



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN

ESTUDIO GEOTÉCNICO REALIZADO A UN
PREDIO PARA LA AMPLIACIÓN DE UN CENTRO
COMERCIAL, EN ZONA DE LAGO.

DESARROLLO DE UN CASO PRÁCTICO

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

JOSÉ JIMÉNEZ SARMIENTO

DIRECTOR:

ING. GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA





Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

AGRADECIMIENTOS

“La gratitud es la memoria del corazón”

-Lao Tse

A mis padres Fernando y Dominica, por todo el apoyo recibido en el transcurso de mi trayectoria escolar, por mantenerme firme a través de palabras de aliento, darme los consejos y motivarme para no decaer durante mis estudios universitarios.

A mis hermanos Fernando y Edith, por respaldarme en el momento más difícil de nuestras vidas y mostrarme que ante la adversidad se puede salir adelante de manera unida.

A Adilene, por mostrarme que, la perseverancia rinde frutos, con mucho esfuerzo, dedicación y sacrificio.

A la familia Tur Lazcano, por brindarme su amistad y cariño y enseñarme que en la vida no hay que preocuparse, si no ocuparse.

A mis amigos y compañeros, por el apoyo recibido durante el transcurso de la carrera, en donde no todo fue miel y dulzura, también hubo momentos de amargura.

Al Ingeniero Gabriel Álvarez Bautista, por la gran ayuda y todo el apoyo recibido durante las consultas y asesorías para la estructuración del presente trabajo.

Por último quiero agradecer a la Universidad Nacional Autónoma de México, por darme la oportunidad para poder desarrollarme personal y profesionalmente.

México, Pumas, Universidad....!!!

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	1
I.- ANTECEDENTES	3
I.1.- LOCALIZACIÓN.....	3
I.2.- DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	3
I.3.- COLINDANCIAS	8
I.4.- CONDICIONES ACTUALES	9
I.5.- TOPOGRAFÍA	11
II.- ESTUDIOS PRELIMINARES	12
II.1.- EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO	12
II.1.1.- Generalidades	12
II.1.2.- Pozos a cielo abierto	17
II.1.3.- Sondeos con equipo mecánico	25
II.2.- PRUEBAS DE LABORATORIO.....	50
II.3.- CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS DEL SUBSUELO	53
II.3.1.- Levantamiento geológico local	54
II.3.2.- Características estratigráficas y físicas del subsuelo en el sitio de interés	54
III.- ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN	79
III.1.- CONSIDERACIONES GENERALES.....	79
III.2.- CONSIDERACIONES PARA LA ESTRUCTURA LIGERA DONDE SE TENDRÁ UN SÓTANO Y ESTACIONAMIENTO SUPERFICIAL	81
III.2.1.- Análisis de estabilidad.....	81
III.2.2.- Acciones	82
III.2.3.- Estado límite de falla en condiciones estáticas.....	82
III.2.4.- Estado límite de falla en condiciones dinámicas	83
III.2.5.- Estado de falla local con cajón de cimentación	85
III.2.6.- Incremento de esfuerzos debido al momento de volteo durante la eventualidad de un sismo	85
III.2.7.- Análisis de asentamientos.....	87

III.2.8.- Expansiones elásticas	87
III.2.9.- Empujes sobre los muros perimetrales de los cajones de cimentación	88
III.2.10.- Falla de fondo.....	90
III.2.11.- Estabilidad de taludes durante la excavación.....	90
III.3.- CONSIDERACIONES PARA LA ESTRUCTURA PESADA DONDE SE REQUIERE UN SÓTANO, PLANTA BAJA Y UN NIVEL SUPERIOR	91
III.3.1.- Análisis de estabilidad.....	91
III.3.2.- Acciones	92
III.3.3.- Estado límite de falla en condiciones estáticas.....	92
III.3.4.- Estado límite de falla en condiciones dinámicas	93
III.3.5.- Estado de falla local con cajón de cimentación	95
III.3.6.- Incremento de esfuerzos debido al momento de volteo durante la eventualidad de un sismo	95
III.3.7.- Expansiones elásticas.....	97
III.3.8.- Asentamientos diferidos	98
III.3.9.- Empujes sobre los muros perimetrales de los cajones de cimentación	99
III.3.10.- Falla de fondo.....	101
III.3.11.- Estabilidad de taludes durante la excavación.....	101
III.3.12.- Alternativa mediante pilas por punta y fricción	102
III.3.13.- Asentamientos en pilas.....	106
III.3.14.- Módulos de reacción horizontal	106
III.3.15.- Determinación de momentos y deflexiones.....	108
IV.- PROCESO CONSTRUCTIVO Y PROTECCIÓN A COLINDANCIAS	118
IV.1- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.....	118
IV.1.1.- Protección a colindancias	118
IV.1.2.- Protección a Colindancias Mediante Sistema Muro Milán.....	120
IV.2.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DEL MURO	124
IV.2.1.- Construcción del Brocal guía para equipo guiado	124
IV.2.2.- Excavación del tablero	124
IV.2.3.- Colocación de juntas.....	126
IV.2.4.- Maniobra del lanzado de juntas	127
IV.2.5.- Colocación del armado	128

