla 5.7 Propiedades mecánicas de los estratos establecidos en el predio.	34
Tabla 6.1 Resumen de las características de los tanques.	35
Tabla 6.2 Factores de resistencia (F_r) para zapatas.	38
Tabla 6.3 Factores de forma (Hansen, 1970.	38
Tabla 6.4 Factores de profundidad (Hansen, 1970).	38
Tabla 6.5 Factor i_y de inclinación de la carga respecto a la vertical.....	38
Tabla 6.6 Factor i_c y i_q de inclinación de la carga respecto a la vertical.	39
Tabla 6.7 Factor s_y de inclinación del terreno respecto a la horizontal.	39
Tabla 6.8 Factor s_c y s_q de inclinación del terreno respecto a la horizontal.	39
Tabla 6.9 Calculo del asentamiento inmediato de un tanque de $\varnothing=30.40$ m y $D_f=0.50$ m.	44
Tabla 6.10 Resultados de análisis de asentamientos inmediatos.	44
Tabla 6.11 Asentamientos diferenciales.	45
Tabla 7.1 Factores de resistencia F_r para pilotes y pilas [8].....	46
Tabla 7.2 Coeficiente N_c para la estimación de la capacidad de carga	48
Tabla 7.3 Factor F_A para la estimación de la capacidad de carga por fricción lateral,	49
Tabla 7.4 Valores de $N_{mín}$ y $N_{máx}$ para la estimación de N_q^*	50
Tabla 7.5 Número de pilas necesarias para satisfacer la revisión del estado limite de falla.	51
Tabla 7.6 Valores típicos del coeficiente C_p para el cálculo de asentamientos (criterio de Vesic).	52
Tabla 7.7 Asentamientos estimados para las pilas de cimentación.	53
Tabla 8.1 Resumen general de los resultados obtenidos en el análisis geotécnico.....	54



1. INTRODUCCIÓN

La logística para el almacenamiento, transporte y distribución de combustibles es de gran importancia para el crecimiento del sector energético de un país. Las terminales de almacenamiento y reparto de hidrocarburos (TAR) se están proyectando de manera positiva en varios estados de la república mexicana. En esta tesina se desarrolla el análisis geotécnico para la propuesta de cimentación de los tanques de almacenamiento de una nueva TAR, en el Valle de México.

Para un correcto análisis y, por lo tanto, un diseño adecuado de las cimentaciones de las estructuras del proyecto, fue necesario recopilar y analizar información previa del sitio para después llevar a cabo una campaña de exploración de dos fases:

Fase uno: Exploración preliminar, compuesta por tres sondeos directos mediante penetración estándar (SPT) con obtención de muestras alteradas y tres pozos a cielo abierto (PCA). Su objetivo fue permitir un reconocimiento general del sitio para posteriormente y definir una exploración de detalle.

Fase dos: Exploración de detalle, compuesta por seis sondeos mixtos, mediante SPT y extracción de tubos Shelby. Adicionalmente, se realizaron cinco sondeos con cono eléctrico, un ensaye Down hole, un ensaye MASW y un tendido de refracción sísmica.

En el capítulo 4 se habla de la campaña de exploración con detalle, explicando por qué se estableció dicha campaña y en que consiste cada uno de los ensayes ejecutados, así como la información obtenida en cada uno de ellos.

1.1. Generalidades del proyecto

El proyecto consiste básicamente en construir la infraestructura necesaria para poder operar de manera confiable y segura diez tanques de almacenamiento de combustible en sus distintas variedades.

Capacidad de la terminal 875,000 BARRILES	10 TANQUES de distintas capacidades
ESPUELA DE FERROCARRIL para tren unitario	INSTALACIONES VERSÁTILES para recibir la molécula

El propósito de la terminal es ser una fuente de suministro continua y segura de gasolina premium, magna y diesel para diferentes clientes tales como hospitales, fabricas, agroindustrias, estaciones de servicio, entre otros.



1.2. Objetivo y alcances de la tesina

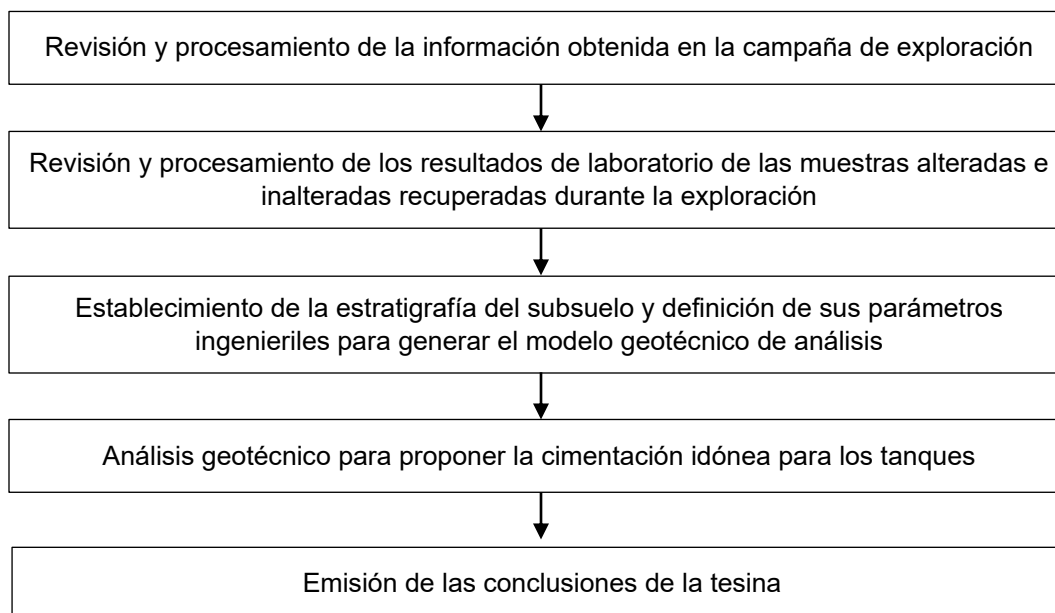
Objetivo

Partiendo de los parámetros del subsuelo en donde se construirá la terminal y considerando las características del proyecto, proponer la cimentación para los tanques de almacenamiento de los hidrocarburos que garantice la operación segura de dichas las estructuras. Todo lo anterior, desde el punto de vista geotécnico.

Alcances

- La terminal se conforma tanto por los tanques de almacenamiento como por otras estructuras complementarias, sin embargo, en esta tesina se desarrolla únicamente el análisis geotécnico de los diez tanques de almacenamiento.

A continuación, se establecen los alcances para cumplir con el objetivo de esta tesina.





2. DESCRIPCIÓN DEL SITIO Y DEL PROYECTO

2.1. Localización del sitio

El predio en donde se construirá la terminal se ubica en el Km 32.5 de la carretera Lechería- Texcoco, colonia San Miguel Totolcingo, en el municipio de Acolman, Estado de México. En la figura 2.1 se muestra el terreno delimitado.



Figura 2.1 Ubicación del predio en donde se proyecta la terminal.

Como se puede observar en la figura anterior, el terreno de estudio tiene las siguientes colindancias:

Al Norte	La carretera federal y un terreno sin construcciones.
Al Sur	Conjunto habitacional a aproximadamente 40 metros.
Al Este	Naves industriales (a aproximadamente 3 metros con un negocio de renta/venta de automóviles y a aproximadamente 40 metros una empresa de servicios logísticos)
Al Oeste	Nave industrial (taller vehicular) a aproximadamente 3 metros. Conjunto habitacional a aproximadamente 25 metros.



2.2. Distribución de la terminal

La terminal se conformará por:

- Seis tanques para el almacenamiento de gasolina magna.
- Dos tanques para el almacenamiento de gasolina premium.
- Dos tanques para el almacenamiento de diesel.

Adicionalmente, contará con diversas estructuras:

Casa de bombas de petrolíferos, caseta de vigilancia, cobertizo de bombas contra incendios, descargadera de autostanque, estacionamiento de autostanque, laboratorio, Oficinas de ventas, red de ferrovialle, subestación eléctrica, tanque de agua contra incendios, torre de control y zona de tratamiento de drenaje aceitoso.

En la figura 2.2 se muestra la distribución de la terminal.

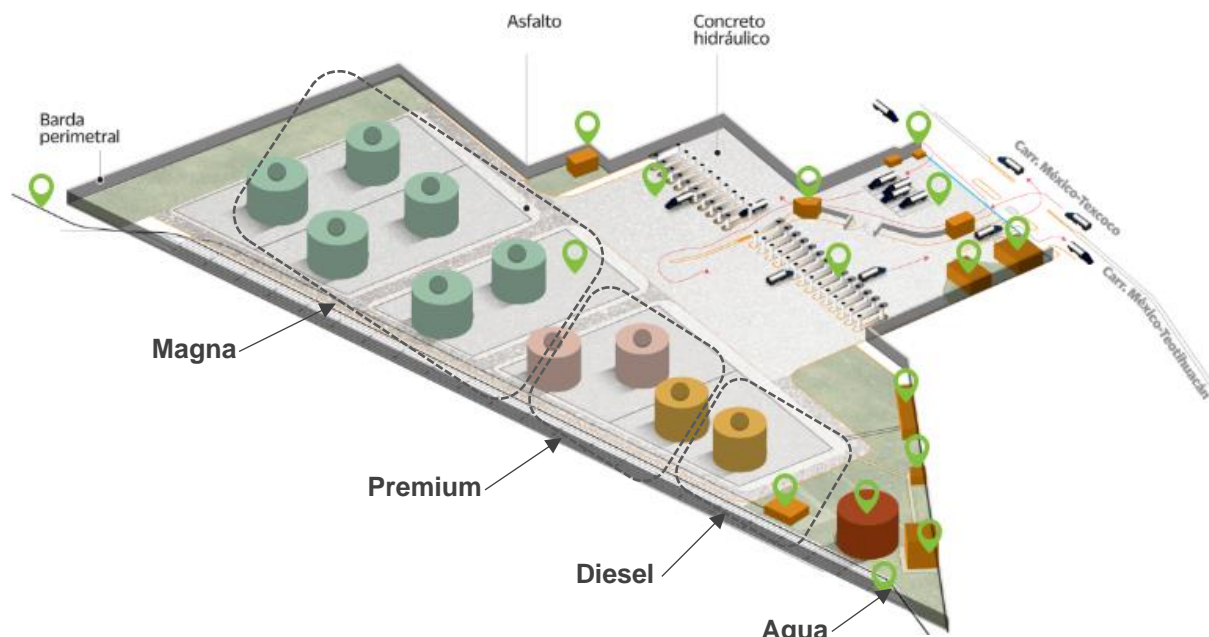


Figura 2.2 Distribución de la TAR.

2.3. Información de los tanques de almacenamiento

En la tabla 2.1, se clasifican los tanques de acuerdo al hidrocarburo que almacenarán y se resumen los datos de cada uno de ellos.



Tabla 2.1 Datos de los tanques de almacenamiento de hidrocarburo.

HOJA DE DATOS DE TANQUE DE 82 500 BLS PARA GASOLINA MAGNA		TANQUES	ESQUEMA		
Tipo de techo	Soportado	T-001 T-002 T-003 T-004 T-005 T-006			
Tipo de fondo	Inclinado				
Pendiente del fondo	2.0°, De pares de la envolvente				
Diámetro interno del cuerpo	30.4 m				
Altura del cuerpo	19.5 m				
Capacidad	Máxima 14,154 m ³ Nominal 13,138 m ³				
Material del cuerpo	Acero				
Protección	Catódica				
Accesorios	Escalera, plataforma, barandal				
Cimentación típica*	Anillo de concreto, losa de concreto				
Peso estimado	Vacío 392,600 kg En operación 12,110,650 kg Lleno de agua 14,178,530 kg				
*Dato de referencia únicamente					
HOJA DE DATOS DE TANQUE DE 55 000 BLS PARA GASOLINA PREMIUM				TANQUES	ESQUEMA
Tipo de techo	Soportado			T-007 T-008	
Tipo de fondo	Inclinado				
Pendiente del fondo	2.0°, De pares de la envolvente				
Diámetro interno del cuerpo	27.6 m				
Altura del cuerpo	17.1 m				
Capacidad	Máxima 9,575 m ³ Nominal 8,847 m ³				
Material del cuerpo	Acero				
Protección	Catódica				
Accesorios	Escalera, plataforma, barandal				
Cimentación típica*	Anillo de concreto, losa de concreto				
Peso estimado	Vacío 275,148 kg En operación 8,410,455 kg Lleno de agua 9,846,114 kg				
*Dato de referencia únicamente					
HOJA DE DATOS DE TANQUE DE 82 500 BLS PARA DIESEL		TANQUES	ESQUEMA		
Tipo de techo	Soportado	T-009 T-010			
Tipo de fondo	Inclinado				
Pendiente del fondo	2.0°, De pares de la envolvente				
Diámetro interno del cuerpo	30.4 m				
Altura del cuerpo	19.5 m				
Capacidad	Máxima 14,154 m ³ Nominal 13,138 m ³				
Material del cuerpo	Acero				
Protección	Catódica				
Accesorios	Escalera, plataforma, barandal				
Cimentación típica*	Anillo de concreto, losa de concreto				
Peso estimado	Vacío 392,600 kg En operación 12,110,650 kg Lleno de agua 14,178,530 kg				
*Dato de referencia únicamente					



3. EXPLORACIÓN DE CAMPO Y ENSAYES DE LABORATORIO

3.1. Fase uno de la exploración

Esta fase se estableció con base en la información disponible del sitio, la cual indica tentativamente que el subsuelo está conformado predominantemente por estratos arenosos y limo arenosos intercalados con capas de arcilla, y que además pudiera haber presencia de relleno superficial.

El objetivo de la exploración fue hacer un reconocimiento de las condiciones reales del subsuelo del predio para posteriormente, definir la exploración de detalle.

La exploración consistió en la ejecución de tres sondeos directos y de tres PCA. En la tabla 3.1 se presenta la información de los sondeos mientras que en la figura 3.1 se muestra su ubicación dentro del predio.

Tabla 3.1 Información de los sondeos de exploración de la fase uno.

Sondeos	Coordenadas UTM		Prof. Máx. alcanzada [m]
	X (m E)	Y (m N)	
SPT-01-F1	504,473	2,168,402	18.60
SPT-02-F1	504,610	2,168,334	18.60
SPT-03-F1	504,742	2,168,383	18.60
PCA-01-F1	504,645	2,168,544	3.50
PCA-02-F1	504,625	2,168,444	2.60
PCA-03-F1	504,492	2,168,319	2.00



Figura 3.1 Ubicación de la exploración fase uno dentro del predio.



Para la ejecución de los sondeos directos se utilizó una máquina rotaria, equipada con una bomba para lodos. Los sondeos se realizaron con el procedimiento de penetración estándar del que se obtienen muestras alteradas de suelo.

El método de penetración estándar se aplicó conforme a los lineamientos de la norma ASTM D1586 [3], que consiste en dejar caer libremente, desde una altura de 30" (76 cm), un martinete de 140 lb (63.5 kg) sobre un yunque acoplado a la tubería de perforación, en cuyo extremo inferior se encuentra el penetrómetro estándar o tubo de media caña. Se contabiliza el número de golpes necesarios para penetrar las 12" (30 cm) finales del tubo de media caña, como una medida de la resistencia a la penetración del suelo.

Durante la ejecución del **pozo a cielo abierto** se realizó muestreo alterado, apegándose a lo establecido en las normas NMX-C-416-ONNCCE-2003 Cap. 2 y NMX-C-430-ONNCCE-2003, protegiendo la muestra para que conserve sus características naturales.

Todas las muestras recuperadas se protegieron de forma apropiada para ser transportadas al laboratorio.

Estratigrafía de la exploración de campo (fase uno)

Con la información obtenida se establecieron 5 estratos.

- Estrato 1, de 0.00 a 1.20 m.
Relleno no controlado, conformado por materia vegetal y arena con limo y arcilla, con una resistencia a la penetración estándar muy errática, desde 5 hasta más de 50 golpes.
- Estrato 2, de 1.20 a 10.20 m.
Serie arcillosa, de consistencia blanda a media, de alta compresibilidad, con una resistencia a la penetración estándar promedio de 11 golpes. Presenta lentes de arena.
- Estrato 3, de 10.20 a 16.20 m.
Depósitos cruzados compuestos por intercalaciones de arena, limo, ceniza volcánica y arcilla. Presenta una resistencia a la penetración estándar promedio de más de 50 golpes.
- Estrato 4, de 16.20 a 17.70 m.
Ceniza volcánica, con una resistencia a la penetración estándar promedio de más de 50 golpes.
- Estrato 5, de 17.70 hasta la máxima profundidad explorada de 18.60 m.
Toba areno limosa, con una resistencia a la penetración estándar promedio de más de 50 golpes.



No se detectó nivel de agua freática (NAF).

Los perfiles estratigráficos se presentan en el anexo A

3.2. Fase dos de la exploración

Esta fase se estableció con ayuda de la información disponible del sitio y con la obtenida en la fase uno.

Los objetivos de esta segunda fase de exploración fueron los siguientes:

- Establecer la estratigrafía definitiva del sitio.
- Caracterizar los estratos mediante la asignación de sus parámetros mecánicos (resistencia y deformabilidad).
- Estimación de los parámetros elasto-dinámicos de los materiales del subsuelo.
- Obtener los valores de la distribución de las ondas sísmicas de compresión (V_p) y de corte (V_s).

Para alcanzar los objetivos fue necesario complementar la exploración geotécnica con ensayos geofísicos. La exploración geotécnica consistió en la ejecución de seis sondeos mixtos continuos y de cinco sondeos con cono eléctrico. Por su parte, la exploración geofísica se conformó por tres metodologías sísmicas; un ensayo sísmico en pozo (Down hole), un ensayo de análisis multicanal de ondas superficiales (MASW) y un tendido de refracción sísmica (TRS).

La definición de la campaña geotécnica se basó en lo siguiente:

- Sondeos directos

Ejecutarlos en puntos estratégicos de acuerdo con la proyección de la ubicación de los tanques, y a diferencia de los sondeos de la primera fase, los nuevos sondeos debían recuperar muestras tanto alteradas como e inalteradas.

Las muestras inalteradas debían obtenerse de zona denominada “serie arcillosa”, establecida en la fase uno desde una profundidad de 1.20 hasta 10.20 m.

La profundidad máxima de exploración debía ser en principio de al menos 76 metros, correspondientes a 2.5 veces el diámetro del tanque más grande (30.40 m), pero con el conocimiento de que los depósitos competentes en el predio comienzan desde los 10.20 m, se propuso ejecutar los sondeos hasta una profundidad de 25 m siempre y cuando el ingeniero supervisor de campo constatará que los nuevos resultados coincidían con los resultados previos. Bajo esta condición se tenía que garantizar que los estratos competentes ($N_{SPT} > 50$ golpes) se mantenían en todo momento hasta los 25 metros, de lo contrario sería necesario llevar los sondeos hasta la profundidad establecida inicialmente.



- Sondeo con cono eléctrico

Al igual que los sondeos directos, estos debían hacerse en puntos estratégicos.

Al no haber NAF, no fue necesario registrar el exceso de la presión de poro durante los ensayos y, por lo tanto, no fueron necesarias tampoco pruebas de disipación de poro.

La profundidad máxima de exploración fue definida hasta el rechazo, es decir, hasta llegar a los depósitos cruzados (a los 10.20 metros aproximadamente).

Finalmente, dado que se tiene un relleno no controlado en la superficie, fue necesario realizar un avance sin recuperación con máquina rotaria para atravesar dicho relleno, de tal modo que los ensayos con el cono eléctrico comenzaran en el inicio de la serie arcillosa.

- Ensaye de análisis multicanal de ondas superficiales (MASW)

En este ensaye se buscaba alcanzar una profundidad de exploración de 50 metros, la cual es el doble a la programada para los sondeos directos (25 m). De esta manera poder comparar la resistencia a la penetración de los 25 m con las velocidades de corte, V_s , hasta esa misma profundidad y posteriormente interpretar de manera indirecta analizando las velocidades V_s , que la resistencia a la penetración desde los 25 hasta los 50 m se mantiene por arriba de los 50 golpes.

- Tendido de refracción sísmica (TRS)

Para este ensaye se decidió aprovechar el mismo tendido que se usó para el MASW, por lo cual, la profundidad de exploración quedó definida a 30 metros.

- Ensaye sísmico en pozo (Down hole)

Para este ensaye se decidió aprovechar el barreno del SMC-04, el cual alcanzó 25 metros de profundidad. Solamente se tuvo que profundizar hasta 36 metros mediante avance con broca tricónica y posteriormente abrir el diámetro de todo el barreno de tal modo que se pudiera colocar una tubería de PVC de 4 pulgadas. La profundidad del ensaye alcanzaría los 35 m, ya que el último metro es necesario dejarlo libre por cuestiones referentes a su propia ejecución.

En la tabla 3.2 y 3.3 se presenta la información de la exploración geotécnica y geofísica, respectivamente. Mientras que en la figura 3.2 se muestra la ubicación de todos los sondeos y ensayos dentro del predio.



Tabla 3.2 Información de los sondeos de exploración geotécnica de la fase dos.

Sondeos	Coordenadas UTM		Prof. Máx. alcanzada [m]
	X (m E)	Y (m N)	
SMC-01	504,461	2,168,368	25.00
SMC-02	504,522	2,168,393	25.00
SMC-03	504,522	2,168,345	25.00
SMC-04	504,589	2,168,393	25.00
SMC-05	504,650	2,168,347	25.00
SMC-06	504,717	2,168,350	25.00
CPT-01	504,459	2,168,395	9.80
CPT-02	504,460	2,168,343	11.12
CPT-03	504,590	2,168,345	11.44
CPT-04	504,678	2,168,377	10.36
CPT-05	504,770	2,168,352	11.54

Tabla 3.3 Información de los ensayos geofísicos de la fase dos.

Ensaye	Coordenadas UTM		Prof. Máx. alcanzada [m]
	X (m E)	Y (m N)	
Down Hole	504,589	2,168,393	35.00
MASW	504,592	2,168,366	50.00
TRS	Inicio: 504,533	Inicio: 2,168,365	30.00
	Fin: 504,651	Fin: 2,168,366	

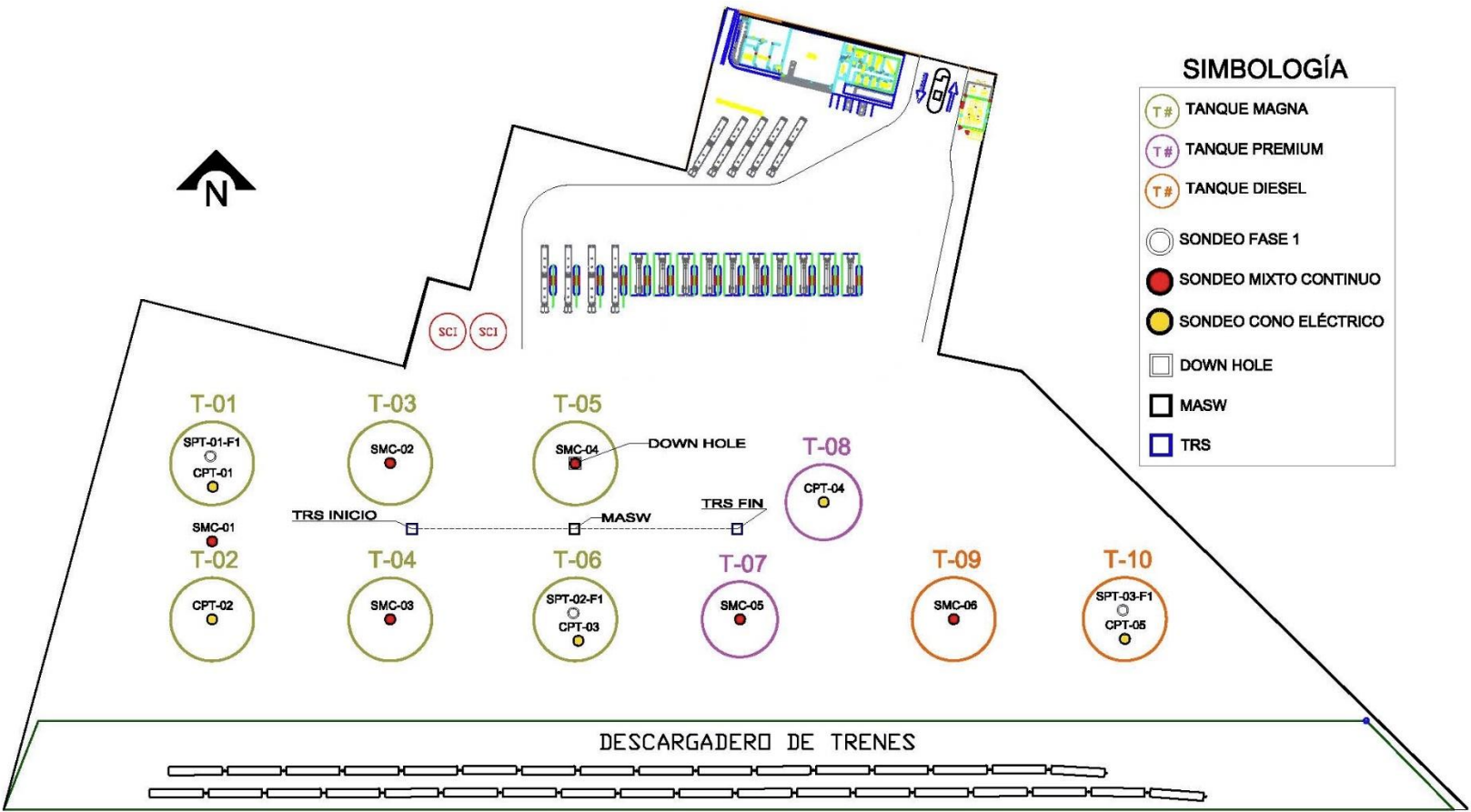


Figura 3.2 Ubicación de la exploración fase dos dentro del predio.



Para la ejecución de los sondeos mixtos continuos se utilizó la misma máquina y el mismo método normado descrito en la fase uno.

El sondeo con cono eléctrico consiste en la introducción de una sonda en el terreno. La hincada se realiza a velocidad constante de 2 cm/seg mediante un sistema de varillas que se van añadiendo según se avanza en profundidad con ayuda de un equipo de empuje. Durante la penetración se registran simultáneamente, mediante un sistema de sensores, datos de resistencia de punta y resistencia de fuste. El equipo de penetrómetro de cono que se utilizó es fabricado por A.P. van den Berg, modelo Hyson 100 kN-LW, sistema de empuje CPT-Truck de 10 ton. El método se aplicó siguiendo los lineamientos establecidos en la norma ASTM D5778 [4].

La técnica de Análisis Multicanal de Ondas Superficiales con fuente activa (MASW) es uno de los métodos sísmicos que evalúa la condición elástica (rigidez) del suelo para fines de ingeniería geotécnica, analiza principalmente las propiedades de propagación de las ondas sísmicas superficiales, principalmente las Ondas de Rayleigh, las cuales se propagan horizontalmente desde la fuente emisora hasta los geófonos receptores. En un medio estratificado, la velocidad de propagación de las ondas de Rayleigh depende de la frecuencia. Esta propiedad se conoce como dispersión.

Si bien, las ondas superficiales son consideradas ruido para las investigaciones sísmicas que utilizan las ondas de cuerpo (reflexión y refracción), su propiedad “dispersiva” se puede utilizar para estudiar las propiedades elásticas de los terrenos superficiales, siendo el objetivo principal la determinación *in situ* de las velocidades de propagación de las ondas de corte (V_s) de los materiales del subsuelo.

Todo el proceso incluye tres fases sucesivas: la adquisición de las ondas superficiales, la construcción de una curva de dispersión (el gráfico de la velocidad de fase con respecto a la frecuencia) y la inversión de la curva de dispersión para obtener el perfil vertical de las V_s .

Para la ejecución del estudio se utilizó un equipo Terraloc Pro 2 de ABEM con 24 canales con registro digital de datos, geófonos de componente vertical de frecuencia de 4.5 Hz, y cables de 5 m espaciado entre cada conexión de geófono. Como fuente de energía se utilizó el impacto de una maza de 20 libras sobre una placa de 20 cm x 20 cm x 2.5 cm colocada en el suelo.

Para el ensayo MASW se realizó un tendido con una longitud de 115 m, con lo que se alcanzó una profundidad máxima de exploración de 50 m.

El método de sísmica de refracción se basa en la medida de la velocidad de propagación de las ondas longitudinales (V_p) generadas por un impacto sobre la superficie del material a investigar. Mediante este impacto se induce una perturbación sísmica que genera frentes de ondas longitudinales "p", cuyo paso se registra mediante unos sensores de medida (geófonos), sensibles al desplazamiento de las partículas del material y que están situados a distancias crecientes y conocidas del punto de impacto.



Para generar la onda de compresión, se dispone de una fuente de energía capaz de inducir una perturbación sísmica lo suficientemente intensa para alcanzar la profundidad necesaria, que genera fundamentalmente ondas de compresión; en su defecto, es repetitiva con el fin de poder sumar la señal registrada en cada uno de los impactos. Hay que disponer también de sensores capaces de medir los desplazamientos del terreno (geófonos), fijados en el terreno y conectados al equipo de medida (sismógrafo), que posee un sistema controlador de tiempo que permite medir el tiempo empleado por el frente de onda en recorrer la distancia entre el punto de impacto y los distintos geófonos.

Para la ejecución del estudio se dispone de un equipo Terraloc Pro 2 de ABEM de 48 canales con registro digital de datos, geófonos de componente vertical de frecuencia de 4.5 Hz, y cables de 5 m espaciado entre cada conexión de geófono, como fuente de energía se utilizó el impacto de una maza de 20 libras sobre una placa de 20 cm x 20 cm x 2.5 cm colocada en el suelo.

El tendido se realizó con dirección E-W. A partir de la línea de medida proyectada, se utilizó un dispositivo de medida de 24 geófonos (espaciados a 5 m) y 7 impactos y 5 m de distancia previo y posterior al primer y último geófono respectivamente. Cubriendo una longitud de exploración de 115 metros, con lo que se alcanzó profundidad de exploración de 30 metros.

El ensaye sísmico en pozo (downhole) permite determinar la variación de la velocidad de propagación de ondas V_p y V_s , mediante pruebas de baja deformación, para obtener los módulos elásto-dinámicos del subsuelo a través de un pozo, de esta manera se contribuye a estimar el comportamiento dinámico del sitio ante diferentes tipos de eventos sísmicos.

Para la realización de la prueba, se genera una fuente de excitación desde la superficie (impacto de un martillo). La perturbación inducida en el suelo se registra a profundidad a través de un geófono que se introduce en el pozo. El geófono registra la señal y envía al sismógrafo donde es amplificada y digitalizada, para su posterior tratamiento. El ensayo se repite a intervalos regulares de profundidad y, de este modo, se obtiene la variación de las velocidades de propagación de las ondas P y S y de manera indirecta, los módulos elásticos de las distintas capas que componen el subsuelo.

Los perfiles estratigráficos de la exploración geotécnica se presentan en el anexo B.

3.3. Pruebas de laboratorio

Conforme a los tipos de materiales obtenidos durante el muestreo, se realizaron los siguientes ensayos de laboratorio, enunciados en la tabla 3.4, a muestras seleccionadas, mismos que se realizan en apego a la normatividad indicada entre paréntesis [3].



Tabla 3.4 Información de los ensayos de laboratorio.

Ensaye	Cantidades ejecutadas
Contenido natural de agua (ASTM D2216)	132
Análisis granulométrico (ASTM D422)	56
Límites de consistencia (ASTM D4318)	32
Peso volumétrico (ASTM D7263)	8
Densidad de sólidos (ASTM D864)	10
Triaxial no consolidada no drenada (ASTM D2850)	5
Consolidación unidimensional (ASTM D2435)	7
Corte directo CD (ASTM D3080)	1



4. CONDICIONES GENERALES DEL SUBSUELO

4.1. Geología local

La unidad litológica correspondiente a la zona de proyecto es aluvial (Qhoal), la cual se conforma de gravas, arenas, cenizas y arcillas, producto de la erosión hídrica de la mayoría de los aparatos volcánicos de los alrededores. También se observan arcillas desarrolladas a partir de tobas y cenizas volcánicas depositadas en agua, con horizontes de turba y de tierra diatomácea, cuyo espesor varía de 30 a 300 m [1].

Con base en la zonificación geotécnica de la ciudad de México, la zona de proyecto se encuentra entre las zonas II y III (transición y lacustre respectivamente). En la zona II los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros. La zona III está integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son en general medianamente compactas a muy compactas y de espesor variable de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m [1].

La figura 4.1 muestra la distribución de la unidad litológica.



Figura 4.1 Litología de la zona de proyecto.



4.2. Riesgos geológicos

Partiendo de la observación e información geológica del sitio de proyecto, no fueron detectados en la zona de estudio accidentes geológicos superficiales (fallas, fracturas, dolinas, etc.) que pudieran afectar el comportamiento de las estructuras.

4.3. Hundimiento regional

Para la revisión del efecto del hundimiento regional en la zona de proyecto, se consultó una investigación elaborada por el Instituto de ingeniería de la UNAM [4], relacionada con aspectos geotécnicos para el nuevo aeropuerto en el vaso del ex lago de Texcoco. A partir del modelo digital de hundimiento presentado en dicha investigación, se establece que la zona donde se proyecta el almacén de combustibles no es afectada por el hundimiento regional. En la figura 4.2 se observa que el hundimiento regional tiende a cero hacia la zona de proyecto.

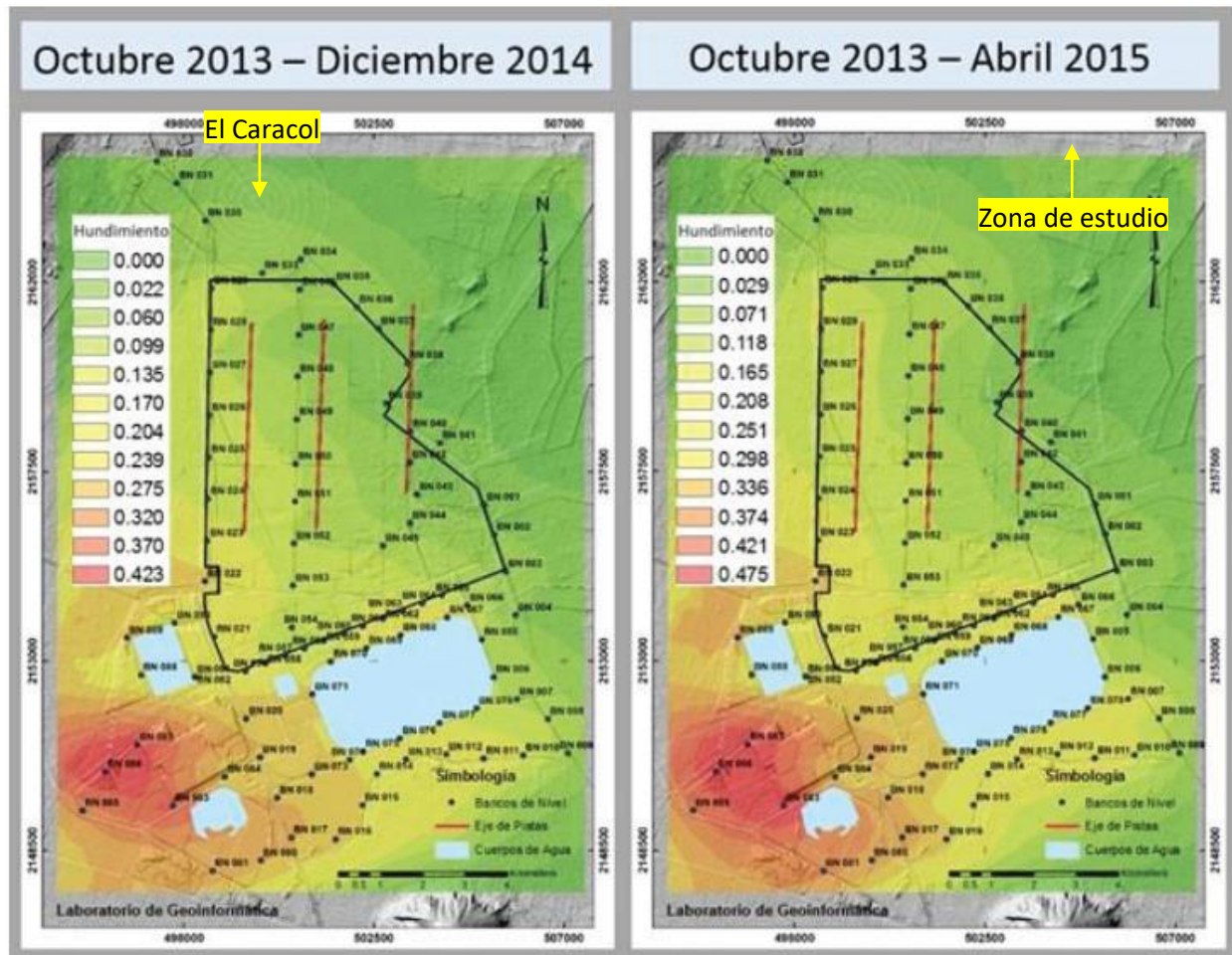


Figura 4.2 Modelo digital de hundimiento regional en el ex lago de Texcoco (Instituto de Ingeniería, UNAM 2016)



4.4. Sismicidad

Clasificación estructural

El nivel de seguridad depende de la clasificación de la estructura bajo los siguientes criterios:

1. Por su importancia y efectos que podrían ocurrir en caso de falla.
2. Por su tamaño y participación en el sector energético o industrial.

El destino de las construcciones debe tomarse como referencia para determinar su importancia, basada en la relevancia y magnitud de los daños que pueden generarse en caso de falla, y con ello, definir la protección o seguridad que se les provea contra la acción de los sismos, este criterio se consigna en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1 Clasificación de las estructuras según su destino.

Grupo	Descripción	Clasificación de las construcciones	
A+	Las estructuras de gran importancia, o del Grupo A+, son aquellas en que se requiere un grado de seguridad extrema. Ejemplos de estructuras de importancia extrema son las grandes presas y las plantas nucleares.	Todas las estructuras de gran importancia del sector energético o industrial.	
A	Estructuras en que se requiere un grado de seguridad alto. Ejemplo de ellas son las estructuras fundamentales (principales) de: Centrales de generación, transmisión y distribución eléctrica, instalaciones industriales de proceso, almacenamiento y distribución de hidrocarburos, sistemas de transporte y telecomunicaciones, sistemas de almacenamiento, conducción, distribución y tratamiento de aguas, escuelas, centros de investigación, estadios, hoteles y sistemas de emergencia	A1: Pertenece o se relaciona con el sector energético o industrial	A2: No pertenece ni se relaciona con el sector energético o industrial
B	Estructuras en las que se requiere un grado de seguridad convencional. Ejemplo de ellas son las naves industriales, locales comerciales, estructuras comunes destinadas a vivienda u oficinas, salas de espectáculos, depósitos y estructuras urbanas o industriales no incluidas en los Grupos A+ y A, así como muros de retención, bodegas ordinarias y bardas.	B1: Altura mayor que 13 m o área total construida mayor que 400 m ²	B2: Altura menor o igual que 13 m y área total construida menor o igual que 400 m ²

Conforme a los criterios de clasificación mencionados, las Plantas Industriales y Tanques, Depósitos y Similares corresponden al Grupo A1.

Regionalización sísmica

La zona en estudio, de acuerdo con la regionalización sísmica de la República Mexicana (Figura 4.3) basada en el Manual de Diseño de Obras Civiles de Diseño por Sismo de la Comisión Federal de Electricidad (MDOC C.1.3), se ubica en la zona B con velocidad máxima del terreno de 11 cm/s. Conforme a los antecedentes que se tiene, es factible la existencia de sismos de intensidad baja a media. Los movimientos telúricos que afectan a la zona, son aquellos que se originan principalmente en los estados de Oaxaca y Chiapas debido a la subducción de la Placa de Cocos debajo de la Placa de Norteamérica, así como los provocados por fallas continentales.

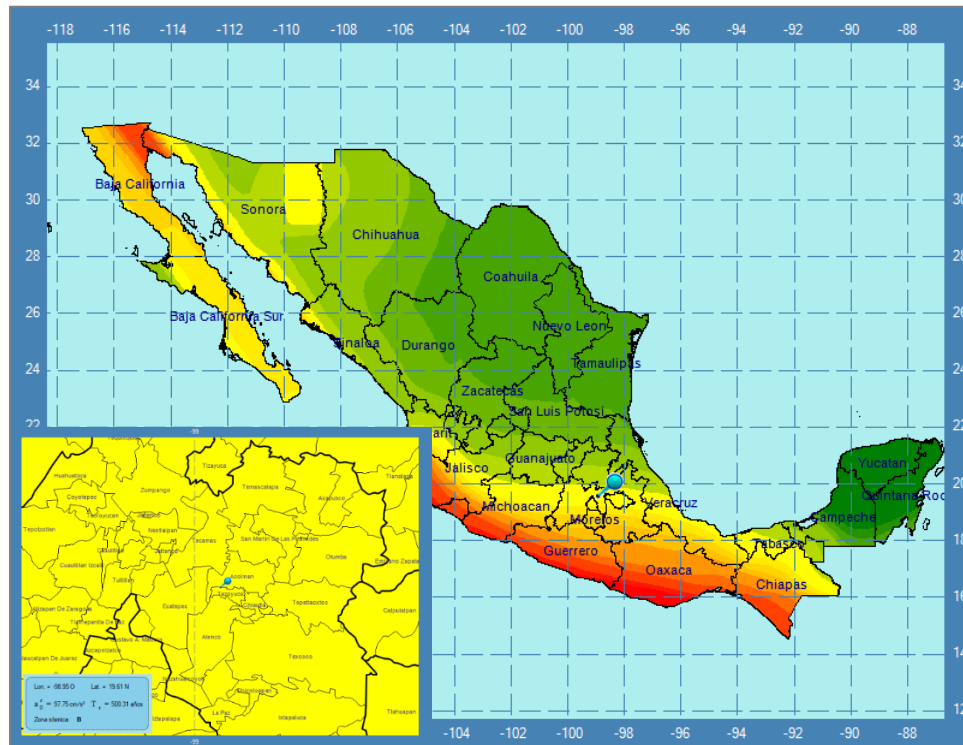


Figura 4.3 Regionalización sísmica de la República Mexicana.

Información de los ensayos geofísicos

- **MASW y TRS**

De acuerdo con el análisis de dispersión de ondas superficiales, de forma indirecta se obtuvo el perfil de velocidades de ondas de corte V_s hasta una profundidad de 50 m, determinando la velocidad de corte V_s para el espesor de suelo susceptible a amplificación dinámica, siendo de 243.5 m/s definido en un espesor de 30 m, correspondiente a limos arenosos de diferentes consistencias.

Partiendo del procesado de la información obtenida en campo se obtuvo el perfil bidimensional de velocidades de onda P, que muestran la distribución espacial de las unidades geosísmicas hasta una máxima profundidad de exploración de 30 m, y cuyos valores se correlacionan con los perfiles de la prueba de penetración estándar, coincidiendo las unidades detectadas con las ya identificadas mediante MASW. La clasificación de las unidades geosísmicas incluyendo las velocidades de corte del MASW-01 se muestra en la Tabla 4.2 y se describen a continuación.

Unidad geosísmica U1: Unidad asociada a un relleno superficial, conformada por arena limosa, medianamente compacta a muy compacta, con gravas aisladas, con un espesor de 2.50 m, velocidad de compresión de 200 a 450 m/s y velocidades de corte de 134 m/s.



Unidad geosísmica U2: Subyaciendo a la Unidad 1, presenta velocidades de compresión de 450 – 1500 m/s y velocidades de corte de 94 a 263 m/s, asociada a suelos residuales conformados por arena limosa suelta a medianamente compacta y limos de alta plasticidad de consistencia blanda a media. Presenta un espesor promedio de 9.0 metros.

Unidad geosísmica U3: Detectada hasta la máxima profundidad de exploración, con velocidades de compresión mayores a 1500 m/s y velocidades de corte de 390 a 893 m/s, asociada con tobas volcánicas conformadas por arena arcillosa muy compacta y limos de baja plasticidad muy duros.

Tabla 4.2 Unidades geo-sísmicas.

Unidad	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Descripción	N _{SPT}	Espesor medio (m)	Profundidad (m)
U1	200 - 450	134	Relleno	11 - 28	2.5	2.0 - 2.5
U2	450 - 1500	94 - 263	Limos de alta y baja plasticidad de consistencia blanda a media, con arena.	4 - 18	10.0	9.5 – 13.0
U3	1500 - 3500	390 - 594	Limos arenosos muy duros.	>50	17.0	22.0 – 25.0

Como conclusión a la integración de los trabajos geofísicos indirectos, se realizó la descripción de los parámetros dinámicos de cada sitio, a partir de la información de sísmica de refracción y análisis multicanal de ondas superficiales. El resumen de los resultados se muestra en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3 Parámetros dinámicos obtenidos del ensayo MASW y TRS.

Unidad Geofísica	N _{SPT}	Vp (m/s)	Vs (m/s)	G Módulo de corte (t/m ²)	E _{din} Módulo de Young (t/m ²)	ν Coeficiente de Poisson
U1	11 - 28	200 - 450	134	2201 - 2373	4812 - 6889	0.45
U2	4 - 18	450 - 1500	94 - 263	1168 - 11672	3451 - 34646	0.47
U3	>50	1500 - 3500	390 - 594	25671 - 460422	75156 - 460422	0.47

• DOWN HOLE

El procesamiento de la información consistió en identificar el tiempo de arribo de las ondas sísmicas y construir una gráfica tiempo-distancia (gráfica dromocrónica) tanto para la onda longitudinal como para la transversal, marcándose los alineamientos que definen las diferentes capas del subsuelo así se obtienen las velocidades aparentes de los intervalos detectados, las cuales son el inverso de la pendiente de las rectas que se forman.

Se efectuaron las lecturas de los tiempos de arribo de las ondas longitudinales y transversales a partir de las señales registradas en el sismógrafo y grabadas en una computadora portátil. Los tiempos de arribo fueron corregidos en su componente vertical para cada intervalo de medición y con esta información se generó la curva dromocrónica (gráfica tiempo-profundidad), la cual permitió obtener las velocidades sísmicas a las diferentes profundidades.



Posteriormente, a partir de las velocidades de onda determinadas para cada estrato y considerando los valores de densidad obtenidos de cada una de ellos, se calcularon los parámetros elástico-dinámicos. Las fórmulas empleadas para cada uno de estos cálculos están en función de las velocidades tanto longitudinales como transversales tal como se muestra a continuación:

$$\mu = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2\left[\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1\right]}$$
$$G = \rho V_s^2$$

$$E = 2G(1 + \mu)$$

Donde:

- V_p Velocidad de onda longitudinal (compresión)
- V_s Velocidad de onda transversal (cortante)
- μ Módulo de Poisson
- E Módulo de Young dinámico
- G Módulo de Rigidez dinámico
- ρ Densidad

A partir del procesamiento de datos se obtuvieron los perfiles de velocidades de ondas de compresión V_p y velocidades de ondas de corte V_s hasta una profundidad máxima de 30m.

El ensayo de Down-Hole fue ejecutado en el sondeo SMC-04, a partir del cual se obtiene un conocimiento más preciso de las características elástico dinámicas de cada estrato del subsuelo. Considerando los contrastes más notorios de los intervalos de valores de velocidad sísmica de compresión (longitudinal) y de corte (transversal) obtenidos a lo largo del sondeo, se observan cuatro cambios significativos y en consecuencia de los parámetros elásticos dinámicos, los cuales concuerdan también con cambios significativos en la composición y compacidad de los materiales. Los cambios mencionados se muestran en la Figura 4.4, observándose que las velocidades de onda longitudinal (V_p) y de corte (V_s) presentan un comportamiento promedio ascendente conforme aumenta la profundidad del barreno. Diferenciando tres unidades, descritas a continuación.

Unidad 1: Primer intervalo de 0.0 a 4.0 m de profundidad con valores de velocidad de onda de compresión (V_p) y de corte (V_s) se obtuvieron velocidades de 258 a 410 m/s y de 121 a 202 m/s, respectivamente, mientras que los valores de los parámetros elástico-dinámicos varían entre 1828 y 5331 t/m² para el módulo de corte y entre 4969 y 14286 t/m² para el módulo de Young, asociado a relleno conformado por arena limosa, medianamente compacta a muy compacta, con gravas aisladas.

Unidad 2: Segundo intervalo (4 a 11 m de profundidad) , los valores de velocidad de onda de compresión (V_p) y de corte (V_s) variaron entre 629 a 824 m/s y 303 a 396 m/s respectivamente y



Tabla 4.4 Parámetros dinámicos obtenidos del ensaye Down Hole.

Unidad	Prof. (m)	N _{SPT}	V _p (m/s)	V _s (m/s)	Densidad (gr/cm ³)	G Módulo de corte (t/m ²)	E _{din} Módulo de Young t/m ²	v
U1	4.00	13 - >50	258 - 410	121 - 202	1.25 – 1.31	1828 - 5331	4969 - 14286	0.36
U2	11.00	5 - 28	629 - 824	303 - 396	1.39 – 1.46	12754 - 22873	34457 - 61751	0.35
U3	35.00	>50	1653 - 3272	821 - 1587	1.74 – 1.97	117013 - 496158	312723 - 1335848	0.34

Los resultados muestran que el basamento geosísmico se encuentra a 11 m de profundidad por lo que los materiales amplificables corresponden con la cobertura de material de relleno y suelos residuales que sobreyacen a la roca tobácea. En los últimos dos metros de profundidad se alcanzaron valores máximos de velocidad longitudinal y de corte hasta de 3272 y 1598 m/s respectivamente, en la roca tobácea.

Es importante señalar, que las velocidades de corte obtenidas a partir del ensaye down-hole con respecto a las obtenidas del ensaye MASW son mayores. De ambos métodos, el ensaye down-hole se considera mucho más preciso al ser un método semi-indirecto.