IV.2.6.- Colado del elemento.....	129
IV.2.7.- Recomendaciones para el colado	130
IV.3.- ALTERNATIVA DE EXCAVACIÓN PARA LA CIMENTACIÓN MEDIANTE PILAS Y MURO MILÁN	131
IV.4.- SISTEMA DE RETENCIÓN	141
IV.5.- PROCESO DE CONSTRUCCIÓN DE MURO MILÁN.....	144
IV.5.1.- Muros guía (pre trinchera) o Brocales.....	144
IV.5.2.- Fluido para excavación (Lodo bentonítico).....	144
IV.5.3.- Selección del equipo de perforación.	145
IV.5.4.- Perforación o excavación de zanjas.....	145
IV.5.5.- Colocación del armado.	146
IV.5.6.- Maniobras de izaje.....	146
IV.5.7.- Centrado del acero de refuerzo.....	146
IV.5.8.- Juntas.....	147
IV.5.9.- Machihembrado contra infiltraciones.....	148
IV.6.- SISTEMA DE BOMBEO.....	148
IV.7.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO EN PILAS	153
IV.7.1.- Construcción de la losa de cimentación.	155
IV.8.- INSTRUMENTACIÓN.....	156
IV.9.- EXCAVACIONES	159
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	161
REFERENCIAS	169

INTRODUCCIÓN

El estudio geotécnico tiene como finalidad, analizar el suelo para poder conocer sus propiedades físicas y mecánicas, y así predecir su comportamiento ante la alteración del estado natural, en el que se encuentra, por parte del ser humano, cuando se desarrolla una obra de ingeniería.

Actualmente, debido a la explosión urbana que ha tenido la Ciudad de México, se ha construido en terrenos de lo que fue el antiguo Lago de Texcoco, que son suelos muy blandos de material arcilloso y alta deformabilidad, por lo que, hacer un estudio geotécnico resulta por demás relevante para conocer el tipo de suelo, las propiedades y sus posibles deformaciones ante las cargas a que será sometido el suelo tomando en cuenta sus características.

En el sitio de interés se pretende la ampliación de un Centro Comercial y con la aplicación del estudio geotécnico, se podrá conocer las condiciones favorables y desfavorables del suelo y lo que implica construir en la zona de lago (depósitos lacustres).

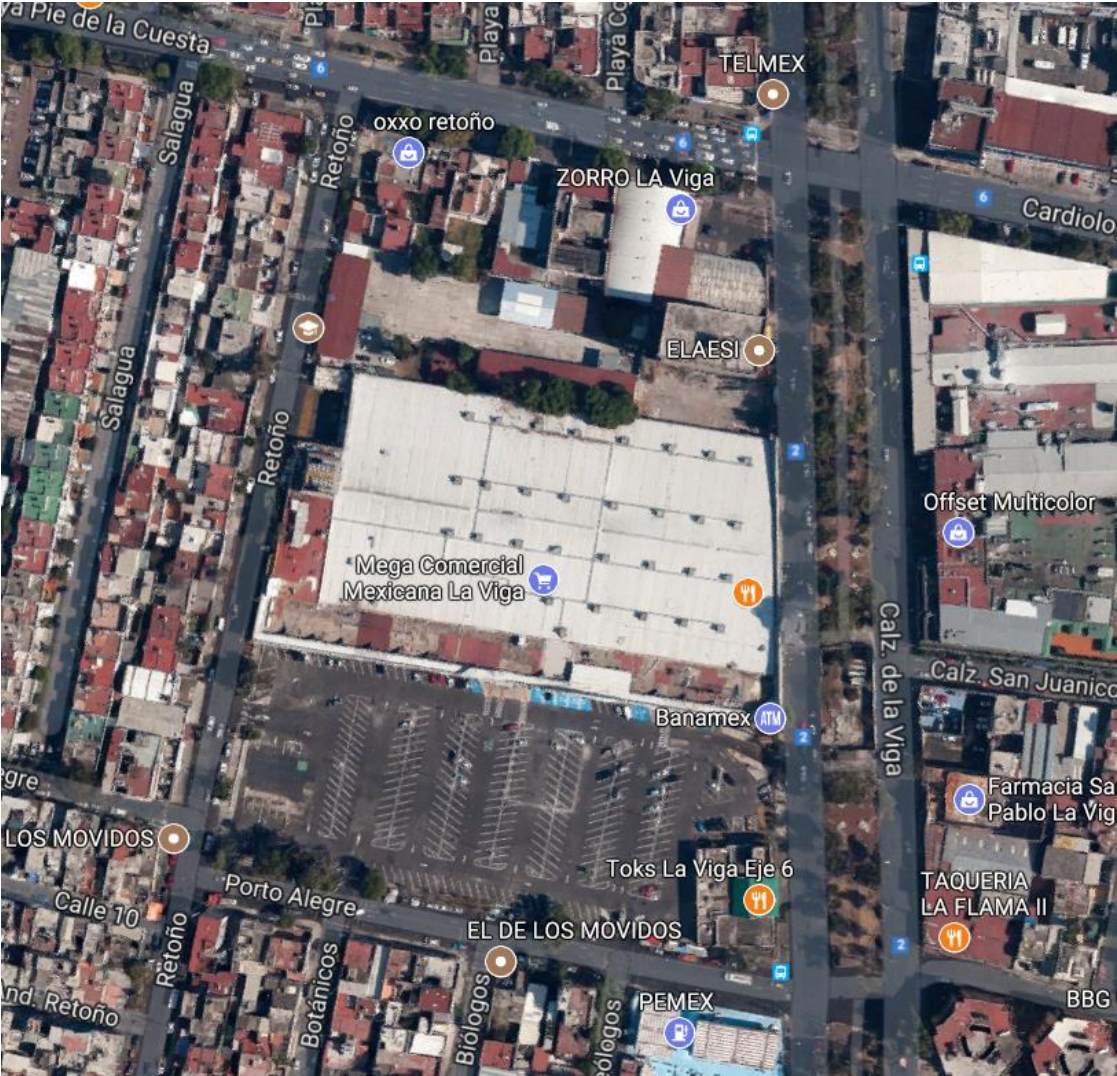
Los propósitos planteados en el siguiente estudio serán los siguientes:

- Determinar la estratigrafía del subsuelo en el sitio de interés, sus propiedades índices y mecánicas (deformabilidad y resistencia a la profundidad del desplante de la cimentación).
- Establecer la alternativa de cimentación que se juzgue más adecuada para la construcción de la estructura, que garantice su estabilidad realizando las revisiones requeridas de acuerdo al Reglamento de Construcciones, evaluando: la capacidad de carga en condiciones estáticas y dinámicas, los asentamientos máximos esperados que se desarrollarán en la masa del suelo bajo la carga total de la estructura, realizando su revisión con los criterios establecidos por el Reglamento de Construcciones.
- Se establecerá el procedimiento constructivo más adecuado, en función de los datos obtenidos en campo y laboratorio.

En este informe se describen los trabajos a realizar, a partir de los resultados obtenidos, consignando las recomendaciones para el diseño y construcción de la alternativa de cimentación que se juzga más adecuada para la construcción de la estructura proyectada.

-Se realizarán una serie de recomendaciones en base a las conclusiones obtenidas.

CALZADA DE LA VIGA No. 1381



FOTOGRAFÍA 0.1.- FOTO AÉREA DEL SITIO DE INTERÉS

I.- ANTECEDENTES

I.1.- LOCALIZACIÓN

Se presenta el Estudio Geotécnico para un predio que tiene una superficie de 25,206m² aproximadamente, y se encuentra ubicado en Calzada de la Viga No. 1381, Colonia el Retoño, Delegación Iztacalco, Ciudad de México, donde se proyecta la ampliación de un Centro Comercial constituido por un sótano, planta baja y planta alta. La localización del sitio de interés se indica en la figura 1.1.