Caracterización dinámica del terreno

Para obtener la velocidad equivalente del depósito de suelo a partir, a partir de los ensayos geofísicos, se recurrirá a una aproximación que consiste en estimar a partir del perfil estratigráfico un espesor de suelo equivalente, caracterizado por su periodo dominante y su velocidad afectiva de propagación de ondas. Siendo la relación entre estos parámetros el periodo dominante del depósito, determinado mediante la siguiente ecuación:

$$T_s = \frac{4H_s}{V_s}$$

Donde:

T_s Periodo dominante del estrato equivalente (periodo del sitio)

H_s Espesor total del estrato del terreno

V_s Velocidad efectiva de propagación de ondas de corte en el estrato

Para el ensaye down-hole la velocidad equivalente del depósito de suelo, se determina mediante las siguientes expresiones:

$$H_s = \sum_{i=1}^N h_i$$

Aproximación del modo fundamental



$$T_s = \frac{4}{\sqrt{g}} \sqrt{\left(\sum_{i=1}^M \frac{h_i}{G_i} \right) \left[\sum_{i=1}^M \gamma_i h_i (w_i^2 + w_i w_{i-1} + w_{i-1}^2) \right]}$$

donde

- γ_i peso volumétrico del i-ésimo estrato
- G_i módulo de rigidez en cortante del i-ésimo estrato, igual a $\gamma_i v_i^2 / g$
- g aceleración de la gravedad
- v_i velocidad de propagación de ondas de corte del m-ésimo estrato
- h_i espesor del m-ésimo estrato
- M número de estratos

con

- $w_0 = 0$ en la roca basal
- $w_M = 1$ en el estrato superficial
- y

$$w_m = \frac{\sum_{i=1}^m \frac{h_i}{\gamma_i v_i^2}}{\sum_{i=1}^M \frac{h_i}{\gamma_i v_i^2}}$$

A partir del análisis de la información se obtienen la velocidad equivalente del depósito de suelo y el periodo dominante del estrato equivalente obtenido de los diferentes métodos de exploración ejecutados en el sitio de proyecto, mostrados en la Tabla 4.5.

Tabla 4.5 Caracterización dinámica del suelo de cimentación del sitio de proyecto.

Método de Exploración	Criterio	Hs (m)	Vs (m/s)	Ts (seg)	Fs (Hz)
Cross-Hole	Modo Fundamental	11	366.59	0.1200	8.332
MASW	Vs ₃₀	30	243.50	0.1232	8.117

Como se observa el espesor considerado como susceptible a amplificación dinámica varía con las diferentes metodologías, esto debido a que el estrato rocoso o rígido se considera aquel, con velocidades mayores a 720 m/s y espesores mayores a 5 m. Para el caso del ensaye MAWS no fueron detectadas velocidades mayores a 720 m/s en un espesor de 30 m. Como se mencionó anteriormente, de ambos métodos, el ensaye down-hole se considera mucho más preciso al encontrarse directamente relacionado con la exploración directa, donde el estrato rígido se localizó a la misma profundidad.



Para clasificar el tipo de terreno correspondiente se recurre a las combinaciones de H_s y V_s , en la carta de microzonificación sísmica (Figura 4.5), definida por los parámetros de velocidad de corte (V_s) y espesor del terreno (H_s). Siendo el terreno de cimentación clasificado como:

- TIPO I Terreno firme o rocoso en que no se presentan amplificaciones dinámicas: Depósito de suelo con $V_s \geq 720$ m/s ó $H_s \leq 2$ m.
- TIPO II Terreno formado por suelos en que se presentan amplificaciones dinámicas intermedias: Depósito de suelo con $V_c \leq V_s < 720$ m/s y $H_s > 2$ m; ó $H_s > H_c$ y $V_s < 720$ m/s.
- TIPO III Terreno formado por suelos en que se presentan grandes amplificaciones dinámicas: Depósito de suelo con $V_s < V_c$ m/s y $2 < H_s \leq H_c$ m.

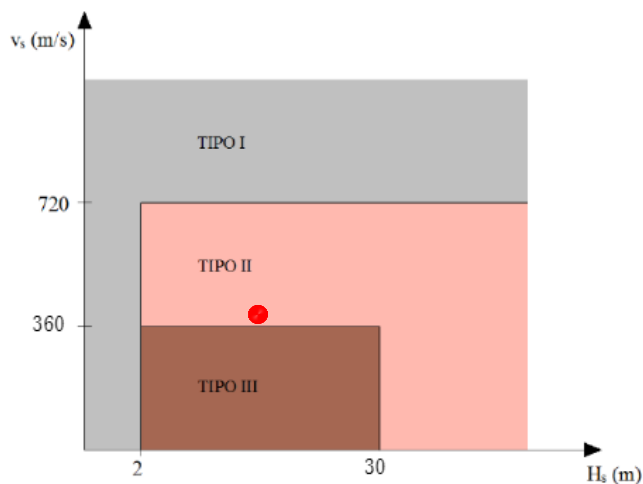


Figura 4.5 Carta de microzonificación sísmica.

El tipo de suelo en el sitio de proyecto, se considera tipo II.



5. MÓDELO GEOTÉCNICO

5.1. Caracterización

En este capítulo se presenta el análisis de la secuencia estratigráfica general de la exploración geotécnica. El procedimiento para la caracterización de los estratos se basó en el análisis de los resultados obtenidos en los ensayos de campo y laboratorio, y en la estimación de parámetros geotécnicos de la siguiente forma:

1. Clasificación de los suelos (SUCS) con base en los resultados de los contenidos de agua naturales, granulometrías y límites de Atterberg.
2. Estimación de la resistencia al corte, no drenada (s_u), a partir de la resistencia de punta de los sondeos con cono eléctrico y bibliografía.
3. Estimación del parámetro ϕ' a partir de correlaciones y bibliografía.
4. Estimación del módulo de elasticidad (E_s) y relación de Poisson (μ), a partir de los resultados de laboratorio, ensayos de penetración estándar y bibliografía.
5. Peso volumétrico (γ_m) a partir de ensayos de laboratorio y correlaciones con bibliografía.

a) Suelos cohesivos		
$\bar{z}_f = \frac{qc - \gamma z}{N_k} \dots \dots (1)$		
	\bar{z}_f	Resistencia al corte no drenada (kg/cm^2)
	qc	Resistencia de punta (kg/cm^2)
	γ	Peso volumétrico del suelo (total) (kg/cm^3)
	z	Profundidad de la determinación (cm)
	N_k	Factor de carga
Valores de N_k	Suelo	Referencia
15-24	Arcillas marinas blandas	Lunne et al, 1977
17	Promedio para arcillas marinas blandas	Lunne et al, 1977
17	Arcillas preconsolidadas	Lunne et al, 1978
5-70	Todos los tipos de suelos	Amar et al, 1975
14	Arcillas blandas	Begeman*, 1983, 1953
*Proponen eliminar el término γz para usar el valor de N_k igual al 14		

Figura 5.1 Correlación de resultados de CPT y S_u [5].

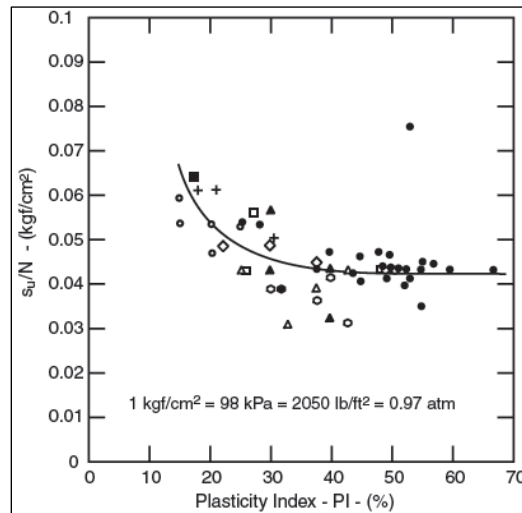


Figura 5.2 Correlación de índice plástico y SPT con valores de Su [5]

Autor	Año	Ecuación
Terzaghi & Peck	1948	$\phi' = 28,5 + 0,25N_1$
Peck <i>et al.</i>	1953	$\phi' = 26,25 \left(2 - \left(e^{-\frac{N_1}{62}} \right) \right)$
Kishida	1969	$\phi' = 15 + \sqrt{20N_1}$
Schmertmann	1970	$\phi' = \tan^{-1} \left[\left(\frac{N_1}{32,5} \right)^{0,34} \right]$
JNR (Japan National Railway)	1999	$\phi' = 27 + 0,30N_1$
JRB (Japan Road Bu-reau)	1986	$\phi' = 15 + \sqrt{9,375N_1}$
Hatanaka & Uchida	1996	$\phi' = \sqrt{20N_1} + 20$
Montenegro & Gonzalez	2014	$\phi' = 12,79 + \sqrt{25,86N_1}$

Figura 5.3 Correlación de resultados de CPT y Su [6].

Determinación del módulo de elasticidad de las arenas, empleando la propuesta de Bowles (1988), a partir del número de golpes de la prueba de penetración estándar:

$$E = 10 [7.5 + (0.5 N_{SPT})] \text{ en kg/cm}^2$$

Adicionalmente se presentan los valores propuestos para diferentes tipos de suelos.



Suelo	Es, MPa / kg/cm ²
> Arcilla	
Muy Blanda	2-15 / 20-150
Blanda	5-25 / 50-250
Media	15-50 / 150-500
Dura	50-100 / 500-1000
Arenosa	25-250 / 250-2500
> Arrastre Glacial	
Blando	10-150 / 100-1500
Denso	150-720 / 1500-7200
Muy Denso	500-1440 / 5000-14400
> Eólicos	15-60 / 150-600
> Arena	
Limosa	5-20 / 50-200
Suelta	10-25 / 100-250
Densa	50-81 / 500-810
> Arena y Gravas	
Suelta	50-150 / 500-1500
Densa	100-200 / 1000-2000
> Pizarra	150-5000 / 1500-50000
> Turba	2-20 / 20-200

Figura 5.4 Valores de módulos elásticos para diferentes tipos de suelos [7].

Tipo de suelo	μ
Arcilla saturada	0.4-0.5
Arcilla no saturada	0.1-0.3
Arena arcillosa	0.2-0.3
Turba	0.3-0.35
Arena, grava arena Comúnmente usada	0.1-1.00 0.3-0.4
Roca	0.1-0.4 (depende del tipo de roca)
Eólicos	0.1-0.3
Hielo	0.36
Concreto	0.15
Acero	0.33

Figura 5.5 Rango de valores de la relación de Poisson para diferentes tipos de suelos [7].

Descripción	Muy suelta	Suelta	Medianamente compacta	Compacta	Muy Compacta
Densidad relativa D_r	0	0.15	0.35	0.65	0.85
SPT N'_{70} : fina	1-2	3-6	7-15	16-30	?
media	2-3	4-7	8-20	21-40	>40
gruesa	3-6	5-9	10-25	26-45	>45
ϕ : fina	26-28	28-30	30-34	33-38	
media	27-28	30-32	32-36	36-42	<50
gruesa	28-30	30-34	33-40	40-50	
γ : pci	70-100	90-115	110-130	110-140	130-150
(kN/m ³)	(11-16)	(14-18)	(17-20)	(17-22)	(20-23)

Figura 5.6 Valores empíricos de ϕ , D_r , y unidades de peso para suelos granulares, basados en el SPT.



A continuación, se describe la secuencia estratigráfica definida en la zona de proyecto:

SMC-01 Se establecieron 7 estratos:

- Estrato 1, de 0.00 a 1.80 m. Relleno conformado por arena limosa, medianamente compacta, con gravas aisladas.
- Estrato 2, de 1.80 a 3.60 m, Limo de alta plasticidad (MH), firme, arenoso, color café.
- Estrato 3, de 3.60 a 6.25 m. Limo de alta plasticidad (MH), consistencia media, arenoso, color café.
- Estrato 4, de 6.25 a 11.15 m. Limo de alta plasticidad (MH), de firme a muy firme, arenoso, color café.
- Estrato 5, de 11.15 a 14.75 m. Arena limosa (SM), muy compacta, de grano fino, color café.
- Estrato 6, de 14.75 a 16.55 m. Limo de alta plasticidad (MH), de muy firme a duro, color gris verdoso.
- Estrato 7, de 16.55 hasta la profundidad máxima explorada 25.00 m. Limo de alta plasticidad (MH), muy duro, arenoso, color gris verdoso.

Tabla 5.1 Propiedades índice de los materiales detectados en el SMC-01.

Sondeo	Estrato	Profundidad (m)		W %	LL %	LP %	G %	A %	F %	SUCS
		Inicial	Final							
SMC-01	1	0.00	1.80	-	-	-	-	-	-	-
	2	1.80	3.60	100.6-103.8	-	-	0.00	32.0-46.0	54.0-68.0	MH
	3	3.60	6.25	88.9-159.5	71.9	39.5	0.00	28.0-32.0	68.0-72.0	MH
	4	6.25	11.15	32.9-133.0	132.4	62.4	0.00	13.0-39.0	61.0-87.0	MH
	5	11.15	14.75	28.4-47.3	-	-	0.00	59.0	41.0	SM
	6	14.75	16.55	31.9-115.3	130.1	77.0	0.00	8.00	92.0	MH
	7	16.55	25.00	24.2-84.4	145.9	87.0	0.00-1.00	31.0-39.0	60.0-69.0	MH

SMC-02 Se establecieron 6 estratos:

- Estrato 1, de 0.00 a 3.60 m. Relleno conformado por arena limosa, medianamente compacta a muy compacta, con gravas aisladas.
- Estrato 2, de 3.60 a 5.85 m. Arena limosa (SM), suelta, de grano fino, color café.
- Estrato 3, de 5.85 a 7.65 m. Limo de baja plasticidad (ML), consistencia media, con arena, color café.
- Estrato 4, de 7.65 a 9.85 m. Arena limosa (SM), medianamente compacta, de grano fino, color café.
- Estrato 5, de 9.85 a 11.65 m. Limo de baja plasticidad (ML), muy firme, con arena, color café.
- Estrato 6, de 11.65 hasta la profundidad máxima explorada 25.00 m. Arena limosa (SM), muy compacta, de grano fino, color gris verdoso.



Tabla 5.2 Propiedades índice de los materiales detectados en el SMC-02.

Sondeo	Estrato	Profundidad (m)		W %	LL %	LP %	G %	A %	F %	SUCS
		Inicial	Final							
SMC-02	1	0.00	3.60	-	-	-	-	-	-	-
	2	3.60	5.85	45.1-53.5	-	-	0.00	60.0	40.0	SM
	3	5.85	7.65	92.9-93.5	-	-	0.00	27.0	73.0	ML
	4	7.65	9.85	27.9-38.5	121.9	94.2	0.00	54.0-68.0	32.0-46.0	SM
	5	9.85	11.65	54.7-67.9	23.6	19.4	0.00	17.0	83.0	ML
	6	11.65	25.00	21.5-43.4	139.0	87.8	0.00-12.0	14.0-27.0	65.0-73.0	SM

SMC-03 Se establecieron 7 estratos:

- Estrato 1, de 0.00 a 2.70 m. Relleno conformado por arena limosa, medianamente compacta a muy compacta, con gravas aisladas.
- Estrato 2, de 2.70 a 8.80 m. Limo de alta plasticidad (MH), de consistencia blanda a media, arenoso, color café.
- Estrato 3, de 8.80 a 11.50 m. Limo de alta plasticidad (MH), muy firme, color café.
- Estrato 4, de 11.50 a 13.75 m. Arena limosa (SM), muy compacta, de grano fino, color café.
- Estrato 5, de 13.75 a 17.35 m. Limo de baja plasticidad (ML), muy duro, arenoso, color café.
- Estrato 6, de 17.35 a 18.70 m. Limo de alta plasticidad (MH), de muy firme a duro, gris verdoso.
- Estrato 7, de 18.70 hasta la profundidad máxima explorada 25.00 m. Limo de baja plasticidad (ML), muy duro, arenoso, color gris verdoso.

Tabla 5.3 Propiedades índice de los materiales detectados en el SMC-03.

Sondeo	Estrato	Profundidad (m)		W %	LL %	LP %	G %	A %	F %	SUCS
		Inicial	Final							
SMC-03	1	0.00	2.70	31.4	-	-	1.00	49.0	50.0	-
	2	2.70	8.80	54.9-80.7	43.3-190.0	28.8-91.9	0.00	19.0-49.0	51.0-81.0	MH
	3	8.80	11.50	31.6-75.5	61.0	44.6	0.00	9.00	91.0	MH
	4	11.50	13.75	75.5	-	-	12.0	51.0	38.0	SM
	5	13.75	17.35	27.5-35.8	48.7	28.3	-	-	-	ML
	6	17.35	18.70	109.2	124.5	82.8	0.00	1.00	99.0	MH
	7	18.70	25.00	26.0-63.5	29.3-36.2	20.7-24.5	0.00	28.0-46.0	54.0-72.0	ML

SMC-04 Se establecieron 6 estratos:

- Estrato 1, de 0.00 a 2.25 m. Relleno conformado por arena limosa, medianamente compacta, con gravas aisladas.
- Estrato 2, de 2.25 a 4.05 m. Arena limosa (SM), suelta, de grano fino, color café.
- Estrato 3, de 4.05 a 5.85 m. Limo de alta plasticidad (MH), de consistencia media, arenoso, color café.
- Estrato 4, de 5.85 a 7.20 m. Arena limosa (SM), medianamente compacta, de grano fino, con gravas, color café.



- Estrato 5, de 7.20 a 10.35 m. Limo de alta plasticidad (MH), de consistencia media a firme, con arena, color café.
- Estrato 6, de 10.35 hasta la profundidad máxima explorada 25.00 m. Arena arcillosa (SC), muy compacta, color gris verdoso intercalada con arcilla de baja plasticidad (CL), muy dura, arenosa, color gris verdosa.

Tabla 5.4 Propiedades índice de los materiales detectados en el SMC-04.

Sondeo	Estrato	Profundidad (m)		W %	LL %	LP %	G %	A %	F %	SUCS
		Inicial	Final							
SMC-04	1	0.00	2.25	-	-	-	-	-	-	-
	2	2.25	4.05	93.3-148.2	-	-	0.00	54.0	46.0	SM
	3	4.05	5.85	21.3-88.0	181.9	105.3	3.00	31.0	66.0	MH
	4	5.85	7.20	28.1	-	-	24.0	47.0	29.0	SM
	5	7.20	10.35	66.8-73.8	165.1	89.4	0.00	18.0	82.0	MH
	6	10.35	25.00	17.2-62.8	43.8	22.0	0.00-8.00	13.0-55.0	39.0-87.0	SC-CL

SMC-05 Se establecieron 6 estratos:

- Estrato 1, de 0.00 a 3.60 m. Relleno conformado por arena limosa, medianamente compacta a muy compacta, con gravas aisladas.
- Estrato 2, de 3.60 a 6.30 m. Limo de alta plasticidad (MH), consistencia blanda a media, arenoso, color café.
- Estrato 3, de 6.30 a 9.35 m. Arena limosa (SM), suelta, grano fino, color café.
- Estrato 4, de 9.35 a 12.05 m. Limo de alta plasticidad (MH), muy firme, color café.
- Estrato 5, de 12.05 a 15.65 m. Arena limosa (SM), muy compacta, de grano fino, color gris verdoso.
- Estrato 6, de 15.65 hasta la profundidad máxima explorada 25.00 m. Limo de alta plasticidad (MH), muy duro, color gris verdoso. Presenta arena a partir de 22.40 m.

Tabla 5.5 Propiedades índice de los materiales detectados en el SMC-05.

Sondeo	Estrato	Profundidad (m)		W %	LL %	LP %	G %	A %	F %	SUCS
		Inicial	Final							
SMC-05	1	0.00	3.60	-	-	-	0.00	71.0	29.0	-
	2	3.60	6.30	59.9-126.5	171.5	89.2	1.00	43.0	56.0	MH
	3	6.30	9.35	50.9-68.8	49.2	33.3	0.00	57.0	43.0	SM
	4	9.35	12.05	43.6-121.3	177.9	109.2	0.00	7.00-16.0	84.0-93.0	MH
	5	12.05	15.65	41.0-110.7	-	-	13.0	63.0	25.0	SM
	6	15.65	25.00	21.1-174.7	57.5	37.7	0.00	3.00-16.0	84.0-97.0	MH



SMC-06 Se establecieron 6 estratos:

- Estrato 1, de 0.00 a 1.80 m. Relleno conformado por arena limosa, medianamente compacta a compacta, con gravas aisladas.
- Estrato 2, de 1.80 a 6.75 m. Limo de baja plasticidad (ML), de consistencia media a firme, arenoso, color café. En este estrato hay un lente de gravas mal graduadas con limo, arenosas (GP-GM), medianamente compactas a compactas, de 3.20 a 4.50 m.
- Estrato 3, de 6.75 a 8.25 m. Arena mal graduada con limo (SP-SM), medianamente compacta a compacta, de grano fino, color café.
- Estrato 4, de 8.25 a 10.05 m. Limo de baja plasticidad (ML), firme, con arena, color café.
- Estrato 5, de 10.05 a 12.30 m. Arena limosa (SM), muy compacta, de grano fino, color gris verdoso.
- Estrato 6, de 12.305 hasta la profundidad máxima explorada 25.00 m. Arcilla de baja plasticidad (CL), muy dura, con arena, color café.

Tabla 5.6 Propiedades índice de los materiales detectados en el SMC-06.

Sondeo	Estrato	Profundidad (m)		W %	LL %	LP %	G %	A %	F %	SUCS
		Inicial	Final							
SMC-06	1	0.00	1.80	-	-	-	-	-	-	-
	2	1.80	6.75	20.2-98.5	48.5	-	0.00-48.0	33.0-41.0	11.0-67.0	ML
	3	6.75	8.25	23.4-34.8	-	-	0.00	93.0	7.00	SP-SM
	4	8.25	10.05	65.1-79.5	-	-	0.00	20.0	80.0	ML
	5	10.05	12.30	39.5	-	-	2.00	56.0	42.0	SM
	6	12.30	25.00	25.0-85.1	31.0-32.3	17.8-26.2	0.00-2.0	10.0-28.0	72.0-90.0	CL

w: contenido de agua (%) **G:** contenido de gravas (%)
LL: límite líquido (%) **A:** contenido de arenas (%)
LP: límite plástico (%) **F:** contenido de finos (%)

El nivel de agua freáticas no se detectó durante la campaña de exploración.

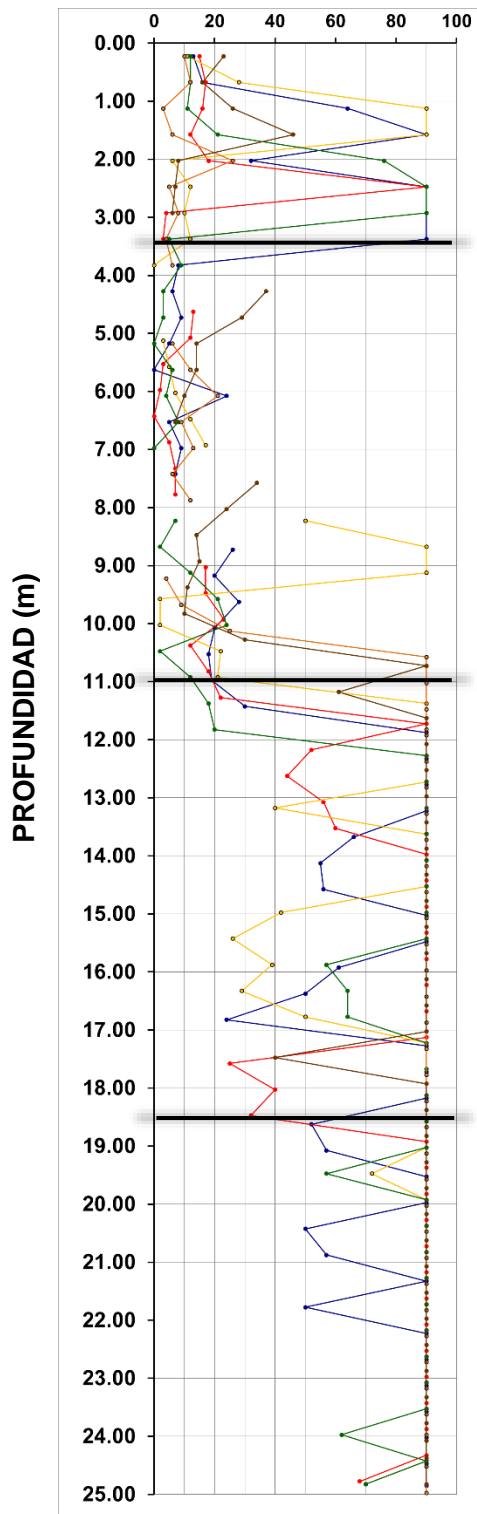
En la figura 5.7 y 5.8 se presentan los perfiles generales de resistencia del terreno de la zona de estudio, generados con los resultados del ensaye SPT y del cono eléctrico, respectivamente. Mientras que en la tabla 5.7 se presentan los parámetros mecánicos asignados a cada estrato.



No. DE GOLPES PARA PENETRAR 30 cm.

IDENTIFICACIÓN DE SONDEOS

- SMC-01 Amarillo
- SMC-02 Azul
- SMC-03 Rojo
- SMC-04 Naranja
- SMC-05 Verde
- SMC-06 Café



Estrato 1

Relleno. Arena limosa, con gravas. Medianamente compacta a compacta.

Estrato 2

Limo de alta y baja plasticidad, con arena fina. Consistencia media a muy firme.

Estrato 3

Intercalaciones de arena fina limosa, compactas a muy compactas, con limo arenoso, muy firme a duro.

Estrato 4

Limos arenosos, muy duros.