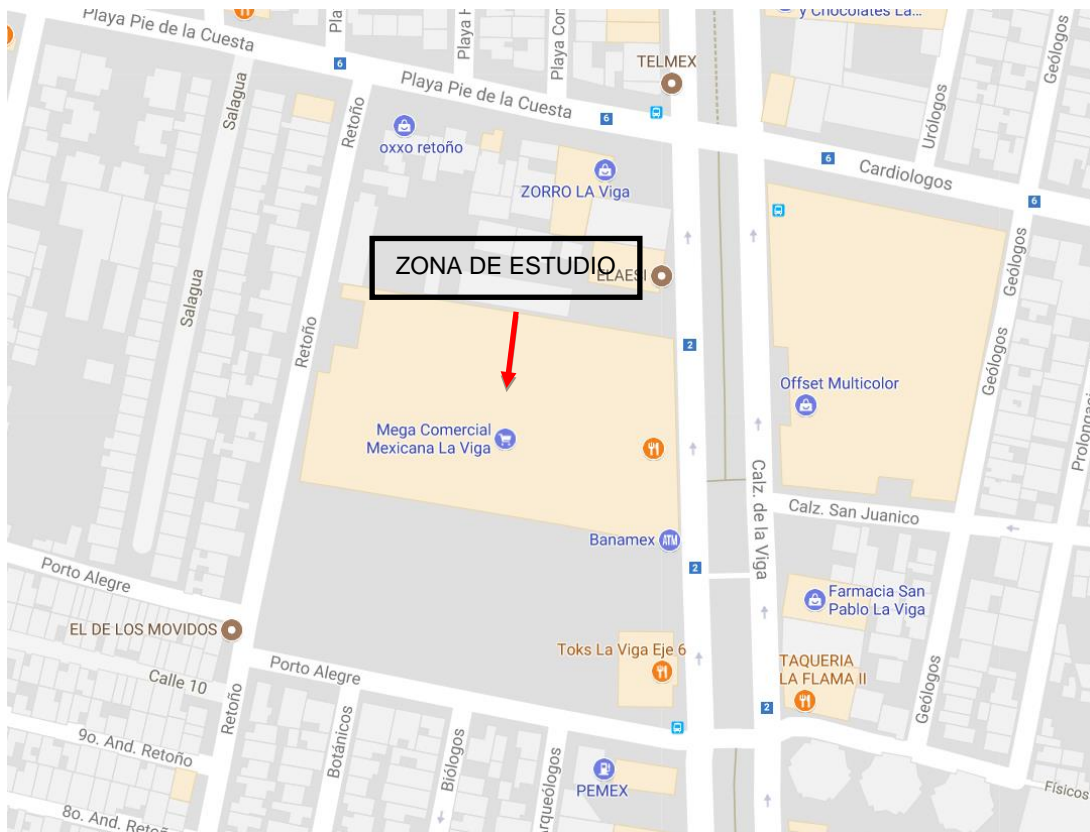


FIGURA 1.1.- LOCALIZACIÓN DEL LUGAR DE ESTUDIO

I.2.- DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El anteproyecto arquitectónico contempla la construcción de una estructura constituida por un sótano, planta baja y planta alta, la cual estará conformada por losas, trabes y columnas de concreto armado.

En las figuras 1.2 "a", "b", "c" y "d", se muestran plantas arquitectónicas de los sótanos, planta baja y planta alta del anteproyecto.