Figura 5.7 Perfil estratigráfico general del predio en estudio con resultados del ensaye SPT.

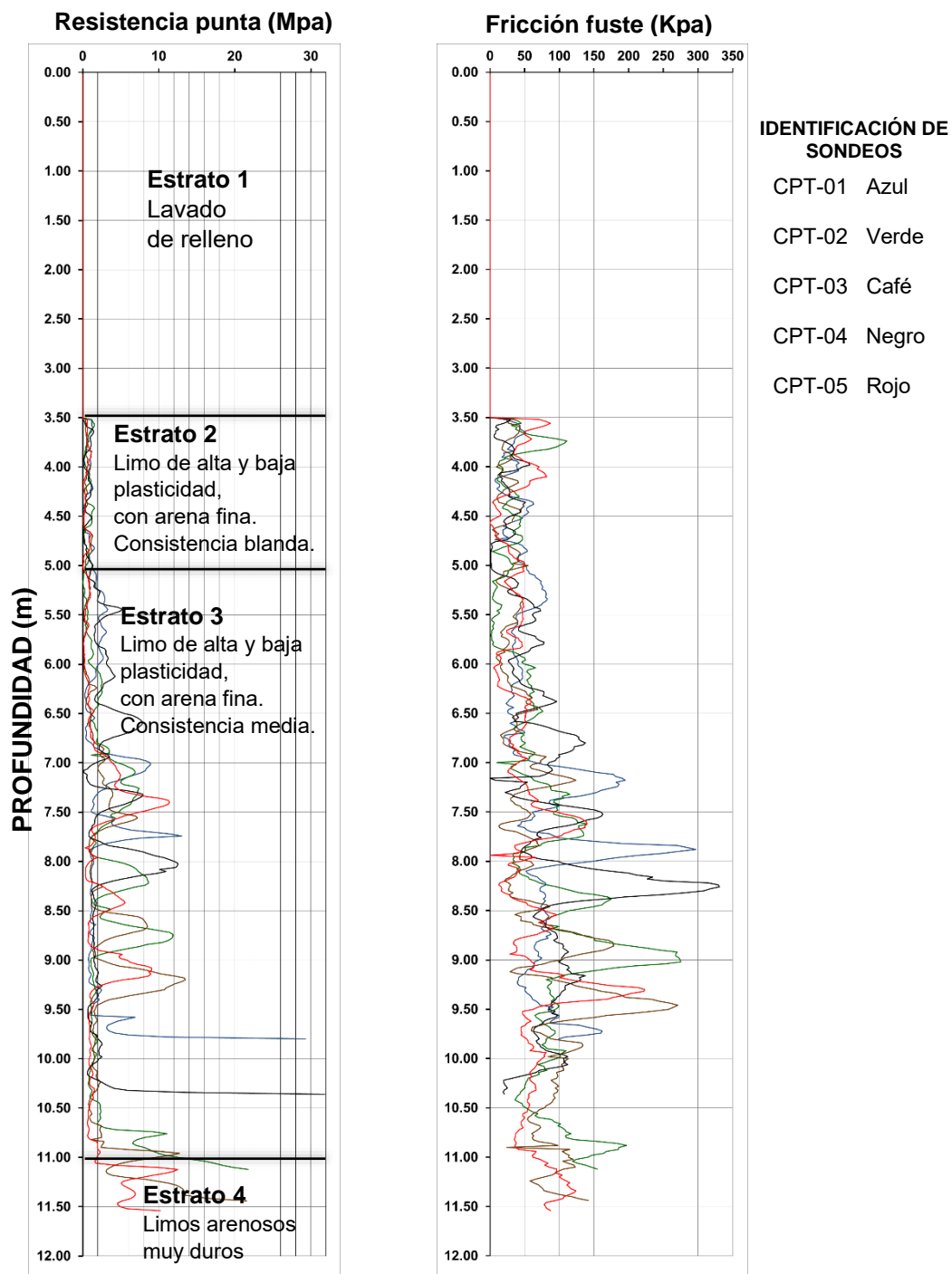


Figura 5.8 Perfil estratigráfico general del predio en estudio con resultados de cono eléctrico.



Tabla 5.7 Propiedades mecánicas de los estratos establecidos en el predio.

Estrato	Prof. (m)		N _{SPT}	q _c	γ _m kg/m ³	φ' (°)	S _u Kg/cm ²	E _s Kg/cm ²	μ _{adim}	
	Inicial	Final								
1	Relleno no controlado	0.00	3.60	33	-	1,400	30	-	-	-
2	MH	3.60	5.00	4	5.10	1,250	-	0.36	85	0.35
3	MH	5.00	11.00	8	10.20	1,320	-	0.73	115	0.32
4	SM	11.00	18.50	>50	-	1,900	36	2.50	500	0.25
5	MH-ML	18.50	25.00	>50	-	2,000	-	4.00	810	0.22

γ_m: peso volumétrico húmedo del material (kg/m³)

S_u: resistencia al corte, no drenada (kg/cm²)

φ': ángulo de fricción interna (°)

q_c: resistencia de punta (kg/cm²)

E_s: módulo de elasticidad del suelo o roca (kg/cm²)

μ: relación de Poisson (adimensional)



6. ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE CIMENTACIÓN SUPERFICIAL

Hipótesis de análisis

Con base en la estratigrafía, las características del proyecto, los resultados de los ensayos de campo y ensayos de laboratorio, se efectuó análisis de un anillo y una losa de cimentación, de acuerdo con las características de las estructuras indicadas en la Tabla 6.1.

Tabla 6.1 Resumen de las características de los tanques.

N° Tanque	Descripción	Dimensiones (m)	Peso (ton)
T-001 T-002 T-003 T-004 T-005 T-006	MAGNA 82,500 BLS	Diámetro = 30.40 Altura = 19.50	Vacío = 411 En operación = 10,319 Lleno = 14,565
T-007 T-008	PREMIUM 55,000 BLS	Diámetro = 26.70 Altura = 17.10	Vacío = 285 En operación = 6,987 Lleno = 9,859
T-009 T-010	DIESEL 82,500 BLS	Diámetro = 30.40 Altura = 19.50	Vacío = 411 En operación = 10,319 Lleno = 14,565

Como se puede observar en la tabla anterior, todos los tanques de almacenamiento de gasolina Magna y Diesel comparten las mismas características en cuanto a su dimensión y peso, mientras que los tanques para gasolina Premium cuentan con otras. Por tal motivo, se realizó únicamente el análisis de un tanque para Magna y Diesel y el análisis de un tanque para Premium.

Para la revisión del anillo de cimentación se propuso un ancho de 1.50 m, con un diámetro exterior de 26.70 y 30.40 m.

Para la revisión de la losa se tomaron los diámetros de 26.70 y 30.40 m.

Tanto para los anillos como para las losas, se realizó el cálculo a distintas profundidades de desplante, además se consideró al relleno existente en el predio como un estrato competente, conformado por arena compacta con un ángulo de fricción interna de 38°, simulando de esta manera una sustitución de material a modo de mejoramiento del terreno.

En el análisis de estado límite de servicio se consideró una presión de contacto generada por el peso máximo de los tanques, es decir cuando están llenos.

6.1. Anillo de cimentación

Como se mencionó previamente, se consideró una sustitución del material de relleno, por uno controlado y mejorado. Al hacer este cambio se tiene el caso en que la cimentación se desplanta en un estrato de mayor resistencia respecto al estrato de limo blando inferior, como se muestra en las Figuras 6.1 y 6.2.

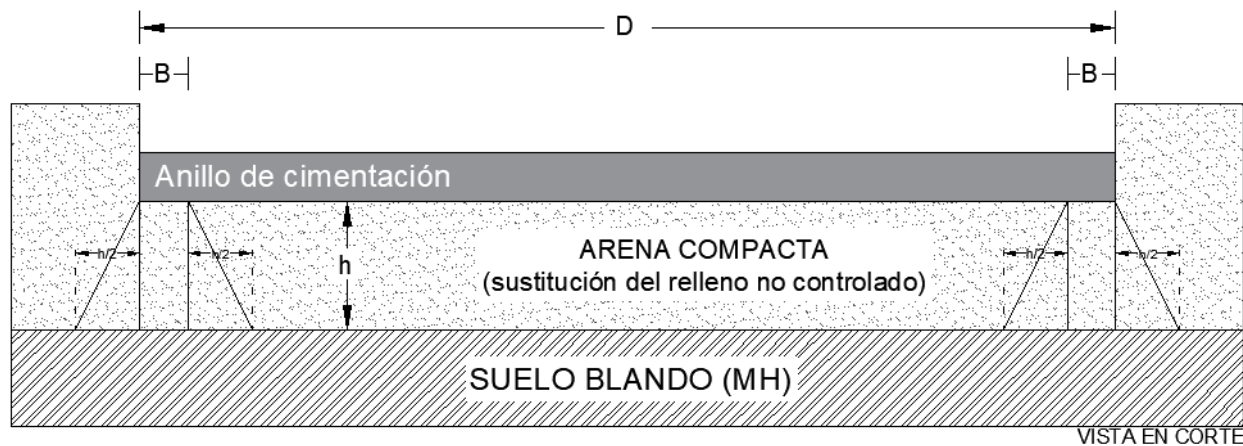


Figura 6.1 Desplante del anillo en estrato resistente y presencia de estrato débil por debajo, vista en corte.

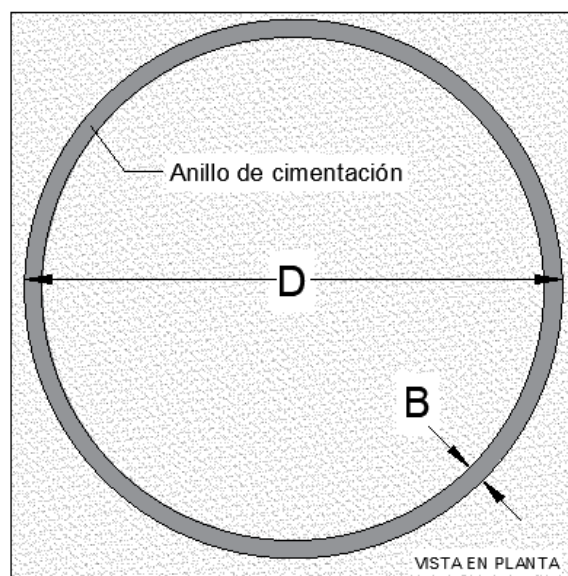


Figura 6.2 Desplante del anillo en estrato resistente y presencia de estrato débil por debajo, vista en planta.

- Si $h/B > 3.5$, se puede ignorar la presencia del material débil (desde el punto de vista de capacidad de carga, para los asentamientos si debe considerarse).
- Si $3.5 > h/B > 1.5$, se debe considerar una “zapata ficticia” con misma carga total que la real, pero con ancho $B=B+h$, y supuesta desplantada directamente sobre el material débil.



- Si $h/B < 1.5$, se debe hacer la misma verificación anterior suponiendo que la zapata ficticia tiene un ancho igual a:

$$B^* = B \left[1 + \frac{2}{3} \left(\frac{h}{B} \right)^2 \right]$$

Donde

B^* ancho de influencia de las cargas correspondiente a la zapata sobre el estrato resistente, en m
 h distancia entre la base de una zapata y el estrato débil, en m

Estado límite de falla

Este análisis se realizó de acuerdo con lo establecido en el manual de diseño de obras civiles (2017) de CFE. Evaluando la seguridad contra la falla por cortante general o local, verificando el cumplimiento de la siguiente desigualdad [8]:

$$\frac{\sum Q F_c}{A} \leq P_v + \left[\gamma \frac{B}{2} N_\gamma a_\gamma d_\gamma i_\gamma s_\gamma + P'_v (N_q a_q d_q i_q s_q - 1) + c N_c a_c d_c i_c s_c \right] F_r \quad \text{ec 6-1}$$

Donde

$\sum Q F_c$ es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectadas de sus respectivos factores de carga, en Ton
 A área de la zapata, en m^2
 P_v presión vertical total actuante a la profundidad de desplante alrededor de la zapata, en Ton/m
 F_r factor de resistencia definido en Tabla 6.2
 P'_v presión vertical efectiva actuante a la profundidad de desplante, en Ton/m
 γ peso volumétrico del suelo, en Ton/m^3
 D_f profundidad de desplante, en m
 B ancho de la zapata, en m
 D diámetro del anillo, en m
 N_q, N_γ, N_c coeficientes de capacidad de carga ($\phi=0 \rightarrow N_c=5.14$)

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2(45 + \phi/2) \quad N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad N_c = (N_q - 1) \tan \phi$$

a_c, a_q, a_γ factores que dependen de la forma de la zapata, Tabla 6.3
 d_c, d_q, d_γ factores que dependen de la profundidad de desplante de la zapata, Tabla 6.4
 i_c, i_q, i_γ factores de inclinación de la carga respecto a la vertical, Tabla 6.5 y 6.6
 s_c, s_q, s_γ factores de inclinación del terreno respecto a la horizontal, Tabla 6.7 y 6.8
 c cohesión de diseño del suelo, en Ton/m^2 (podrá ser en esfuerzos efectivos o totales y eventualmente podrían ser afectadas por factores de reducción)
 ϕ ángulo de fricción interna de diseño del suelo, en $^\circ$ (podrá ser en esfuerzos efectivos o totales y eventualmente podrían ser afectadas por factores de reducción)



Tabla 6.2 Factores de resistencia (F_r) para zapatas.

Caso	F_r
Zapatas de colindancia cercana de las cuales es posible que se abran excavaciones.	≤ 0.35
Zapatas en suelos heterogéneos susceptibles de contener grietas y oquedades.	
Zapatas sometidas a acciones predominantemente dinámicas ¹ .	
Cuando se empleen métodos analíticos basados en parámetros obtenidos de pruebas de campo ² .	
Situaciones usuales distintas a las anteriores.	≤ 0.50
Cuando se cuente con una caracterización precisa del subsuelo basada en parámetros obtenidos, tanto de pruebas de campo ³ , como de laboratorio.	≤ 0.60
Cuando existe experiencia considerable en la zona ⁴ .	≤ 0.65

¹ A menos que un estudio dinámico detallado permita concluir que es aceptable un valor mayor y siempre que no exista un peligro claro de licuación.
² Penetración estándar (SPT) o cono eléctrico (CPT).
³ Presiómetro (PMT), ficómetro (FMT) o dilatómetro (DMT).
⁴ CFE establecerá si existe experiencia o no en la zona.

Tabla 6.3 Factores de forma (Hansen, 1970).

Forma de la base		Factores de forma		
		ac	aq	ay
Continua	$B < \frac{L}{5}$	1	1	1
Rectangular	$B \geq \frac{L}{5}$	$1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right)$	$1 + \frac{B}{L} \tan \phi$	$1 - 0.4 \frac{B}{L}$
Circular o cuadrada		$1 + \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \tan \phi$	0.60

Tabla 6.4 Factores de profundidad (Hansen, 1970).

Condición	Factores de profundidad		
	dc	dq	dy
$\frac{D_f}{B} \leq 1$	$1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$	$1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B}$	1
$\frac{D_f}{B} > 1$	$1 + 0.4 \tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)$	$1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1}\frac{D_f}{B}$	1

$\tan^{-1}(D_f/B)$ en radianes

Tabla 6.5 Factor i_γ de inclinación de la carga respecto a la vertical.

ϕ	Inclinación Θ						
	0°	5°	10°	15°	20°	30°	40°
20°	1	0.86	0.70	0.49	0	0	0
30°	1	0.86	0.70	0.57	0.40	0	0
40°	1	0.85	0.68	0.55	0.44	0.18	0



Tabla 6.6 Factor i_c y i_q de inclinación de la carga respecto a la vertical.

ϕ	Inclinación θ							
	0° *	5°	10°	15°	20°	30°	40°	
20°	1	0.88	0.73	0.58	0.33	0	0	
30°	1	0.86	0.71	0.56	0.43	0.15	0.05	
40°	1	0.82	0.66	0.52	0.39	0.22	0.05	
*para $\phi=0$, i_c se toma igual a:			$i_c = 0.5 + 0.5 \sqrt{1 - \frac{P_h}{A \cdot c}}$					
siempre que no exista posibilidad de deslizamiento								
donde								
Ph	es la componente horizontal de la carga, en Ton							
A	es el área de la zapata, en m^2							
c	es la cohesión, en Ton/m^2							

Tabla 6.7 Factor s_y de inclinación del terreno respecto a la horizontal.

ϕ	Inclinación β			
	10°	20°	30°	40°
10°	0.58	0	0	0
20°	0.85	0.59	0	0
30°	0.89	0.79	0.58	0
40°	0.91	0.82	0.7	0.54

Tabla 6.8 Factor s_c y s_q de inclinación del terreno respecto a la horizontal.

ϕ	Inclinación β			
	10°	20°	30°	40°
10°	0.45	0	0	0
20°	0.80	0.40	0	0
30°	0.85	0.70	0.35	0
40°	0.90	0.80	0.60	0.30

Reducción de c y ϕ .

Suelos blandos con resistencia a la compresión simple (q_u) menor de 50 Kpa.

$$c^* = 0.67 c$$

Suelos con $Cr < 60\%$ (granulares)

$$\phi^* = \tan^{-1}(k \tan \phi)$$

$$k = 0.67 + Cr - 0.75 Cr^2$$

$$Cr > 0.60 \rightarrow k = 1$$



Sustituyendo los valores correspondientes en la parte derecha de la ecuación 6-1 y tomando un factor de resistencia de 0.60, se obtuvieron los valores de capacidad de carga admisible para distintas profundidades de desplante, los cuales se presentan en la Figura 6.3.

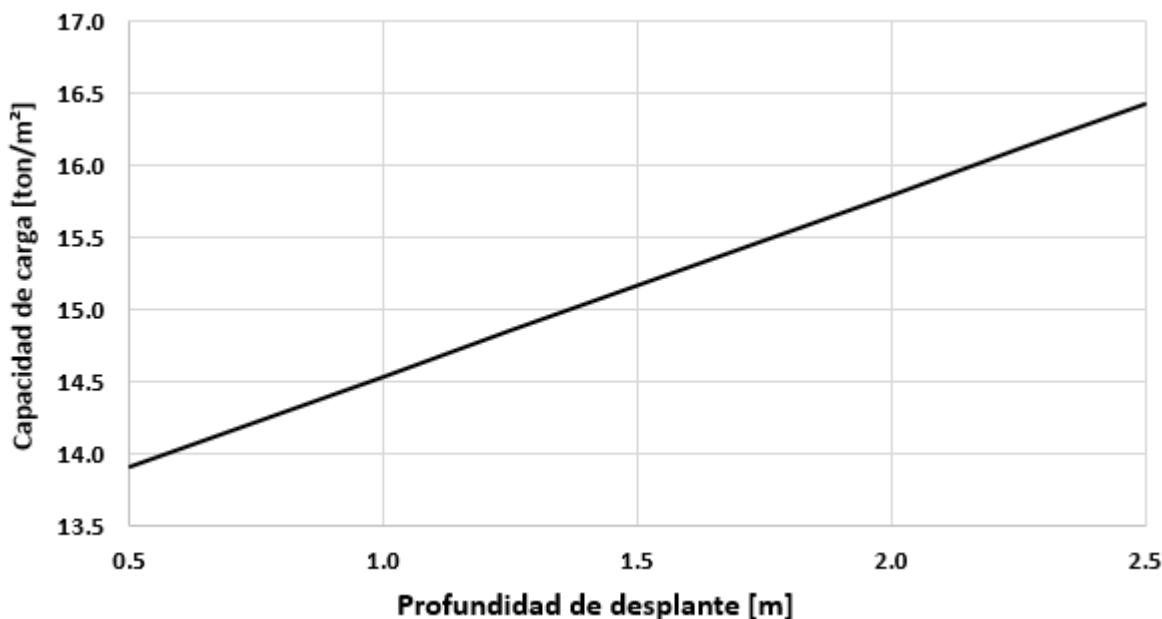


Figura 6.3 Capacidades de carga admisible de un anillo de cimentación de B=1.50 m y D=30.40 m.

Sustituyendo los valores correspondientes en la parte izquierda de la ecuación 6-1 y tomando un factor de carga de 1.4, se obtuvo la capacidad de carga necesaria para satisfacer la revisión del estado límite de falla.

$$\frac{\sum Q F_c}{A^*}$$

Df (m)	h/B	Ancho B* (m)	B* (m)	A* (m²)	$\frac{\sum Q F_c}{A^*}$ (ton/m²)
0.50	2.07	B*=B+h	4.60	372.84	54.69
1.00	1.73		4.10	338.75	60.19
1.50	1.40	$B^* = B[1 + \frac{2}{3}(\frac{h}{B})^2]$	3.46	292.83	69.63
2.00	1.07		2.64	230.23	88.57
2.50	0.73		2.04	181.75	112.19

Como se puede observar en los resultados, la capacidad de carga que demanda el tanque cimentado con el anillo es por mucho más grande que la que puede soportar. Esto debido a que este tipo de cimentaciones no son convenientes cuando se desplantan sobre estratos de materiales débiles.

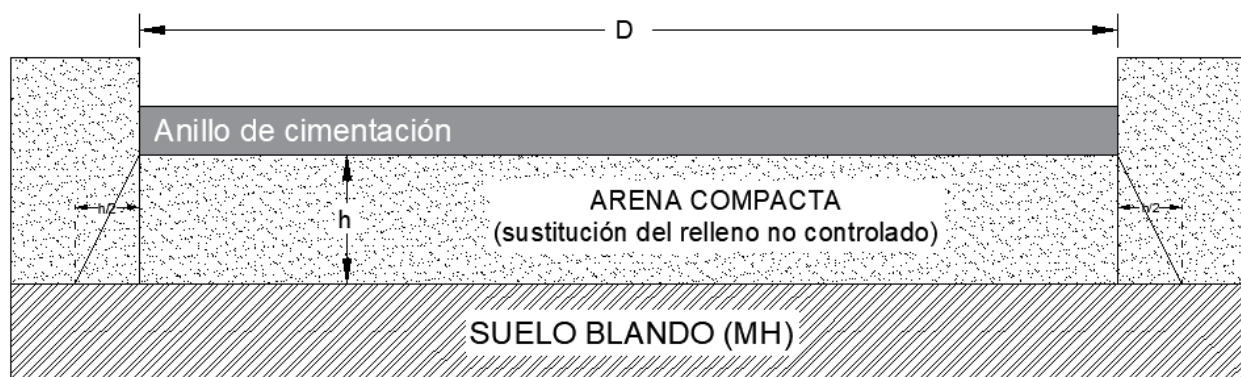


Estado límite de servicio

Dado que los resultados de la revisión del estado límite de falla no son satisfactorios, y aunado a que los asentamientos previsibles serán muy grandes, se omitió el análisis de esta revisión ya que esta propuesta del anillo de cimentación no resulta factible.

6.2. Losa de cimentación

Para este análisis también se consideró una sustitución del material de relleno por uno controlado y mejorado. Al hacer este cambio, de igual manera que en el análisis del anillo, se tiene el caso en que la cimentación se desplanta en un estrato de mayor resistencia respecto al estrato de limo blando inferior, como se muestra en las Figuras 6.4 y 6.5.



VISTA EN CORTE

Figura 6.4 Desplante de losa en estrato resistente y presencia de estrato débil por debajo, vista en corte.

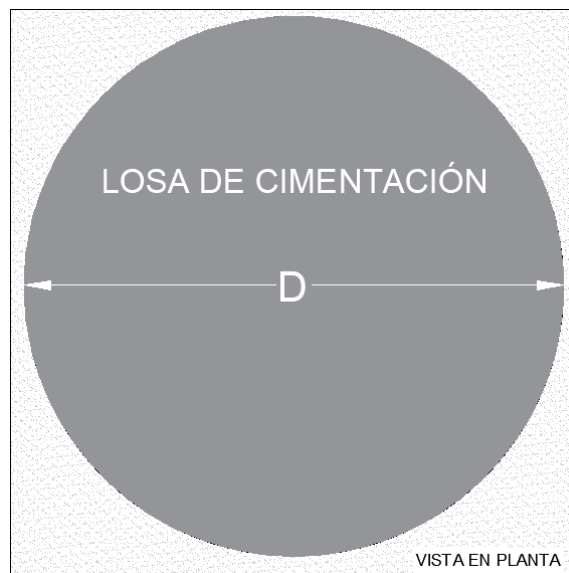


Figura 6.5 Desplante de losa en estrato resistente y presencia de estrato débil por debajo, vista en planta.



Estado límite de falla

Este análisis se realizó del mismo modo que el anillo de cimentación, con lo establecido en el manual de diseño de obras civiles (2017) de CFE. Evaluando la seguridad contra la falla por cortante general, verificando el cumplimiento de la ecuación 6-1.