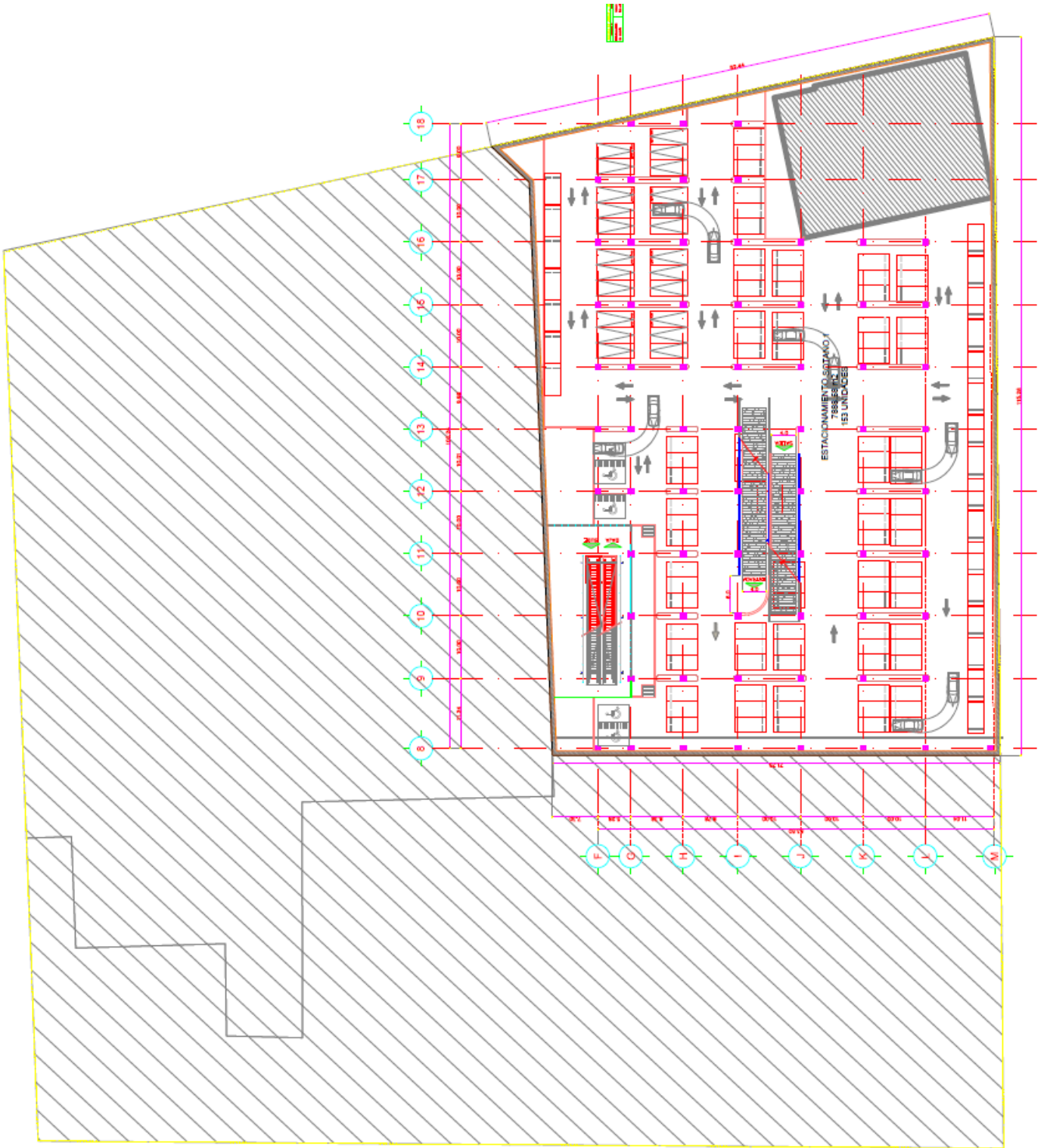


FIGURA 1.2a.- PLANTA SÓTANO 2

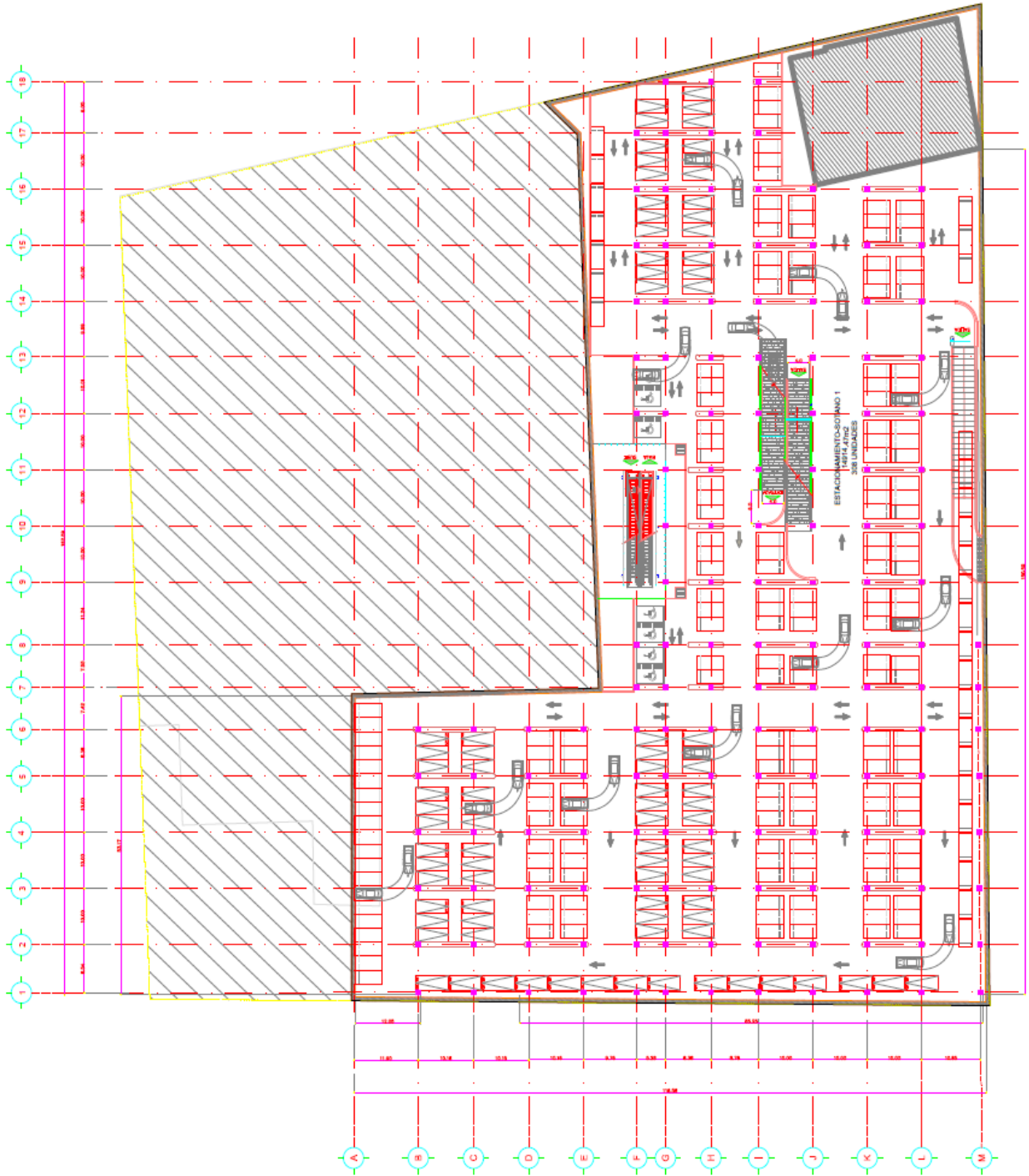


FIGURA 1.2b.- PLANTA SÓTANO 1

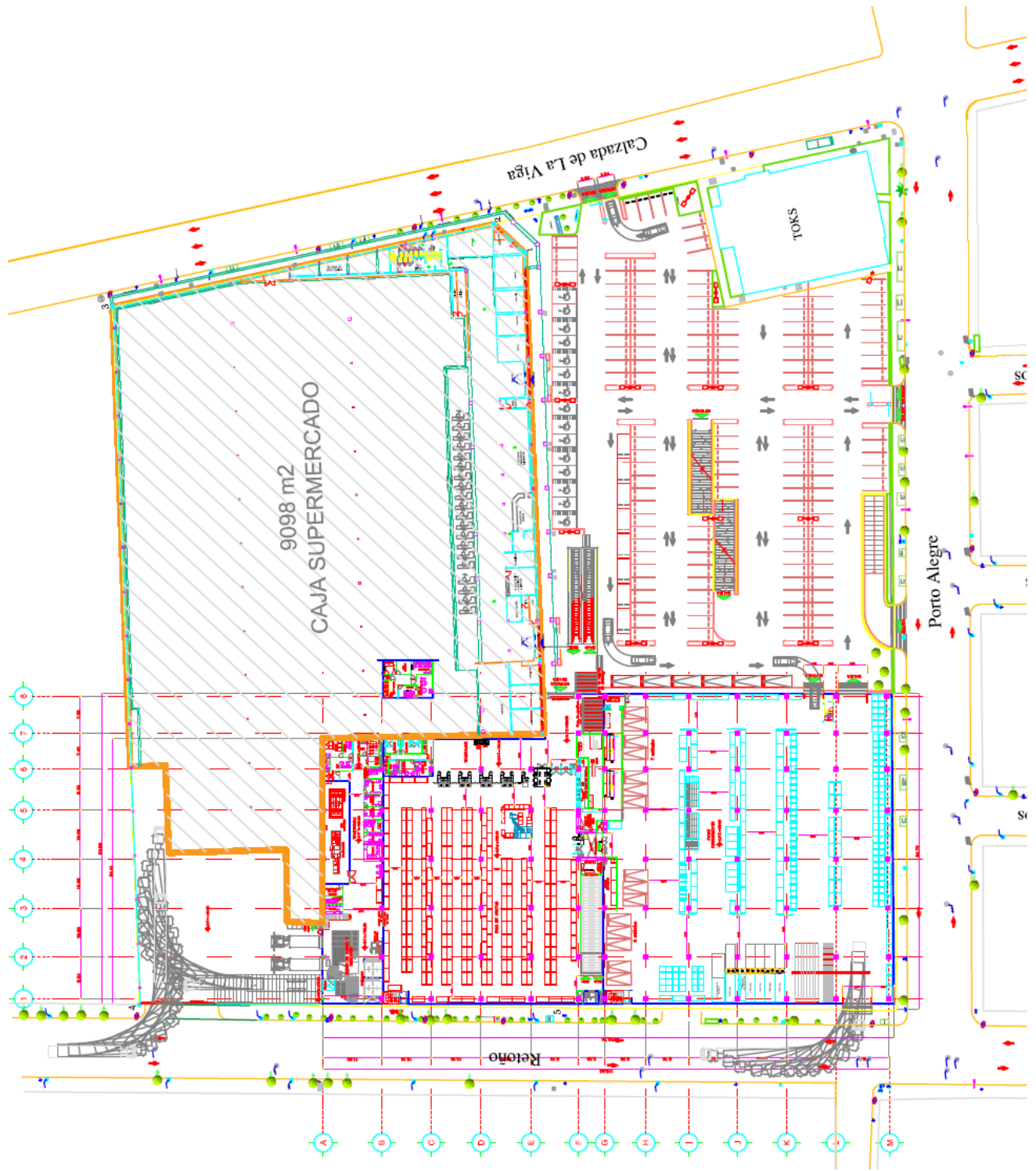


FIGURA 1.2c.- PLANTA BAJA



FIGURA 1.2d.- PLANTA PRIMER NIVEL

I.3.- COLINDANCIAS

A continuación se describen las colindancias del predio donde se realizó el Estudio Geotécnico:

- Al Norte se encuentra limitado por áreas verdes, estructuras de dos niveles y una estructura de un nivel con doble altura.
- Al Poniente se delimita por la Calle Retoño.
- En la colindancia Oriente se encuentra la Calzada de la Viga, donde se tiene acceso principal al Centro Comercial existente.
- Finalmente, al Sur se encuentra delimitado por la Vialidad Porto Alegre.

En la figura 1.3 se presenta una planta esquemática con la ubicación de las colindancias.

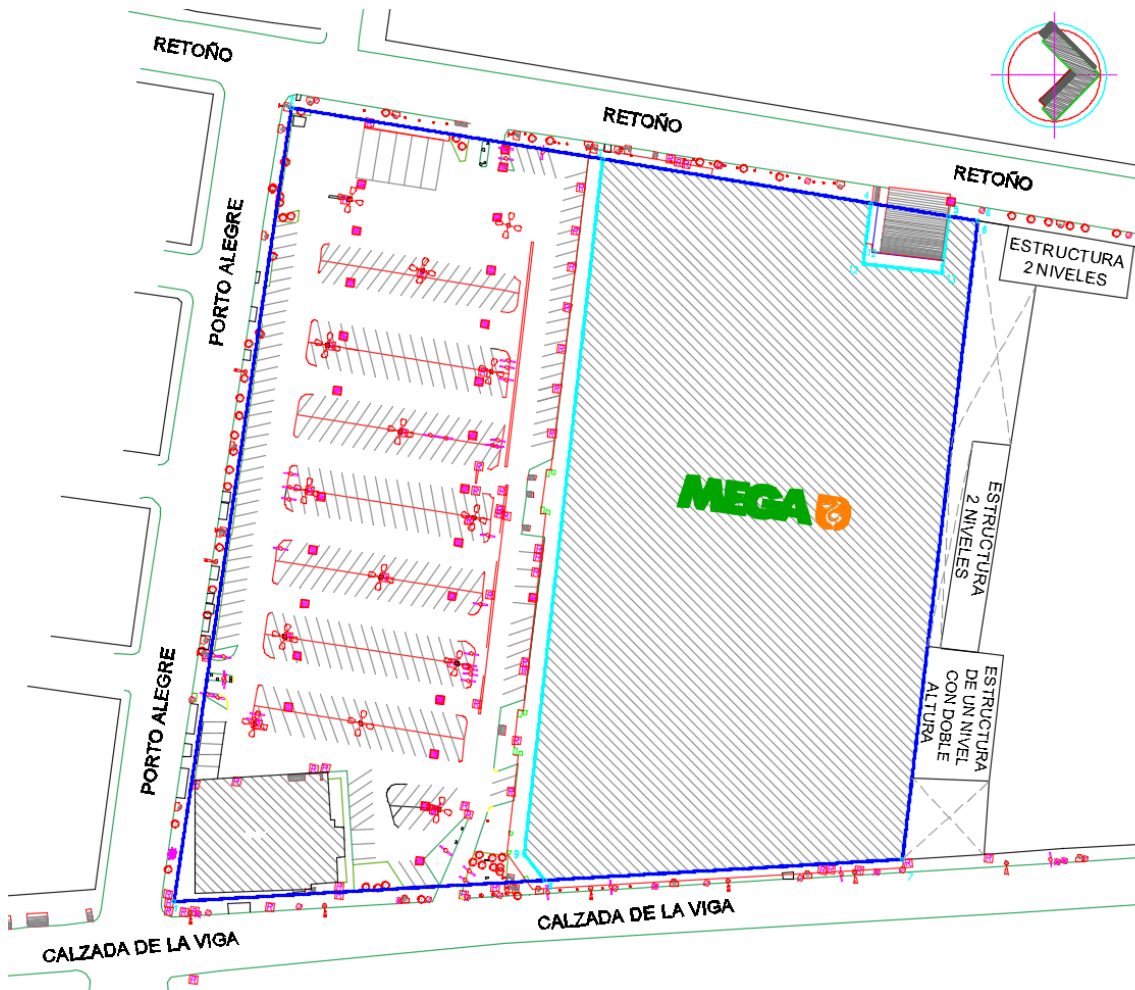


FIGURA 1.3.- COLINDANCIAS

I.4.- CONDICIONES ACTUALES

El predio actualmente se encuentra ocupado por la Plaza Comercial Mexicana, constituido por una estructura de planta baja y un nivel (en la parte norte); el estacionamiento de la estructura existente se localiza en la parte sur del predio, como se muestra en la figura 1.4.