Sustituyendo los valores correspondientes en la parte derecha de la ecuación 6-1 y tomando un factor de resistencia de 0.60, se obtuvieron los valores de capacidad de carga admisible para distintas profundidades de desplante, los cuales se presentan en las Figura 6.6

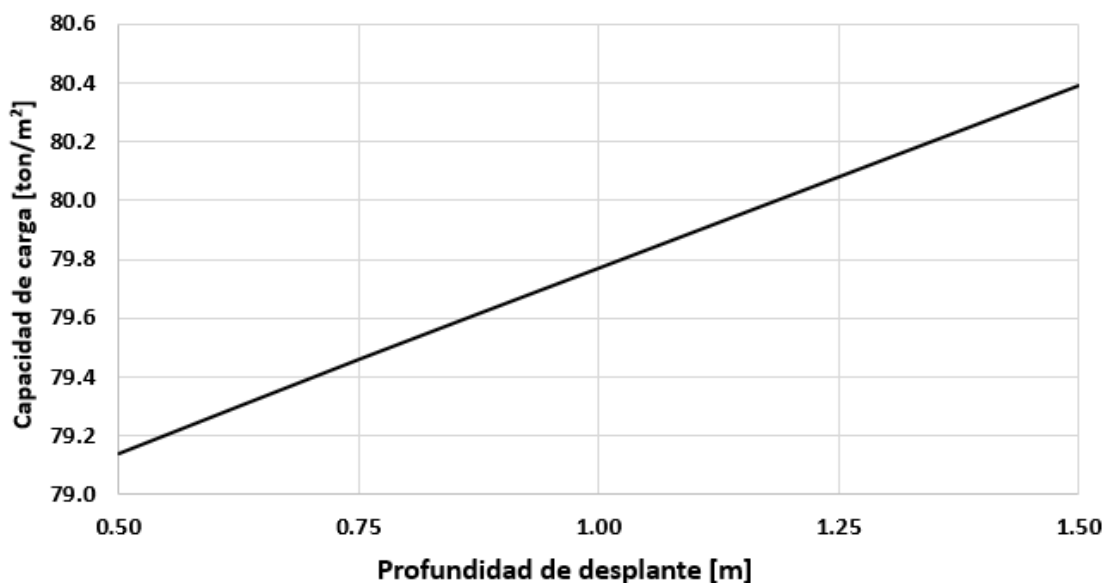


Figura 6.6 Capacidades de carga admisible de una losa de cimentación de D=30.40 m.

Las capacidades de carga de la losa con D=30.40 m son las mismas que las de la losa con D=26.70 m, esto debido a que en la resistencia al esfuerzo cortante se consideró $S_u=c$, y $\phi=0$. Cuando $\phi=0$, el valor del factor de carga $N_y=0$, y este factor afecta directamente la parte de la ecuación 6-1 en la que se involucra el diámetro de la losa.

Sustituyendo los valores correspondientes en la parte izquierda de la ecuación 6-1 y tomando un factor de carga de 1.4, se obtuvieron las capacidades de carga de las losas con D=30.40 m y D=26.70 m, necesarias para satisfacer la revisión del estado límite de falla.

$$\frac{\sum Q F_c}{A^*}$$

Para D=26.70 m



Df (m)	h/D	D* (m)	D* (m)	A* (m ²)	$\frac{\sum QF_c}{A^*}$ (ton/m ²)
0.50	0.12	$D^* = D[1 + \frac{2}{3}(\frac{h}{D})^2]$	26.94	570.01	24.21
0.75	0.11		26.90	568.32	24.29
1.00	0.10		26.87	567.06	24.34
1.25	0.09		26.84	565.79	24.40
1.50	0.08		26.81	564.53	24.45

Para D=30.40 m

Df (m)	h/D	D* (m)	D* (m)	A* (m ²)	$\frac{\sum QF_c}{A^*}$ (ton/m ²)
0.50	0.10	$D^* = D[1 + \frac{2}{3}(\frac{h}{D})^2]$	30.61	735.90	27.71
0.75	0.09		30.58	734.45	27.76
1.00	0.09		30.55	733.01	27.82
1.25	0.08		30.52	731.58	27.87
1.50	0.07		30.50	730.62	27.91

Como se puede observar en los resultados, las capacidades de carga del sistema de cimentación a base de losas para los tanques, son mayores que las que las cargas que transmiten los tanques multiplicadas por su respectivo factor de carga, por lo tanto, la revisión es satisfactoria y se procede a la revisión del estado límite de servicio.

Estado límite de servicio

En esta revisión se estimaron únicamente los asentamientos elásticos (fin de construcción) debido a que no hay nivel de aguas freáticas y, por lo tanto, no se desarrollarán asentamientos por consolidación (diferidos).

El orden la magnitud de los asentamientos inmediatos se estimó empleando la teoría de la elasticidad, utilizando la siguiente ecuación:

$$\Delta\delta = \frac{\Delta\sigma_z \cdot h}{E_s} \quad \text{ec 6-2}$$

$$E_s = \frac{E}{(1 - \nu^2)}$$

Donde:

- $\Delta\delta$ asentamiento, en m
- h espesor del estrato, en m



- Es módulo de elasticidad del suelo considerando confinamiento, en ton/m²
 E módulo de elasticidad del suelo obtenido a partir de pruebas directas o indirectas, en ton/m²
 v relación de Poisson, adimensional

Para obtener el valor del incremento del esfuerzo, $\Delta\sigma_z$, debajo del centro de un área circular uniformemente cargada, se puede emplear la siguiente ecuación:

$$\Delta\sigma_z = q_s I_c$$

$$I_c = \left[1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{r_0}{z}\right)^2} \right)^{3/2} \right]$$

Donde:

- qs presión de contacto, en ton/m²
 Ic factor de influencia
 r0 radio, en m
 z profundidad, en m

Sustituyendo los valores correspondientes en la ecuación 6-2 para cada uno de los estratos y posteriormente sumarlos (ejemplo de tanque $\phi=30.40$ m y Df=0.50 m, Tabla 6.9), se obtuvieron los resultados presentados en la Tabla 6.10.

Tabla 6.9 Cálculo del asentamiento inmediato de un tanque de $\phi=30.40$ m y Df=0.50 m.

P [ton]	A [m ²]	q total [ton/m ²]	Df [m]	D [m]							
Unidad geotécnica	SUCS	E	v	Es	h	Z	z para Ic	Ic centro losa	$\Delta\sigma$	δ	
		[ton/m ²]	-	[ton/m ²]	[m]	[m]	[m]		[ton/m ²]	[m]	[cm]
14,565	725.83	20.07	0.50	30.40							
1	Relleno*	5018	0.25	5353	3.1	2.05	1.55	0.999	20.05	0.0116	1.16
2	MH	853	0.35	972	1.4	4.30	3.80	0.986	19.78	0.0285	2.85
3	MH	1154	0.32	1286	6.0	8.00	7.50	0.913	18.33	0.0855	8.55
4	SM	5018	0.25	5353	7.5	14.75	14.25	0.680	13.65	0.0191	1.91
5	MH-ML	8129	0.22	8543	6.5	21.75	21.25	0.462	9.27	0.0071	0.71
6**	MH-ML	8129	0.22	8543	25.0	37.50	37.00	0.209	4.19	0.0123	1.23
										0.1641	16.41

*Relleno mejorado (E=50 Mpa, v=0.25)
 ** Continuación supuesta del estrato 5

Tabla 6.10 Resultados de análisis de asentamientos inmediatos.

Tanque	Diámetro (m)	Profundidad de desplante (m)	Asentamiento (cm)
Magna y Diesel	30.40	0.50	16.41
		1.00	16.46
		1.50	16.49
Premium	26.70	0.50	13.67
		1.00	13.75
		1.50	13.82

Adicionalmente, se corroboraron los resultados utilizando el programa Settle3D 2.0. En la figura 6.7 se muestra en ejemplo del tanque con $\varnothing=30.40$ m y $D_f=0.50$ m.

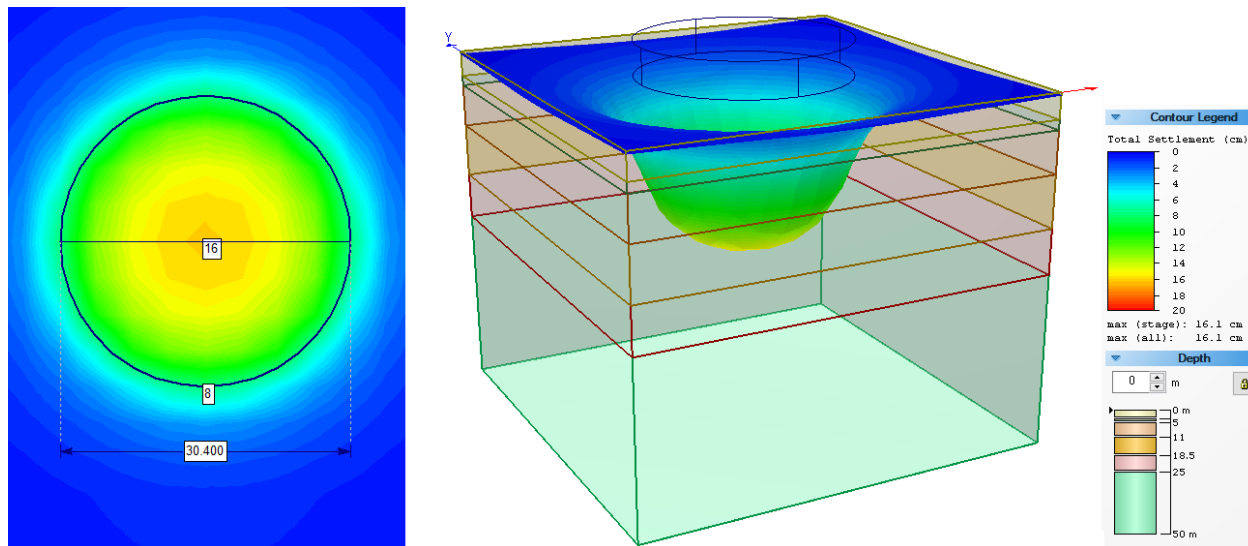


Figura 6.7 Análisis de asentamiento inmediato de un tanque de $\varnothing=30.40$ m y $D_f=0.50$ m con Settle.

Como se observa en la Figura 6.7, el resultado del asentamiento del software es de 16.10 cm, el cual es muy concordante con los 16.41 cm calculados con la ecuación 6-2.

Una ventaja de realizar el análisis con este software es que nos permite estimar los asentamientos de una forma más detallada. En la Figura 6.7 se observa que el asentamiento en el borde de la losa es del orden de 8 cm. En la Tabla 6.11 se presentan los asentamientos diferenciales en los tanques analizados.

Tabla 6.11 Asentamientos diferenciales.

Tanque	Diámetro (m)	Df (m)	Asentamiento centro (cm)	Asentamiento borde (cm)	Asentamiento diferencial	Asentamiento diferencial tolerable [2]	
						Extremo fijo	Extremo móvil
Magna y Diesel	30.40	0.50	16.10	8.00	0.0053	0.008	0.002 – 0.003
		1.00	16.20	8.10	0.0053		
		1.50	16.30	8.15	0.0053		
Premium	26.70	0.50	13.30	6.60	0.0050	0.008	0.002 – 0.003
		1.00	13.40	6.70	0.0050		
		1.50	13.50	6.80	0.0050		

De acuerdo con las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones 2017, los tanques estacionarios de acero para almacenamiento de petróleo o algún otro fluido (sobre losa flexible) deben tener asentamientos diferenciales menores a los tolerables, los cuales se muestran en la Tabla 6.11. Los tanques de este proyecto pasan la revisión de los asentamientos diferenciales siempre y cuando tengan extremo fijo.

Por último, el desplazamiento vertical (hundimientos o emersión) para una estructura aislada tiene un límite de 30 cm (zona II de transición), por lo tanto, si pasa esta revisión.



7. ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE CIMENTACIÓN PROFUNDA

Hipótesis de análisis

Con base en la estratigrafía, las características del proyecto, los resultados de los ensayos de campo y ensayos de laboratorio, se efectuó análisis de pilas coladas en sitio con diámetros de 0.60 y 0.80 m, a distintas profundidades de desplante, de acuerdo con las características de las estructuras indicadas en la Tabla 6.1.

Al igual que en el análisis geotécnico de cimentación superficial, se realizó únicamente el análisis de un tanque para Magna y Diesel y el análisis de un tanque para Premium.

7.1. Pilas de cimentación

Los factores de resistencia para la revisión de los estados límite de falla son los que se indican en la Tabla 7.1.

Tabla 7.1 Factores de resistencia Fr para pilotes y pilas [8].

Caso	Fr
Componente de resistencia por adherencia lateral pilote-suelo en suelos cohesivos	≤ 0.65
Componente de resistencia por punta en suelos cohesivos	≤ 0.65
Componente de resistencia por una punta en suelos friccionantes	≤ 0.35
Componente de resistencia por fricción lateral en suelos friccionantes	≤ 0.45
Capacidad de carga ante solicitaciones horizontales en suelos cohesivos	≤ 0.50
Capacidad de carga ante solicitaciones horizontales en suelos friccionantes	≤ 0.35
Falla por extracción	≤ 0.40

Estado límite de falla

Este análisis se realizó de acuerdo con lo establecido en el manual de diseño de obras civiles (2017) de CFE. Se verificó el cumplimiento de la siguiente desigualdad [8]:

$$\sum QF_c \leq R_v \quad \text{ec 7-1}$$

Donde

$\sum Q F_c$ suma de las acciones verticales a tomar en cuenta para la combinación de cargas más desfavorables, afectadas por sus respectivos factores de carga, en Ton



R_v suma de las capacidades de carga de los pilotes o pilas individuales, igual a la capacidad de carga de punta del pilote más la capacidad de adherencia o fricción del pilote considerado, en Ton

Capacidad de carga por adherencia en suelos cohesivos

La capacidad de carga por adherencia lateral (R_l , en ton) de pilotes o pilas en suelos cohesivos bajo esfuerzos de compresión, se determina como:

$$R_l = PF_r \sum_i^m \alpha_i c_{ui} L_{pi} \quad \text{ec 7-2}$$

Donde

- m número de estratos cohesivos a lo largo del fuste del pilote o pila
- P perímetro del pilote o pila, en m
- L_{pi} longitud del pilote o pila en el estrato i , en m
- F_r factor de resistencia definido en la Tabla 7.1
- α_i coeficiente de adherencia lateral elemento-suelo del estrato i , que se define, como (Sladen, 1992; Mendoza, 2005):

$$\alpha_i = C_p \sqrt{\frac{p'_{vi}}{c_{ui}}}$$

Donde

- C_p coeficiente igual a 0.4 para pilotes o pilas colados en el lugar e igual a 0.5 para pilotes hincados
- c_{ui} resistencia al corte no-drenada media del suelo a lo largo del fuste del pilotes o pila del estrato i , en ton/m²
- p'_{vi} presión vertical efectiva debida al peso del suelo a la profundidad media del estrato i , en ton/m²

Capacidad de carga por punta en suelos cohesivos

La capacidad de carga por punta (R_p , en ton) de pilotes o pilas individuales que recargan su punta en un estrato cohesivo, se calcula como:

$$R_p = (c_u N_c F_r + P_v) A_p \quad \text{ec 7-3}$$

Donde

- P_v presión vertical total actuante a la profundidad de desplante del pilote o pila por peso propio del suelo, en ton/m²
- A_p área transversal de la punta del pilote o pila, en m²
- N_c coeficiente de capacidad de carga definido en la Tabla 7.2
- F_r factor de resistencia definido en la Tabla 7.1
- c_u, ϕ_u parámetros que definen la envolvente de resistencia al corte no-drenada del suelo en la punta del pilote o pila, en ton/m²



Tabla 7.2 Coeficiente N_c para la estimación de la capacidad de carga por punta de pilotes o pilas en suelos cohesivos [8].

ϕ_u	0°	5°	10°
N_c	7	9	13

Capacidad de carga por fricción lateral en suelos friccionantes

En suelos granulares, la resistencia a la fricción lateral de pilotes o pilas es difícil de determinar por medio de métodos analíticos, por lo que se deben tomar en cuenta varios factores, como son:

- El procedimiento de instalación. Cuando los pilotes se hincan en arena, éstos densifican el material a su alrededor, hasta una distancia de aproximadamente 2.5 veces el diámetro del elemento.
- La fricción superficial crece con la profundidad hasta un valor D_c (profundidad crítica, en m) y luego permanece constante. Dicha profundidad varía de 15 a 20 veces el diámetro (B , en m) del pilote o pila, por lo que un valor conservador sería:

$$D_c = 15B$$

- A la misma profundidad, la fricción superficial en arena suelta es mayor para un pilote que genera gran desplazamiento horizontal del suelo durante su instalación que para uno de bajo desplazamiento.
- A la misma profundidad, los pilotes perforados o hincados con la ayuda de agua a presión, desarrollan una fricción superficial menor que en el caso de pilotes hincados.

Tomando en cuenta lo anterior, una expresión aproximada para la estimación de la capacidad de carga por fricción lateral, para pilotes o pilas sometidos a cargas verticales, es:

$$R_l = PF_A [f_{l1}(D_c - D_f) + f_{l2}(L_p - D_c)] F_r \quad \text{ec 7-4}$$

Donde

P perímetro del pilote o pila, en m

f_{l1} fricción lateral, desde la profundidad de desplante de la cimentación D_f (en m) hasta la profundidad crítica D_c (en m), en ton/m², igual a:

$$f_{l1} = \beta_1 \gamma' Z \quad \text{para} \quad D_f \leq Z \leq D_c$$

f_{l2} fricción lateral desde la profundidad crítica D_c (en m) hasta la punta del pilote ($D_f + L_p$), en ton/m² igual a:

$$f_{l2} = \beta_1 \gamma' D_c \quad \text{para} \quad D_c < Z \leq (D_f + L_p)$$



- Z profundidad a la que se sitúa un punto en donde se calcula el esfuerzo
 γ' peso volumétrico efectivo del suelo, en ton/m³
 L_p longitud del pilote o pila, en m
 β_1 coeficiente de fricción lateral = $K_0 \tan \delta$
 K_0 coeficiente lateral de presión de tierras en reposo = $1 - \sin \phi' \approx 0.5$
 ϕ' ángulo de fricción efectivo del suelo
 $\tan \delta$ fricción pilote-suelo: $\tan \delta \approx \tan \phi'$ para perforaciones en las que no se empleen lodos o polímeros para su estabilización y para pilotes hincados; $\tan \delta \approx 0.8 \tan \phi'$ cuando se empleen lodos o polímeros; y $\tan \delta \approx 0.65 \tan \phi'$ para perforación previa además con funda metálica perdida.
 F_r factor de resistencia definido en Tabla 7.1
 F_A factor que depende del tipo de pilote o pila, Tabla 7.3

Tabla 7.3 Factor F_A para la estimación de la capacidad de carga por fricción lateral, en función del tipo de pilote o pila.

Tipo de pilote o pila	F_A
Perforado	1.0
Hincado de bajo desplazamiento	1.4
Hincado de alto desplazamiento	1.8

Capacidad de carga por punta en suelos friccionantes

La capacidad de carga en un pilote o pila R_p (en ton) apoyado en un estrato friccionante, se calcula de preferencia a partir de los resultados de pruebas de campo calibradas mediante pruebas de carga realizadas sobre los propios pilotes o pilas. En las situaciones en las que se cuente con suficientes resultados de pruebas de campos y/o de laboratorio realizadas sobre muestras de buena calidad y que exista evidencia de que la capa de apoyo sea homogénea, la capacidad de carga puede estimarse, como:

$$R_p = (p'_v N_q * F_r + P_v) A_p \quad \text{ec 7-5}$$

Donde

p'_v presión vertical efectiva debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes o pilas, en ton

$N_q *$ coeficiente de capacidad de carga definido por:

$$N_q * = N_{\min} + L_e \frac{N_{\max} - N_{\min}}{4B \tan(45^\circ + \frac{\phi'}{2})} \quad \text{cuando: } \frac{L_e}{B} \leq 4 \tan(45^\circ + \frac{\phi'}{2})$$

$$N_q * = N_{\max} \quad \text{cuando: } \frac{L_e}{B} > 4 \tan(45^\circ + \frac{\phi'}{2})$$

L_e longitud del pilote o pila empotrada en el estrato friccionante, en m

B ancho o diámetro equivalente de los pilotes o pilas, en m

ϕ' es el ángulo de fricción efectivo del suelo



F_r factor de resistencia definido en Tabla 7.1

$N_{mín}$ y $N_{máx}$ se definen la Tabla 7.4

Tabla 7.4 Valores de $N_{mín}$ y $N_{máx}$ para la estimación de N_q^* .

ϕ'	$N_{mín}$	$N_{máx}$
20°	7	12.5
25°	11.5	26
30°	20	55
35°	39	132
40°	78	350
45°	130	1,000

Sustituyendo los valores en las ecuaciones 7-2 a la 7-5 y posteriormente en la ecuación 7-1, se obtuvieron los valores de carga admisible mostrados en la Figura 7.1.

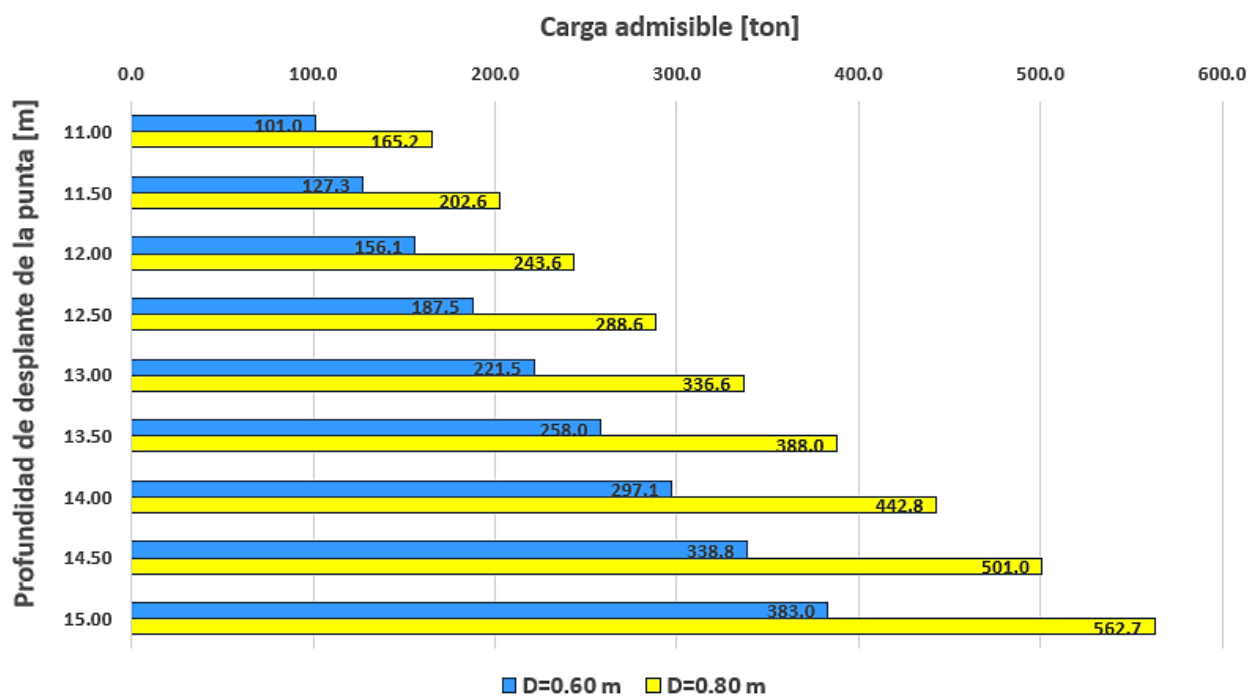


Figura 7.1 Cargas admisibles para pilas de cimentación de diámetro 0.60 y 0.80m.

Sustituyendo los valores correspondientes en la parte izquierda de la ecuación 7-1 y tomando un factor de carga de 1.4, se obtuvieron las cargas de trabajo necesarias para satisfacer la revisión del estado límite de falla.

Para tanque con diámetro de 30.40 m.

$$\sum QF_c = 14,565 \text{ ton} \times 1.4 = 20,391 \text{ ton}$$



Para tanque con diámetro de 26.70 m.

$$\sum QF_c = 9,859 \text{ ton} \times 1.4 = 13,803 \text{ ton}$$

En la Tabla 7.5 se presentan el número de pilas requeridas en cada caso de análisis para satisfacer la revisión del estado límite de falla.

Tabla 7.5 Número de pilas necesarias para satisfacer la revisión del estado límite de falla.

Tanque		$\sum QF_c$ (ton)	Df punta (m)	D pila (m)	N° de pilas necesarias*	D pila (m)	N° de pilas necesarias*
Almacenamiento	D (m)						
Magna y Diesel	30.40 m	20,391	11.0	0.60	202	0.80	123
			11.5		160		101
			12.0		131		84
			12.5		109		71
			13.0		92		61
			13.5		79		53
			14.0		69		46
			14.5		60		41
			15.0		53		36
Premium	26.70 m	13,803	11.0	0.60	137	0.80	84
			11.5		108		68
			12.0		88		57
			12.5		74		48
			13.0		62		41
			13.5		53		36
			14.0		46		31
			14.5		41		28
			15.0		36		25

* En condiciones estáticas

Estado límite de servicio

Uno de los métodos más usados para calcular el asentamiento de un pilote individual es el conocido como semiempírico (Vesic, 1977) [5], que utiliza la ecuación:

$$S_t = S_p + S_{ps} + S_e \quad \text{ec 7-6}$$

En la que:

$$S_p = \frac{C_p \cdot Q_{ap}}{B \cdot q_p}$$

$$S_{ps} = \frac{C_s \cdot Q_{as}}{L_s \cdot q_p}$$



$$S_e = \frac{(Q_{ap} + \alpha_s \cdot Q_{as})L}{A_p E_p}$$

Donde:

- S_t asentamiento total en la cabeza de un pilote, en cm
- S_p asentamiento en la punta del pilote, causado por la carga transmitida a ésta, en cm
- S_{ps} asentamiento provocado por la carga transmitida a lo largo del fuste del pilote, en cm
- S_e deformación elástica del pilote, en cm
- C_p coeficiente empírico de punta dado en la Tabla 7.6
- Q_{ap} carga neta admisible o de trabajo en la punta del pilote, en ton
- B diámetro del pilote, en m
- q_p capacidad de carga última unitaria de punta, en ton/m²
- C_s coeficiente empírico por fricción lateral, dado por la ecuación 7-7
- Q_{as} carga admisible o de trabajo en el fuste del pilote, en ton
- α_s coeficiente que depende de la distribución de la fricción lateral a lo largo del pilote ≈ 0.5
- L_s longitud del pilote donde actúa la fricción lateral, en m
- A_p área de la sección transversal del fuste del pilote, en m²
- L longitud total del pilote, en m
- E_p módulo de elasticidad del pilote, en ton/m²

Tabla 7.6 Valores típicos del coeficiente C_p para el cálculo de asentamientos (criterio de Vesic).

Tipo de suelo	Pilotes hincados	Pilotes en perforación previa
Arena (compacta a suelta)	0.02-0.18	0.09-0.18
Limo (compacto a suelto)	0.03-0.05	0.09-0.12
Arcilla (dura a blanda)	0.02-0.03	0.03-0.06

$$C_s = 0.93 + 0.16 \sqrt{\frac{L_s}{B}} C_p \quad \text{ec 7-7}$$

Sustituyendo los valores correspondientes en la ecuación 7-6, se obtuvieron los asentamientos mostrados en la Tabla 7.7.



Tabla 7.7 Asentamientos estimados para las pilas de cimentación.

Df punta (m)	D=0.60 (cm)	D=0.80 (cm)
11.0	2.20	2.85
11.5	2.13	2.75
12.0	2.13	2.72
12.5	2.17	2.73
13.0	2.24	2.77
13.5	2.34	2.83
14.0	2.46	2.91
14.5	2.60	3.01
15.0	2.76	3.13



8. PROPUESTA DE CIMENTACIÓN PARA LOS TANQUES

8.1. Selección de la cimentación

Para iniciar el proceso de selección la cimentación para los tanques de almacenamiento, se utilizó la información del estudio de mecánica de suelos, el cual permitió definir la configuración y composición de los diferentes estratos, las propiedades índice, la propiedades mecánicas e hidráulicas del subsuelo.

Posteriormente se establecieron las posibles soluciones de cimentación y se efectuaron las revisiones de estado límite de falla y de servicio para cada caso. En la Tabla 8.1 se presenta el resumen de los resultados obtenidos en los análisis.

Tabla 8.1 Resumen general de los resultados obtenidos en el análisis geotécnico.

Cimentación superficial	B ó D	Profundidad de desplante	Capacidad de carga	Asentamientos	Revisión de estado límite	
	m				m	ton/m ²
Anillo de cimentación	1.50	0.50 a 2.50 m	14.0 a 16.5	-	No cumple	-
Losa de cimentación	30.40	0.50 a 1.50 m	79.0 a 80.4	16.41	Cumple	Cumple*
	26.7			13.67	Cumple	Cumple*
Cimentación profunda	D	Profundidad de desplante de la punta	Capacidad de carga	Asentamientos	Revisión de estado límite	
	m				m	ton
Pilas de cimentación	0.60	11.00 a 15.00	101 a 383	2.20 a 2.76	Cumple	Cumple
	0.80		165 a 562	2.85 a 3.13	Cumple	Cumple

*siempre y cuando tengan extremo fijo.

Finalmente, se propone que la solución de cimentación sea profunda. A continuación, se describen los motivos por los cuales se llegó a la esta propuesta.

- Dado que se trata de tanques que almacenarán líquidos peligrosos, se deben satisfacer al 100% las revisiones de los estados límites de falla y de servicio.
- La cimentación superficial tiene la desventaja de generar asentamientos mayores en comparación con los generados con la cimentación profunda. Además, es necesario remarcar que los asentamientos de la cimentación superficial calculados en esta tesina son con base en la hipótesis de mejorar el subsuelo débil, por tanto, sería necesario realizar principalmente dos cosas:
 - Sustituir por completo el relleno no controlado existente en el sitio por uno controlado, al menos en las áreas donde se vayan a desplantar los tanques. De acuerdo con la exploración, el relleno puede alcanzar hasta 3.60 m de espesor y tomando en cuenta



los diámetros de los tanques, el volumen de sustitución del relleno podría resultar en tiempos y costos no viables.

- Aunado a lo anterior, para reducir los asentamientos sería necesario realizar un mejoramiento de los estratos deformables (comúnmente se recurren a las inclusiones). De acuerdo con la exploración, estos estratos blandos se extienden hasta los 11 metros de profundidad. Sumando los costos de este mejoramiento con el de la sustitución del relleno, posiblemente dejen de ser una ventaja contra la cimentación profunda.
- El uso de la cimentación profunda garantiza que las cargas se transmitirán hasta los estratos resistentes y poco deformables.
- Al utilizar pilas o pilotes en proyectos importantes como esta, es común que se justifique efectuar pruebas de carga para verificar los datos estimados en el diseño.
- Si se llegara a presentar erosión por la presencia de agua (época de lluvia o inundaciones) la cimentación profunda sería más segura.

De igual manera, se describen las ventajas de proponer pilas de cimentación en vez de pilotes:

- Las pilas no están expuestas a sufrir daños estructurales ya que no se requiere que sean maniobradas y golpeadas para su instalación.
- La longitud de las pilas puede ser variable dependiendo de la profundidad de los estratos resistentes, pudiendo hacerse los ajustes correspondientes prácticamente de manera inmediata, lo cual no es tan versátil en el caso de los pilotes ya que son prefabricados.
- La fabricación de las pilas siempre es monolítica y no requiere juntas especiales.
- Las pilas pueden ser instaladas en subsuelos con presencias de gravas y boleos, aplicando el procedimiento adecuado.
- La capacidad de carga de las pilas es mayor que la de los pilotes (debiendo, sin embargo, considerar el efecto de escala).

Las desventajas que podrían presentar las pilas serían las siguientes:

- Debe haber estrato resistente para su construcción (pero en este caso comienza a los 11 m de profundidad).
- En la fabricación de pilas es necesario siempre garantizar que en el desplante de las excavaciones no exista material suelto.
- El sistema de adomado de las perforaciones requiere mayor control que en el caso de los pilotes, ya que este depende en forma importante la calidad de las pilas.



9. CONCLUSIONES

De acuerdo con los datos obtenidos en la exploración del subsuelo se estableció que la estratigrafía está conformada principalmente por un relleno no controlado desde la superficie y hasta los 3.60 m. A este material le subyace un estrato de limo de alta plasticidad (MH) con lentes de arena, con consistencia muy blanda a media, dicho estrato fue detectado hasta los 11.00 m. De los 11.00 y hasta 18.50 m se encontró una arena limosa (SM) con más de 50 golpes en la prueba SPT, es decir, un material muy competente. Finalmente, después de los 18.50 m y hasta la profundidad máxima explorada de 25.00 m se detectó un limo de alta y baja plasticidad (MH-ML) también con más de 50 golpes. Cabe resaltar que el nivel de aguas freáticas no fue detectado.

Con la estratigrafía identificada y los resultados de las pruebas de campo y laboratorio, se asignaron los parámetros geomecánicos del subsuelo, con lo cual se generó el modelo geotécnico de análisis indicado en la Tabla 5.7.

Considerando las acciones de los tanques, se analizaron dos posibles alternativas de cimentación, superficial y profunda. Para la superficial se revisó un anillo y una losa de cimentación, mientras que en la profunda se revisaron pilas de cimentación.

Los resultados de la cimentación superficial no fueron satisfactorios debido a que en el caso del anillo de cimentación no se cumplieron con los estados límites de falla y de servicio. En la revisión de la losa de cimentación se cumplió con el estado límite de falla, pero no así con el estado límite de servicio, ya que los asentamientos esperados alcanzan los 16.50 cm.

Por el contrario, la revisión de la cimentación profunda cumple con los estados límite de falla y de servicio. En la Tabla 7.5 se muestra el resumen del número de pilas necesarias en cada tanque para que cumpla con el estado límite de falla.

Con base en todo lo anterior, la propuesta de cimentación más adecuada definitivamente es la profunda, ya que como se describe en el capítulo 8, la cimentación superficial tiene la desventaja de generar asentamientos no admisibles y para solucionarla sería necesario sustituir el relleno superficial y hacer un mejoramiento masivo de los primeros estratos blandos, lo cual podría representar un sobre costo que asimile la inversión de las pilas profundas.

Por otro lado, el uso de la cimentación profunda garantiza que las cargas se transmitirán hasta los estratos resistentes y poco deformables. Aunado a lo anterior, si se llegara a presentar erosión por la presencia de agua (época de lluvia o inundaciones) la cimentación profunda sería más segura.

Es importante mencionar que las dimensiones y los desplazamientos obtenidos deben ser proporcionados al ingeniero encargado del diseño estructural de la cimentación. Con dicha información el ingeniero deberá evaluar nuevamente las cargas al nivel de desplante. De existir un cambio en la magnitud de las cargas, deberán revisarse de nuevo los estados límites de falla y de servicio, y de ser necesario, modificar las dimensiones de la cimentación propuesta.



La interacción con el ingeniero estructurista termina en el momento en el que no se determine una variación importante en las bajadas de cargas para las dimensiones y desplazamientos obtenidos de la revisión geotécnica de la cimentación.

Por otro lado, al ser elegido un tipo de cimentación, es necesario definir el procedimiento constructivo que se aplicará considerando los recursos existentes, con el propósito de que su construcción sea viable respetando las especificaciones geotécnicas y estructurales, considerando también que la solución económicamente aceptable y conduzca a tiempos de ejecución reales y convenientes, preservando constantemente la calidad de los elementos de cimentación.

En virtud de que esta tesina está limitada en el sentido de no poder continuar con el proceso de interacción estructural y establecimiento del procedimiento constructivo real (incluyendo el factor económico), se da por terminada hasta este nivel de análisis.



10. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Carta Geológico-Minera 1:250 000, Ciudad de México E14-2. SGM.
2. Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones, 2017. Gaceta oficial de la Ciudad de México.
3. American Society for Testing and Materials. Annual Book of ASTM Standards. Volume 04.08; Soil and Rock (I). 2000.
4. Investigaciones y estudios especiales relacionados con aspectos geotécnicos del nuevo aeropuerto internacional de la Ciudad de México (NAICM) en el vaso del exlago de Texcoco, zona federal, 2016. Instituto de Ingeniería UNAM.
5. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C., (2001). Manual de cimentaciones profundas. México.
6. Á. González, “Estimativos de parámetros efectivos de resistencia con el SPT” (1999). Jornadas geotécnicas de la ingeniería colombiana.
7. Bowles E. Joseph. Foundation analysis and design. 5th edition, Mc Graw-Hill.
8. Comisión Federal de Electricidad, (2017). Manual de diseño de obras civiles, capítulo B.2.5, México.
9. Budhu M. Soil mechanics and foundations. 3rd edition. John Wiley & Sons.



PROPUESTA DE CIMENTACIÓN PARA LOS TANQUES DE UNA NUEVA TERMINAL DE
ALMACENAMIENTO Y REPARTO DE HIDROCARBUROS, ACOLMAN, ESTADO DE MÉXICO

UNAM
POSGRADO
Ingeniería

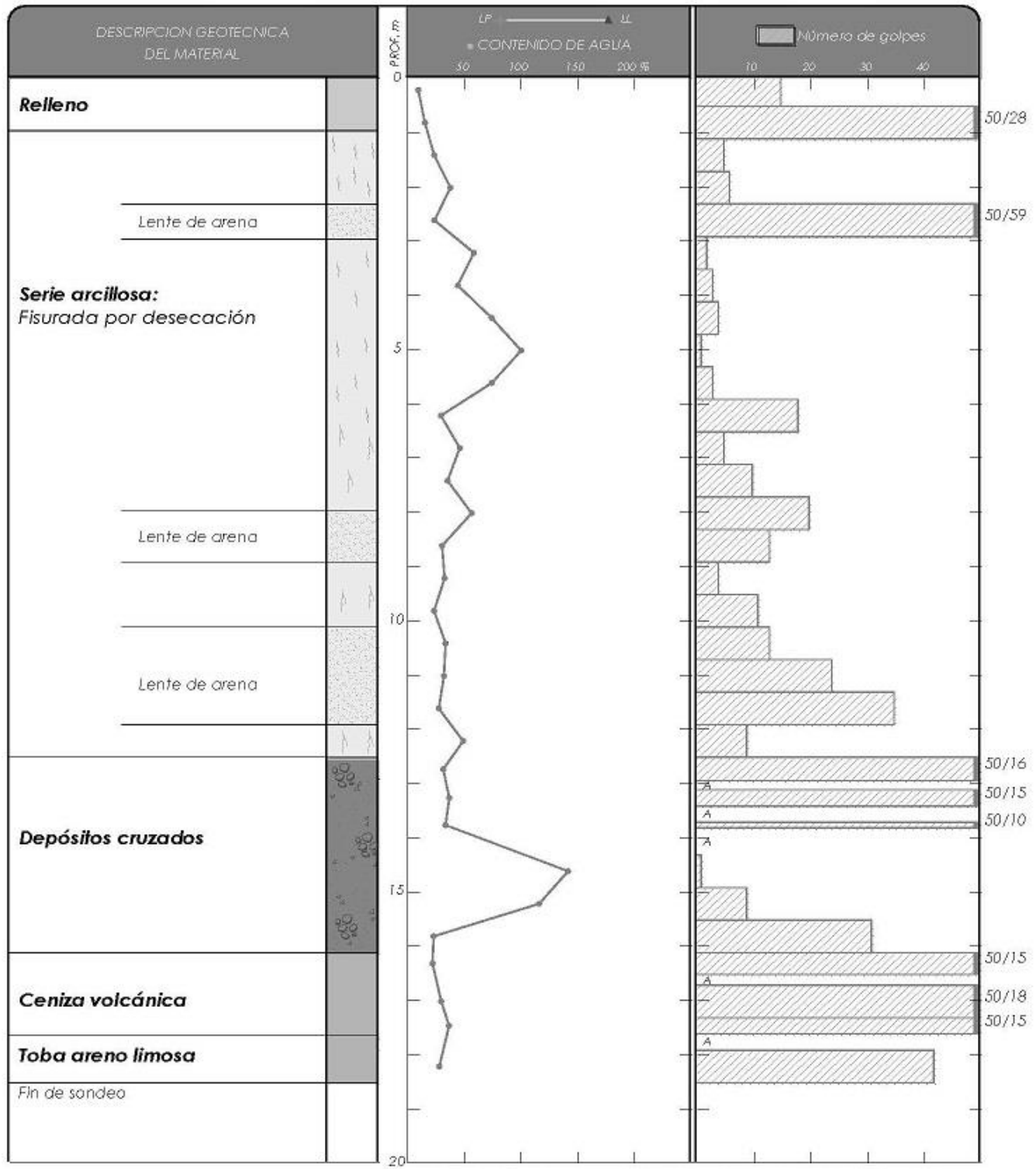
ANEXO A

PERFILES ESTRATIGRÁFICOS

EXPLORACIÓN FASE UNO



SPT-01-F1



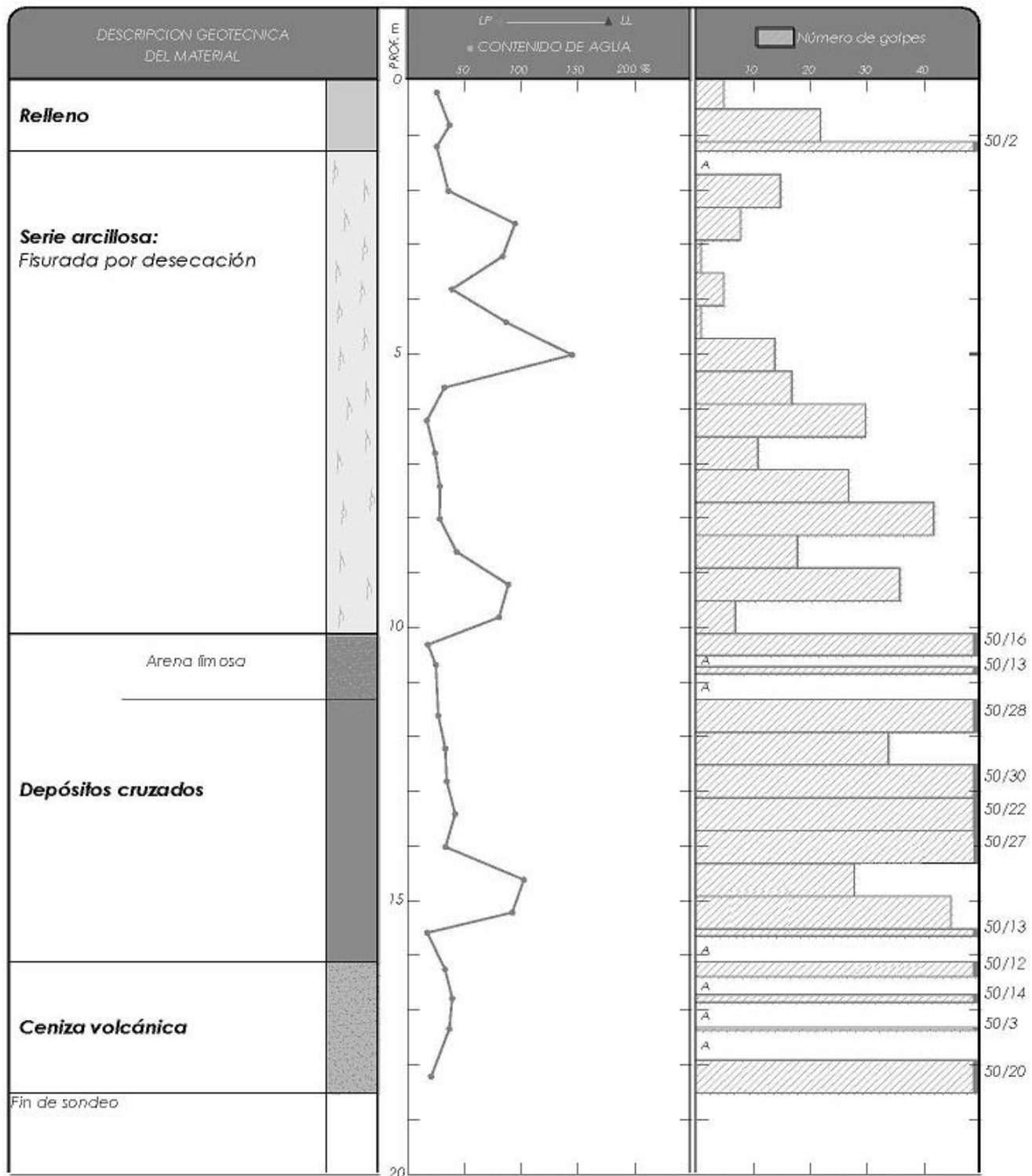
PPC = PRUEBA DE PIEZOCONO
PEC = PRUEBA ESTÁTICA DE CONO

T3 = TUBO SHELBY
TD = TUBO DENTADO

NAF = NIVEL DE AGUA FREÁTICA
A = AVANCE CON BROCA TRICÓNICA
PH = PESO DE HERRAMIENTA



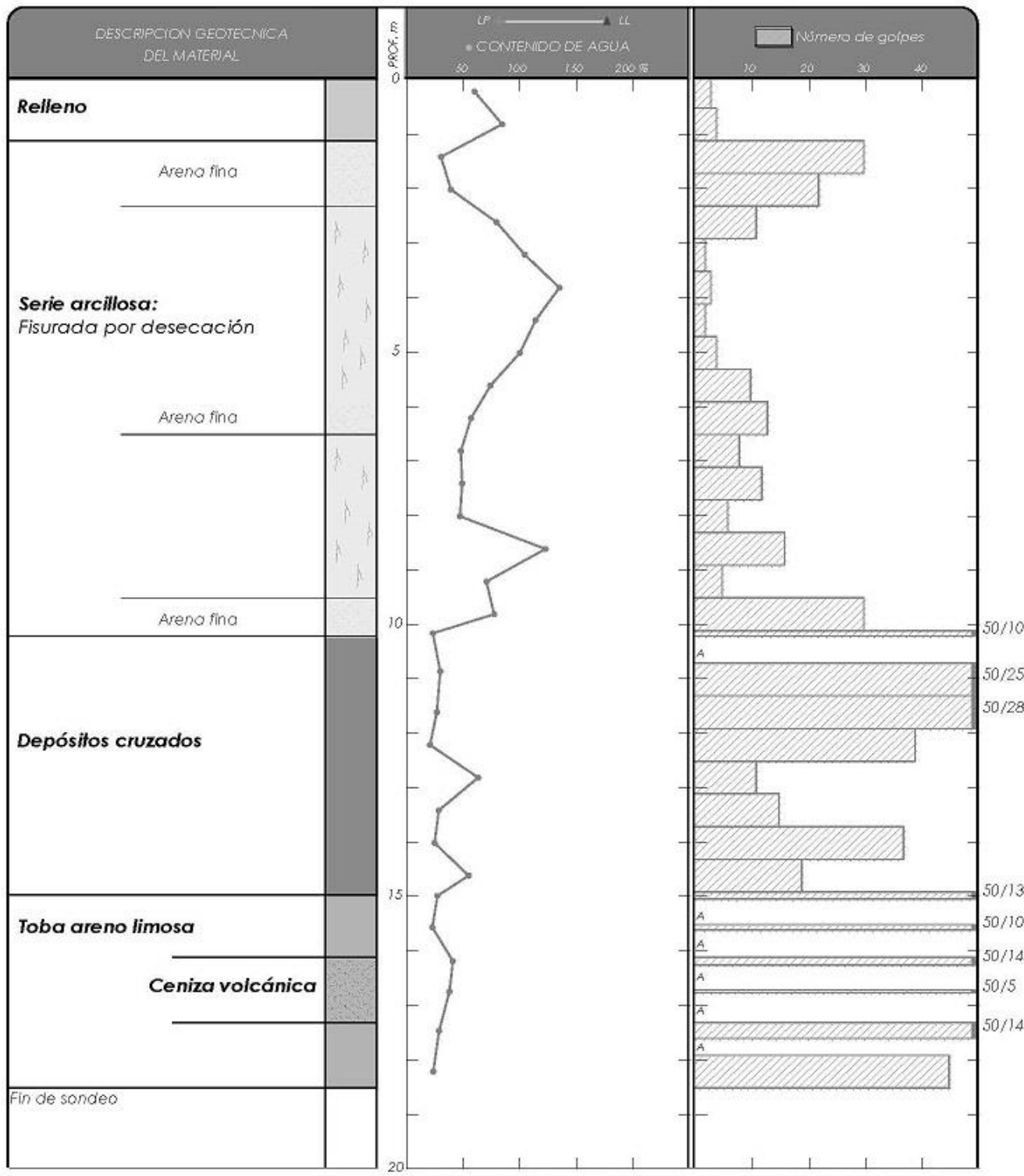
SPT-02-F1



PPC = PRUEBA DE PIEZOCONO TS = TUBO SHELBY NAF = NIVEL DE AGUA FREÁTICA
 PEC = PRUEBA ESTÁTICA DE CONO TD = TUBO DENTADO A = AVANCE CON BROCA TRICÓNICA
 PH = PESO DE HERRAMIENTA



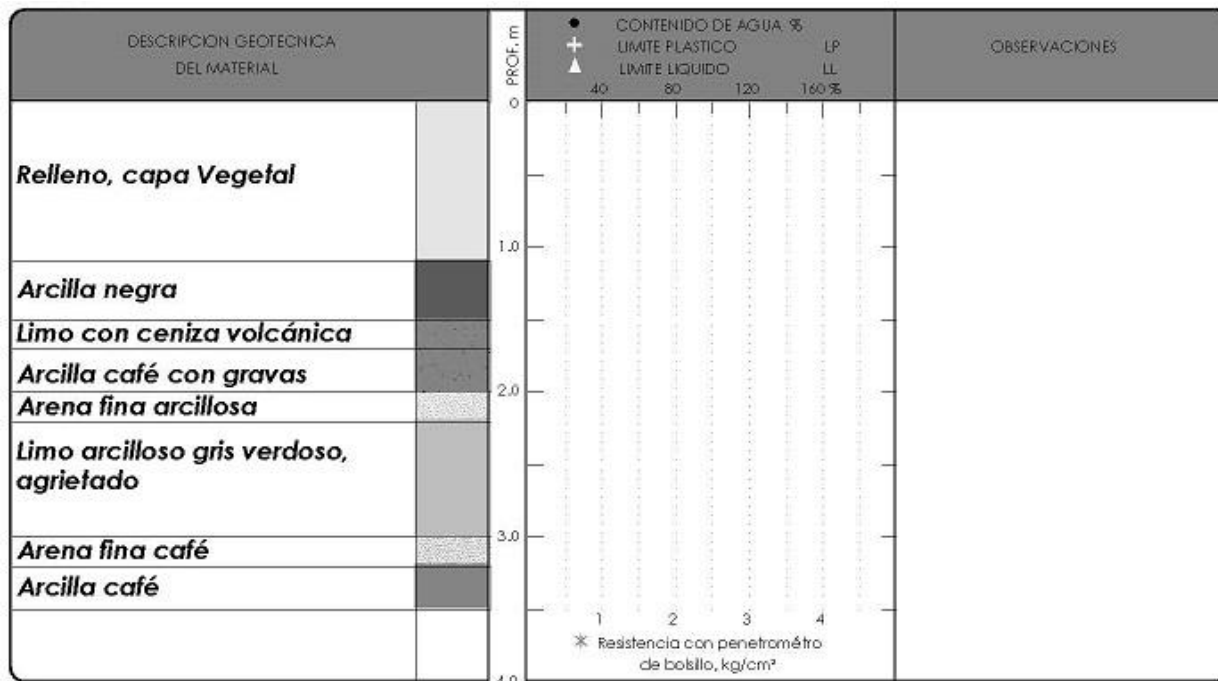
SPT-03-F1



PPC = PRUEBA DE PIEZOCONO TS = TUBO SHELBY NAF= NIVEL DE AGUA FREÁTICA
 PEC = PRUEBA ESTÁTICA DE CONO TD = TUBO DENTADO A = AVANCE CON BROCA TRICÓNICA
 PH = PESO DE HERRAMIENTA

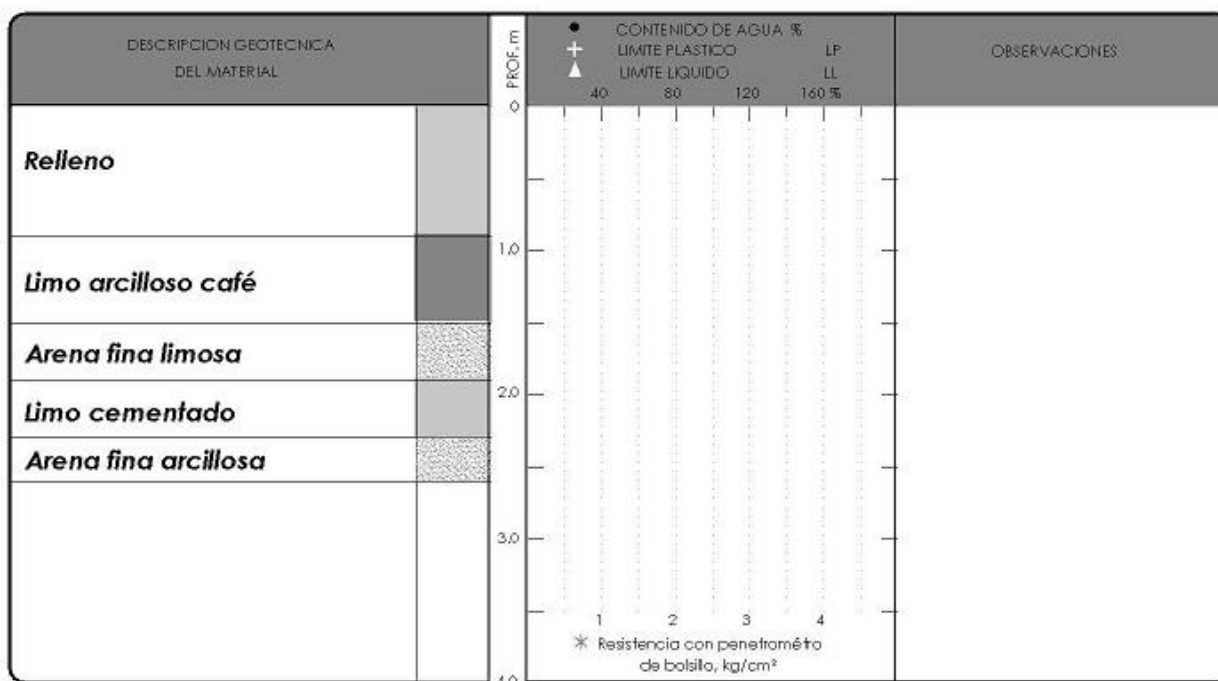


PCA-01-F1



NAF= NIVEL DE AGUA FREÁTICA

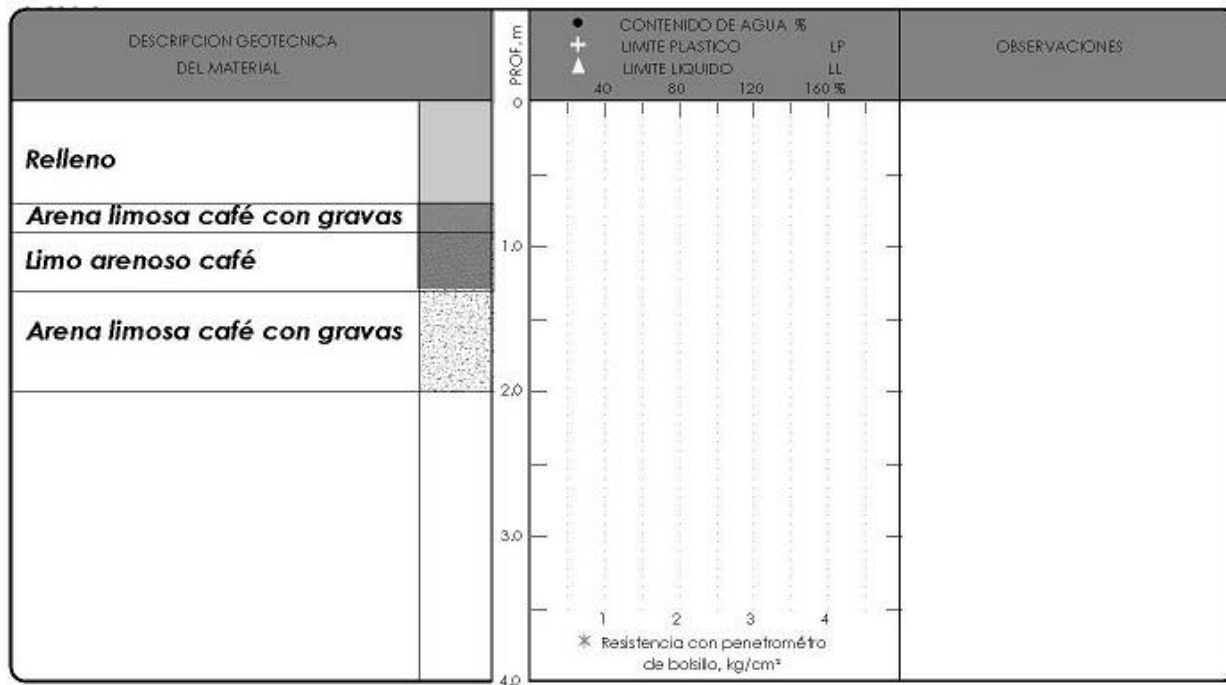
PCA-02-F1



NAF= NIVEL DE AGUA FREÁTICA



PCA-03-F1



NAF= NIVEL DE AGUA FREATICA



PROPUESTA DE CIMENTACIÓN PARA LOS TANQUES DE UNA NUEVA TERMINAL DE
ALMACENAMIENTO Y REPARTO DE HIDROCARBUROS, ACOLMAN, ESTADO DE MÉXICO

UNAM
POSGRADO
Ingeniería

ANEXO B

PERFILES ESTRATIGRÁFICOS

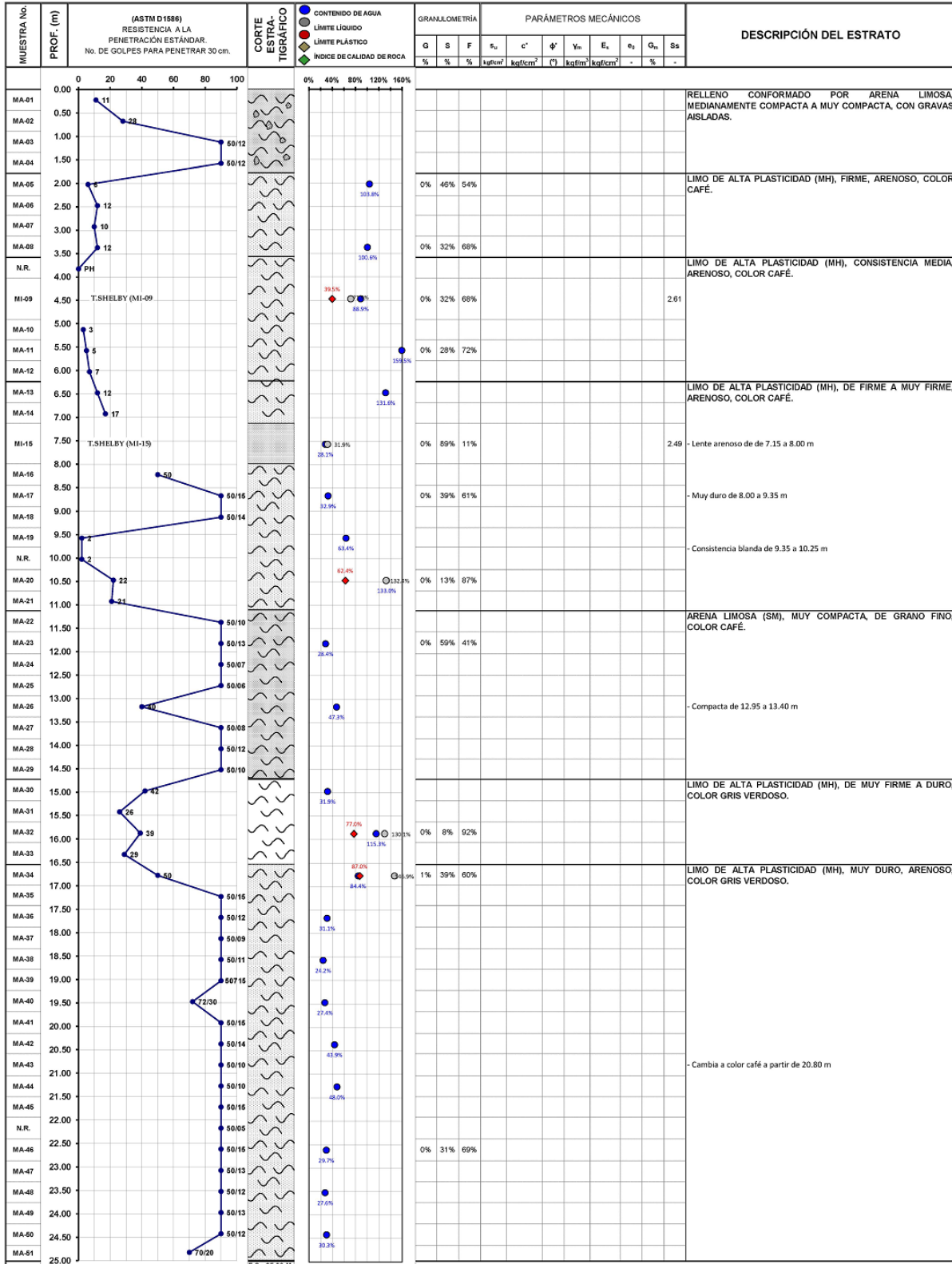
EXPLORACIÓN FASE DOS



PROPUESTA DE CIMENTACIÓN PARA LOS TANQUES DE UNA NUEVA TERMINAL DE ALMACENAMIENTO Y REPARTO DE HIDROCARBUROS, ACOLMAN, ESTADO DE MÉXICO



SMC-01



SÍMBOLOS CONVENCIONALES

	ARCILLA		ARENA
	LIMO		GRAVAS

NOTAS:

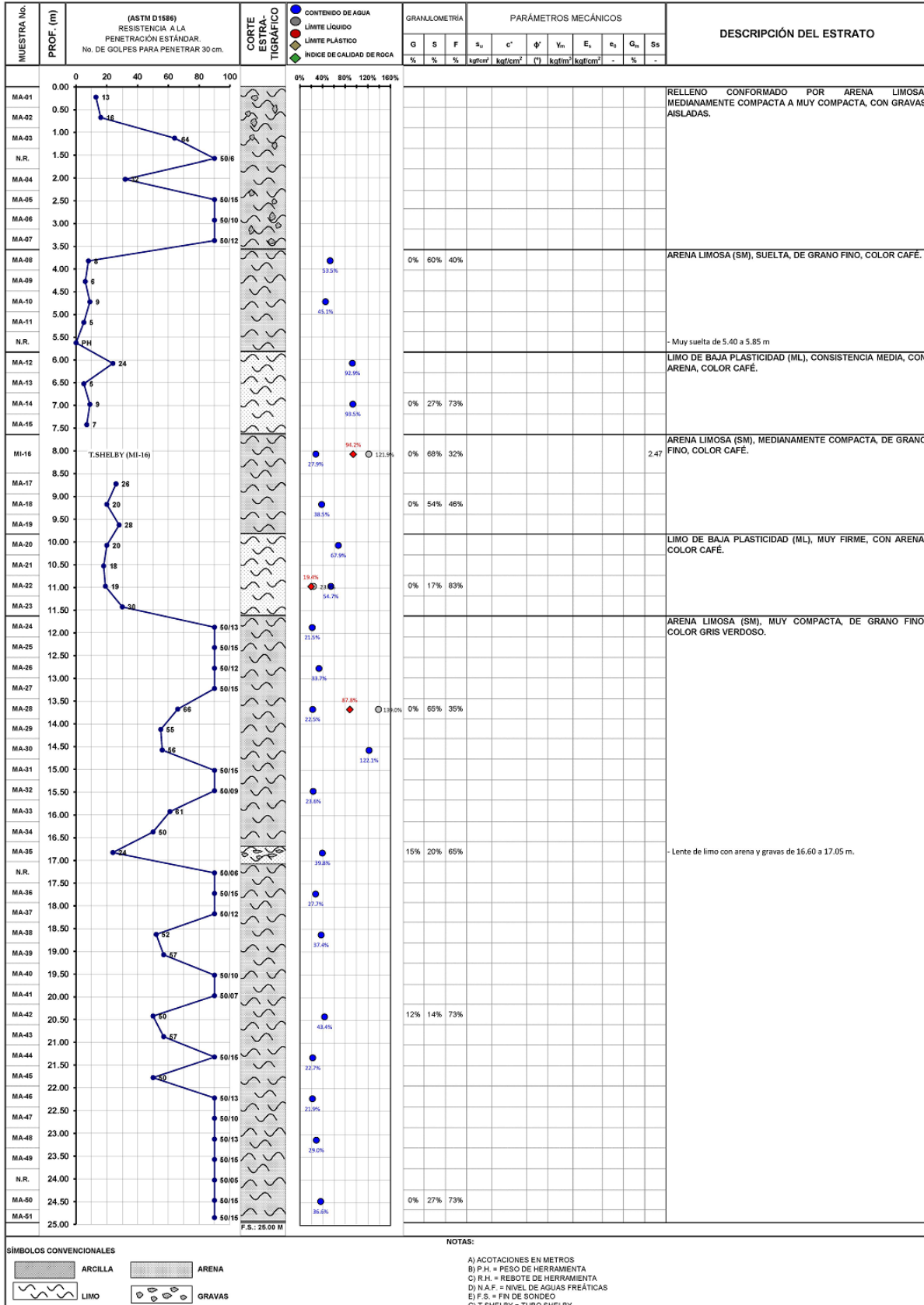
- A) ACOTACIONES EN METROS
- B) P.H. = PESO DE HERRAMIENTA
- C) R.H. = REBOTE DE HERRAMIENTA
- D) N.A.F. = NIVEL DE AGUAS FREÁTICAS
- E) F.S. = FIN DE SONDEO
- G) T.SHELBY = TUBO SHELBY



PROPUESTA DE CIMENTACIÓN PARA LOS TANQUES DE UNA NUEVA TERMINAL DE ALMACENAMIENTO Y REPARTO DE HIDROCARBUROS, ACOLMAN, ESTADO DE MÉXICO



SMC-02



NOTAS:

SÍMBOLOS CONVENCIONALES



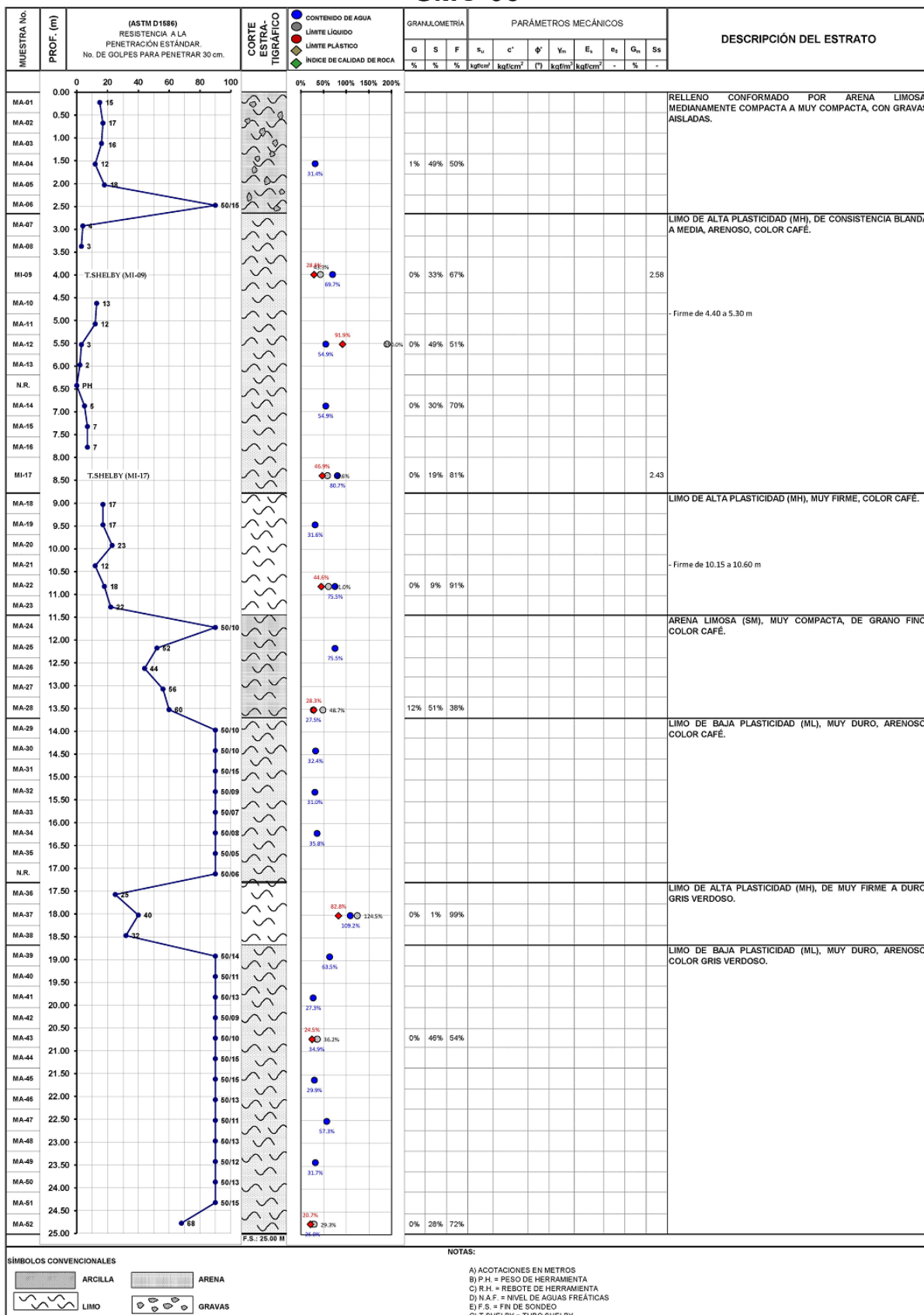
- A) ACOTACIONES EN METROS
- B) P.H. = PESO DE HERRAMIENTA
- C) R.H. = REBOTE DE HERRAMIENTA
- D) N.A.F. = NIVEL DE AGUAS FREÁTICAS
- E) F.S. = FN DE SONDEO
- G) T.SHELBY = TUBO SHELBY



PROPUESTA DE CIMENTACIÓN PARA LOS TANQUES DE UNA NUEVA TERMINAL DE ALMACENAMIENTO Y REPARTO DE HIDROCARBUROS, ACOLMAN, ESTADO DE MÉXICO



SMC-03

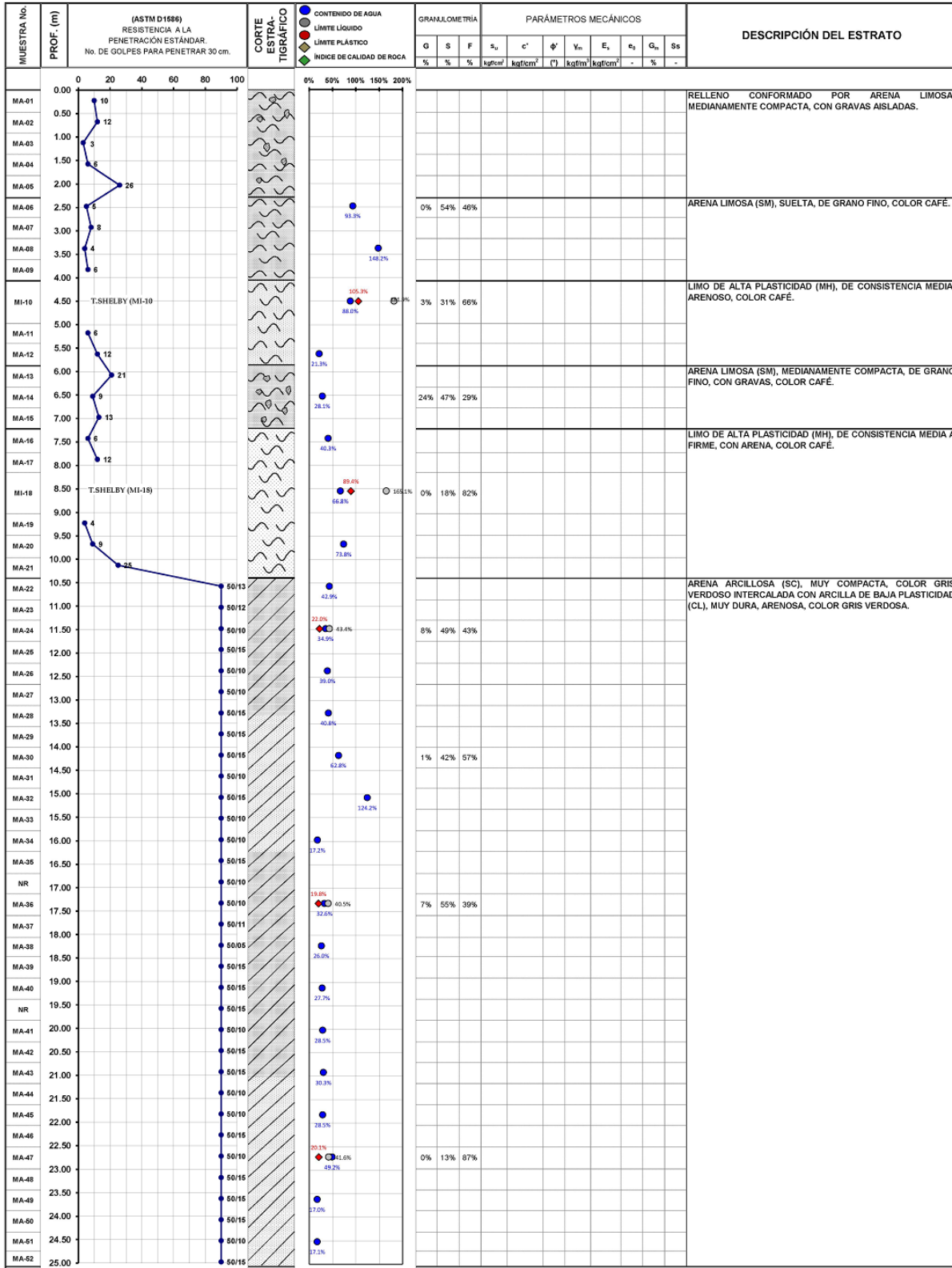




PROPUESTA DE CIMENTACIÓN PARA LOS TANQUES DE UNA NUEVA TERMINAL DE ALMACENAMIENTO Y REPARTO DE HIDROCARBUROS, ACOLMAN, ESTADO DE MÉXICO



SMC-04



Símbolos convencionales



NOTAS:

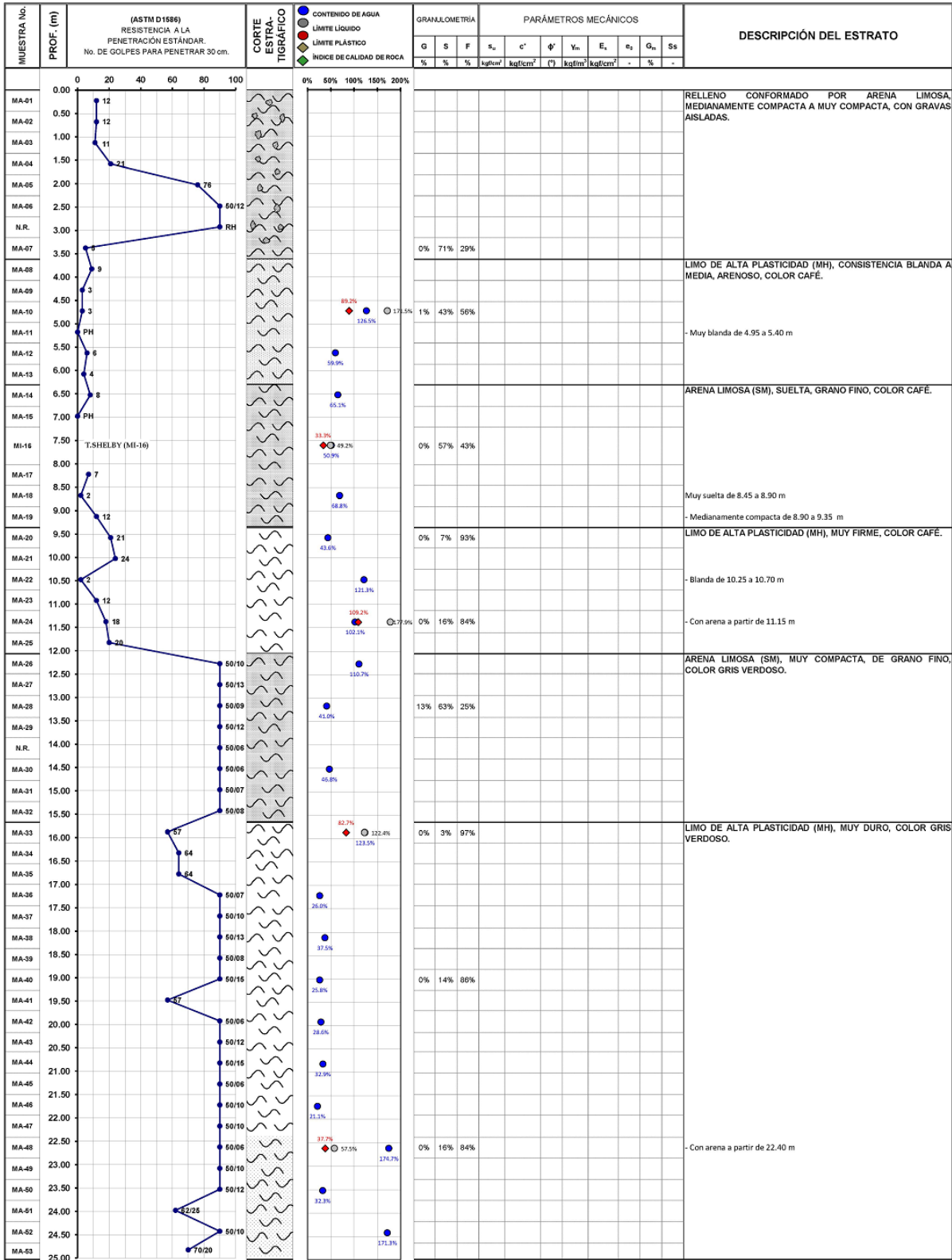
- A) ACOTACIONES EN METROS
- B) P.H. = PESO DE HERRAMIENTA
- C) R.H. = REBOTE DE HERRAMIENTA
- D) N.A.F. = NIVEL DE AGUAS FREÁTICAS
- E) F.S. = FN DE SONDEO
- G) T.SHELBY = TUBO SHELBY



PROPUESTA DE CIMENTACIÓN PARA LOS TANQUES DE UNA NUEVA TERMINAL DE ALMACENAMIENTO Y REPARTO DE HIDROCARBUROS, ACOLMAN, ESTADO DE MÉXICO



SMC-05



SÍMBOLOS CONVENCIONALES

ARCILLA ARENA
LIMO GRAVAS

NOTAS:

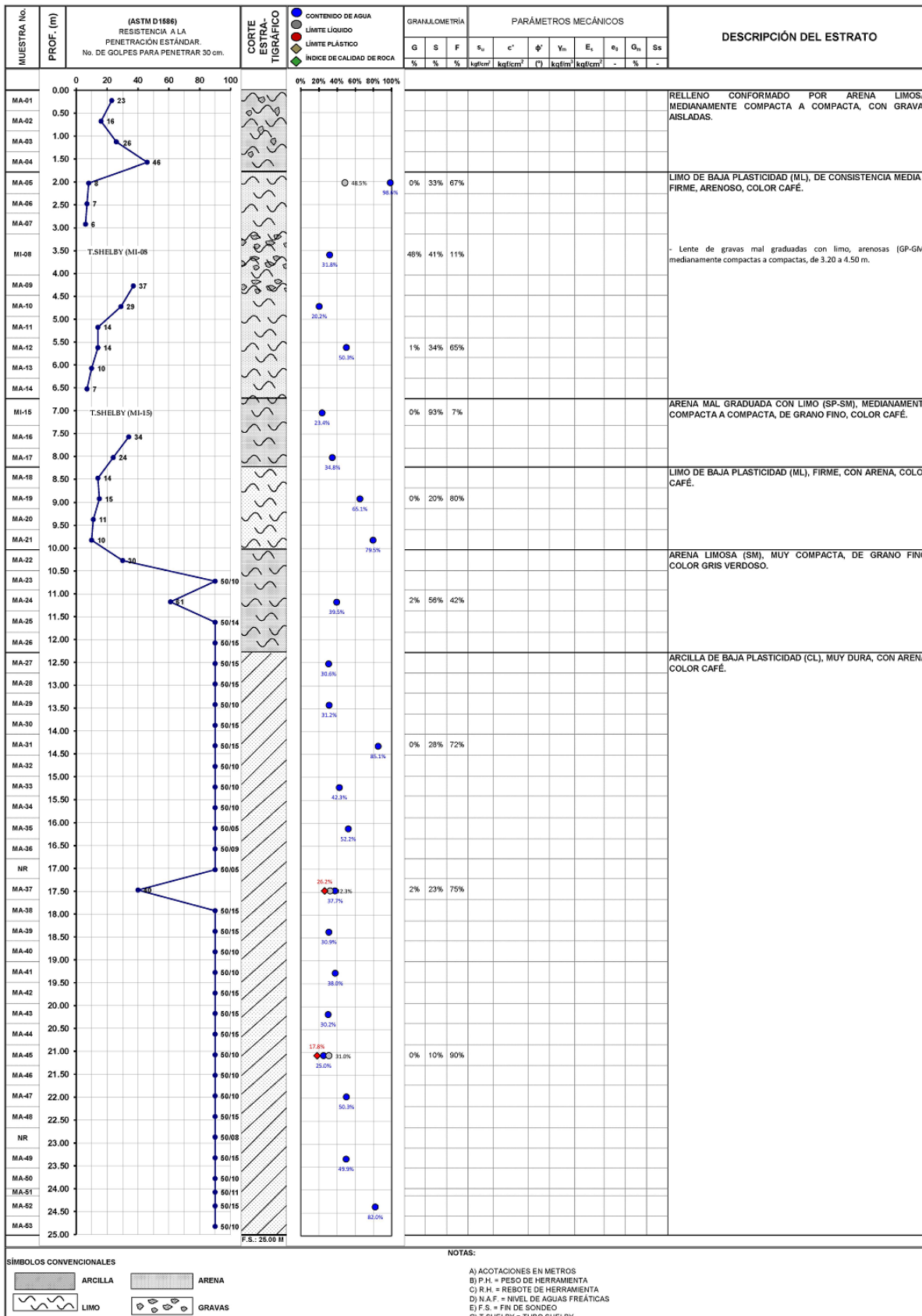
A) ACOTACIONES EN METROS
B) P.H. = PESO DE HERRAMIENTA
C) R.H. = REBOTE DE HERRAMIENTA
D) N.A.F. = NIVEL DE AGUAS FREÁTICAS
E) F.S. = FIN DE SONDEO
G) T.SHELBY = TUBO SHELBY



PROPUESTA DE CIMENTACIÓN PARA LOS TANQUES DE UNA NUEVA TERMINAL DE ALMACENAMIENTO Y REPARTO DE HIDROCARBUROS, ACOLMAN, ESTADO DE MÉXICO



SMC-06



SÍMBOLOS CONVENCIONALES

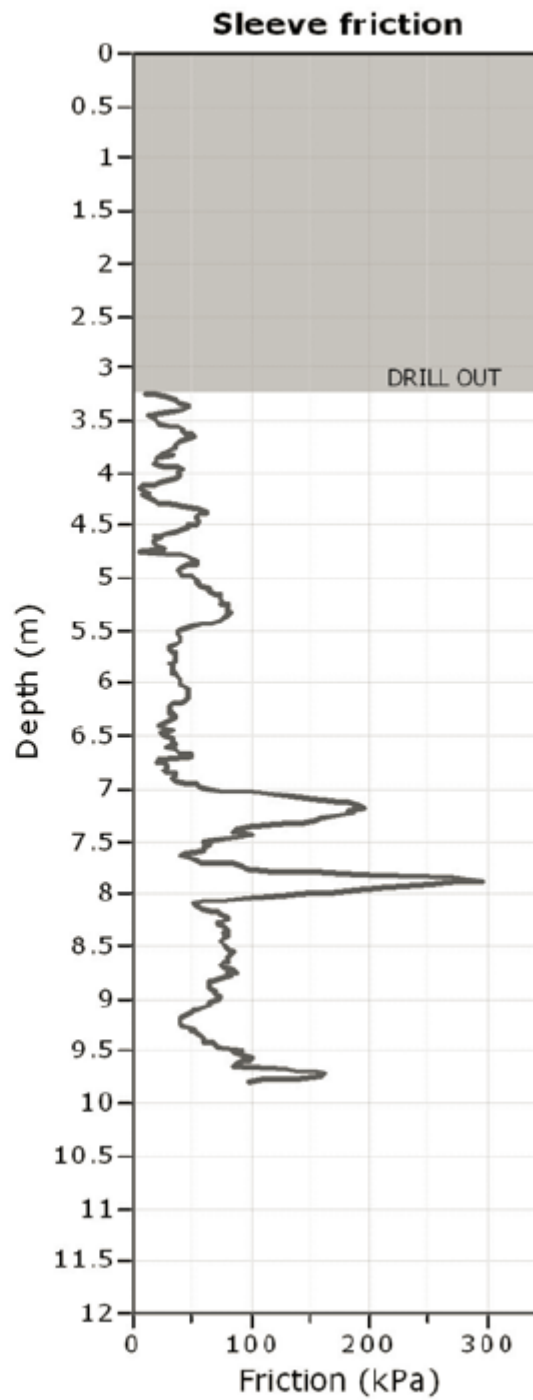
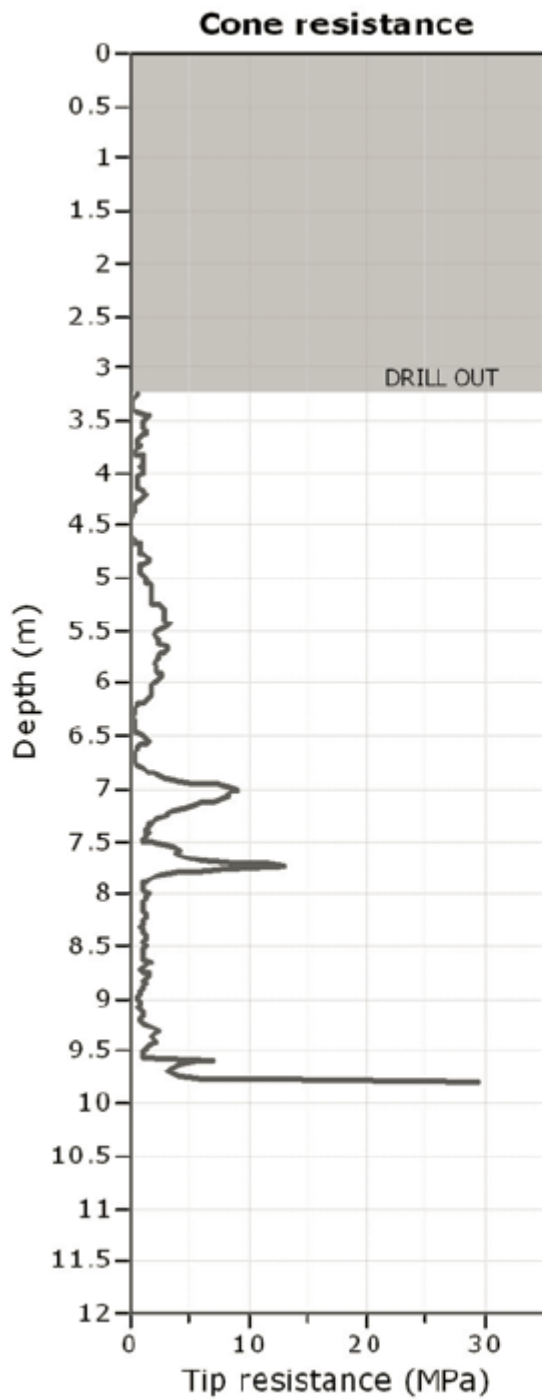


NOTAS:

- A) ACOTACIONES EN METROS
- B) P.H. = PESO DE HERRAMIENTA
- C) R.H. = REBOTE DE HERRAMIENTA
- D) N.A.F. = NIVEL DE AGUAS FREÁTICAS
- E) F.S. = FN DE SONDEO
- G) T.SHELBY = TUBO SHELBY

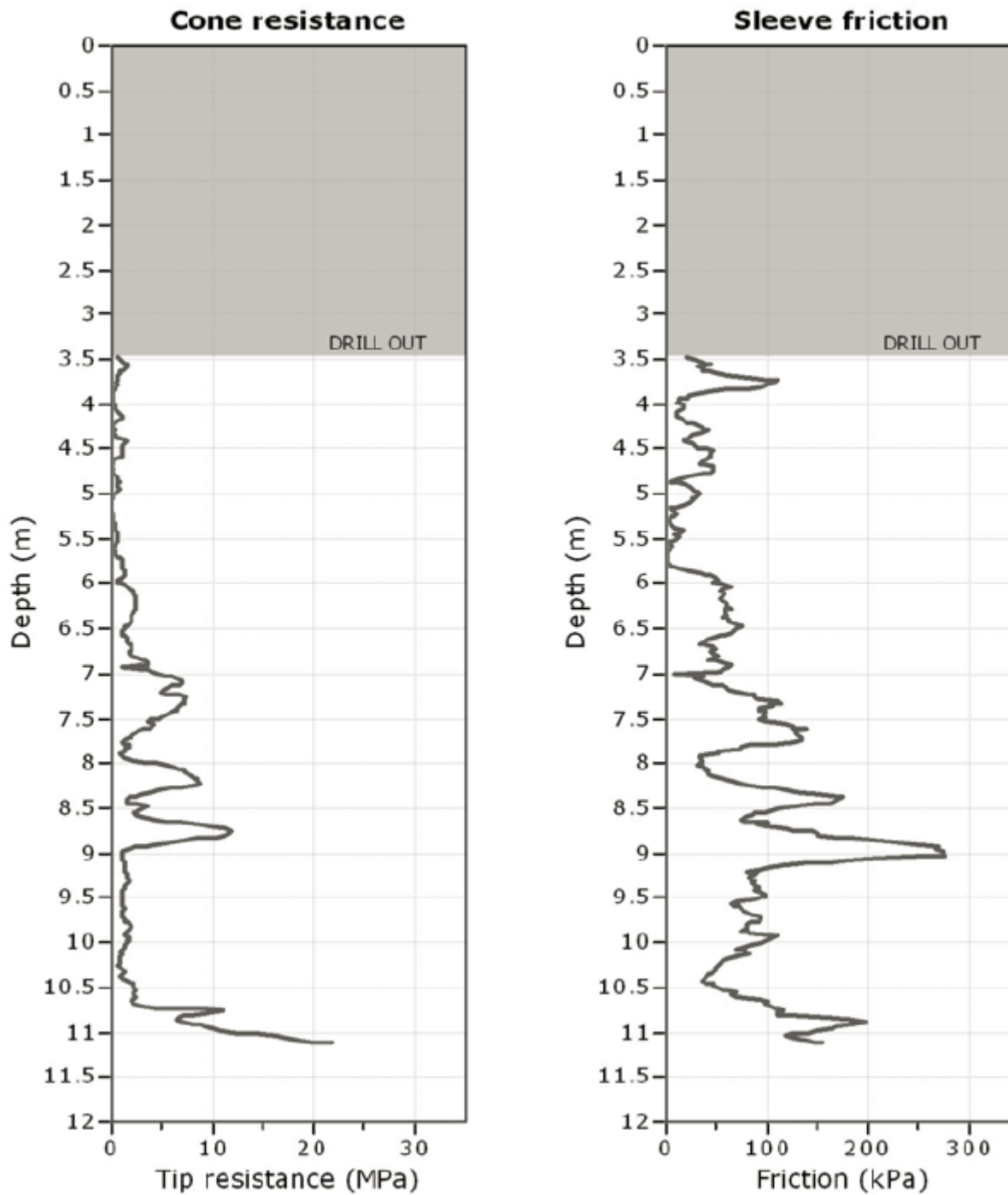


CPT-01



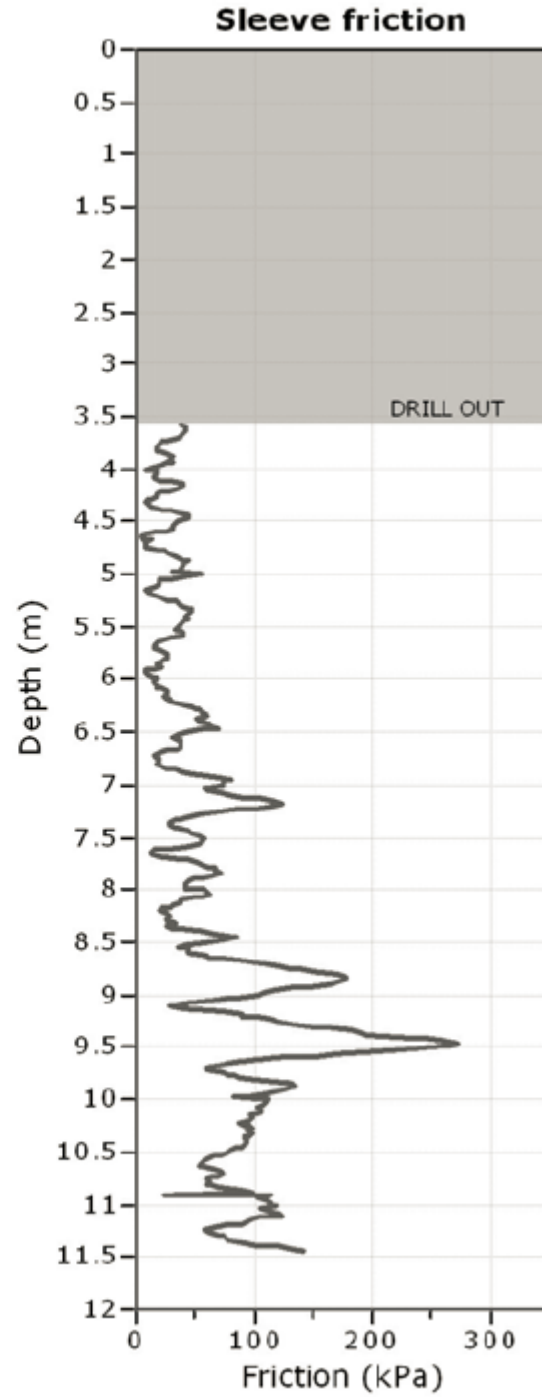
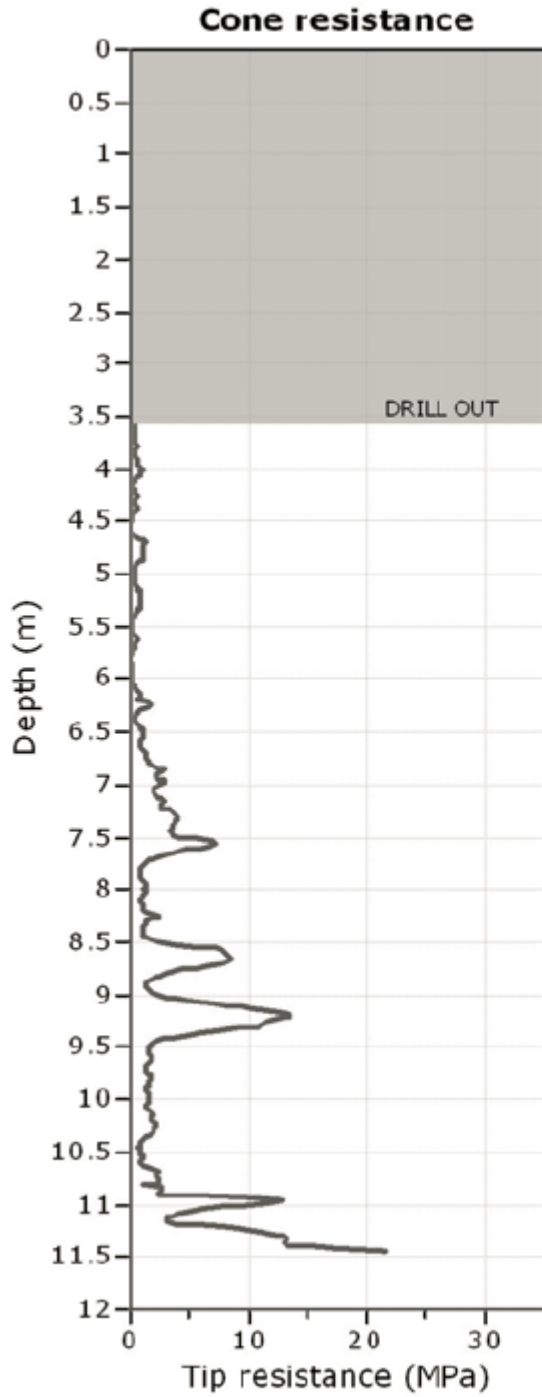


CPT-02



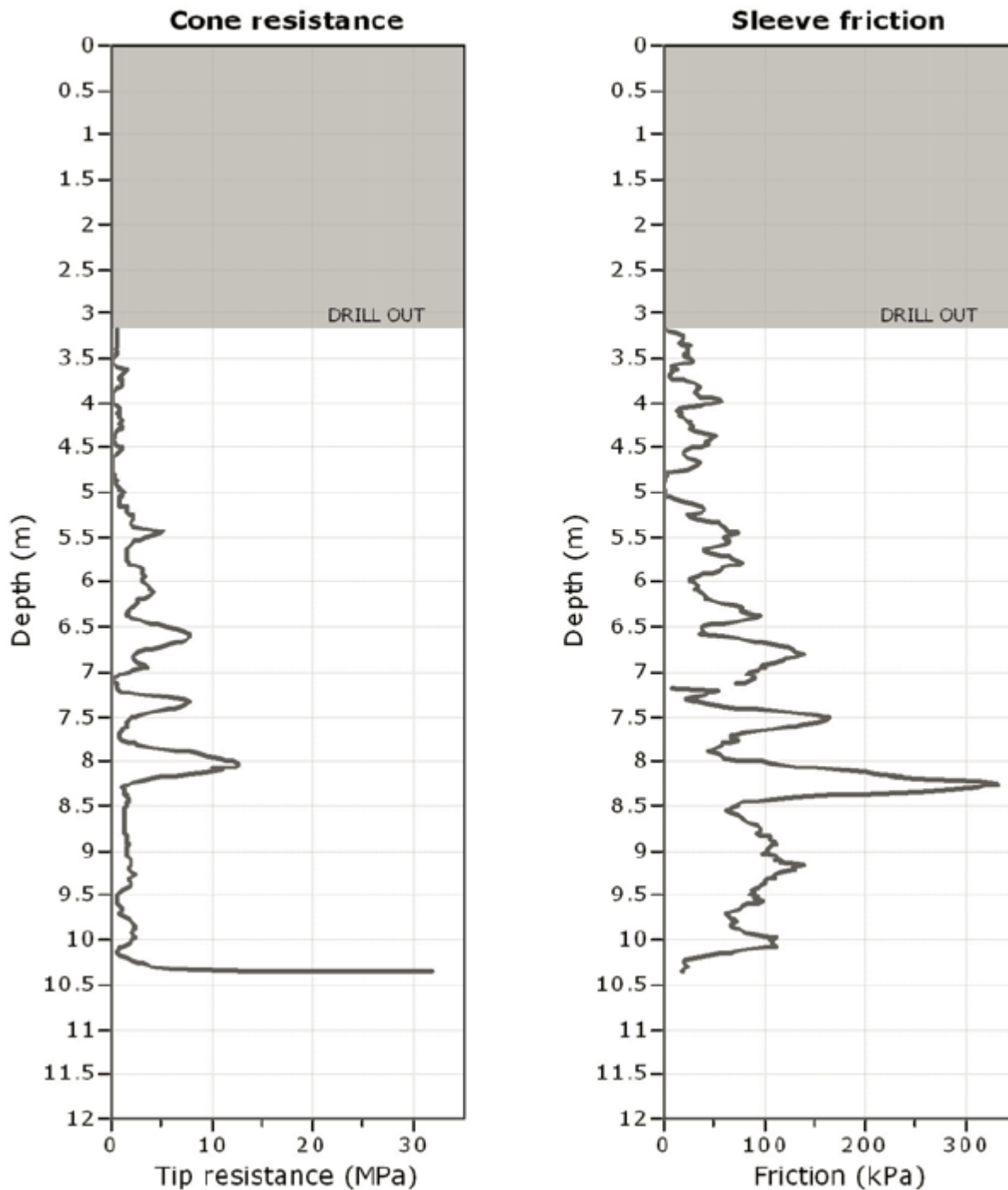


CPT-03





CPT-04





CPT-05