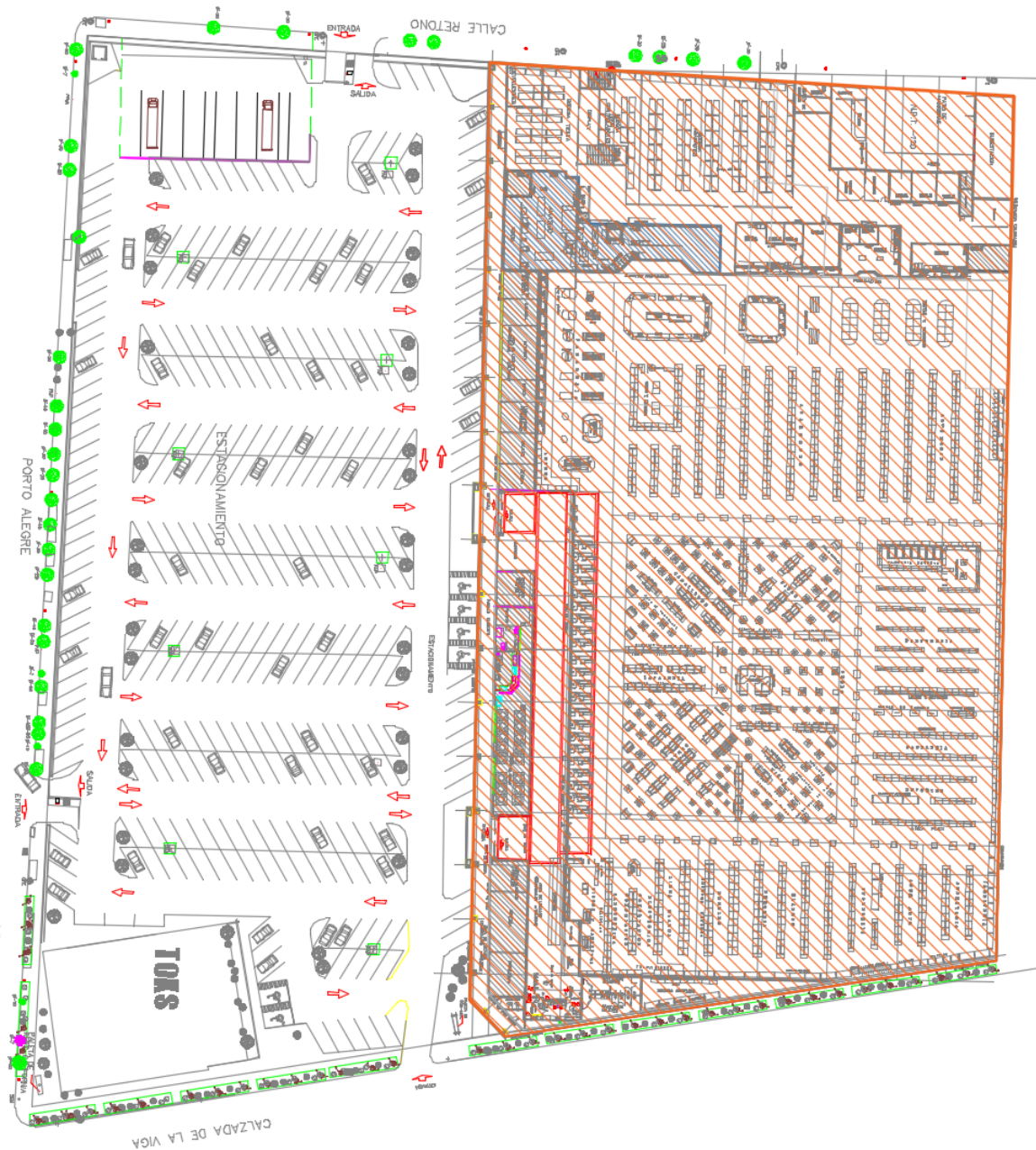


FIGURA 1.4.- CONDICIONES ACTUALES



FOTOGRAFÍAS 1.1, 1.2 y 1.3.- FOTOS PANORÁMICAS DEL PREDIO

I.5.- TOPOGRAFÍA

El terreno en estudio presenta una superficie irregular, con un área aproximada de 25,206.95 m², con una topografía sensiblemente plana con un desnivel aproximado de 20 cm que va desde el centro del estacionamiento actual hasta la calle Retoño, en el sentido Sur a Norte, como se muestra en la figura 1.5.

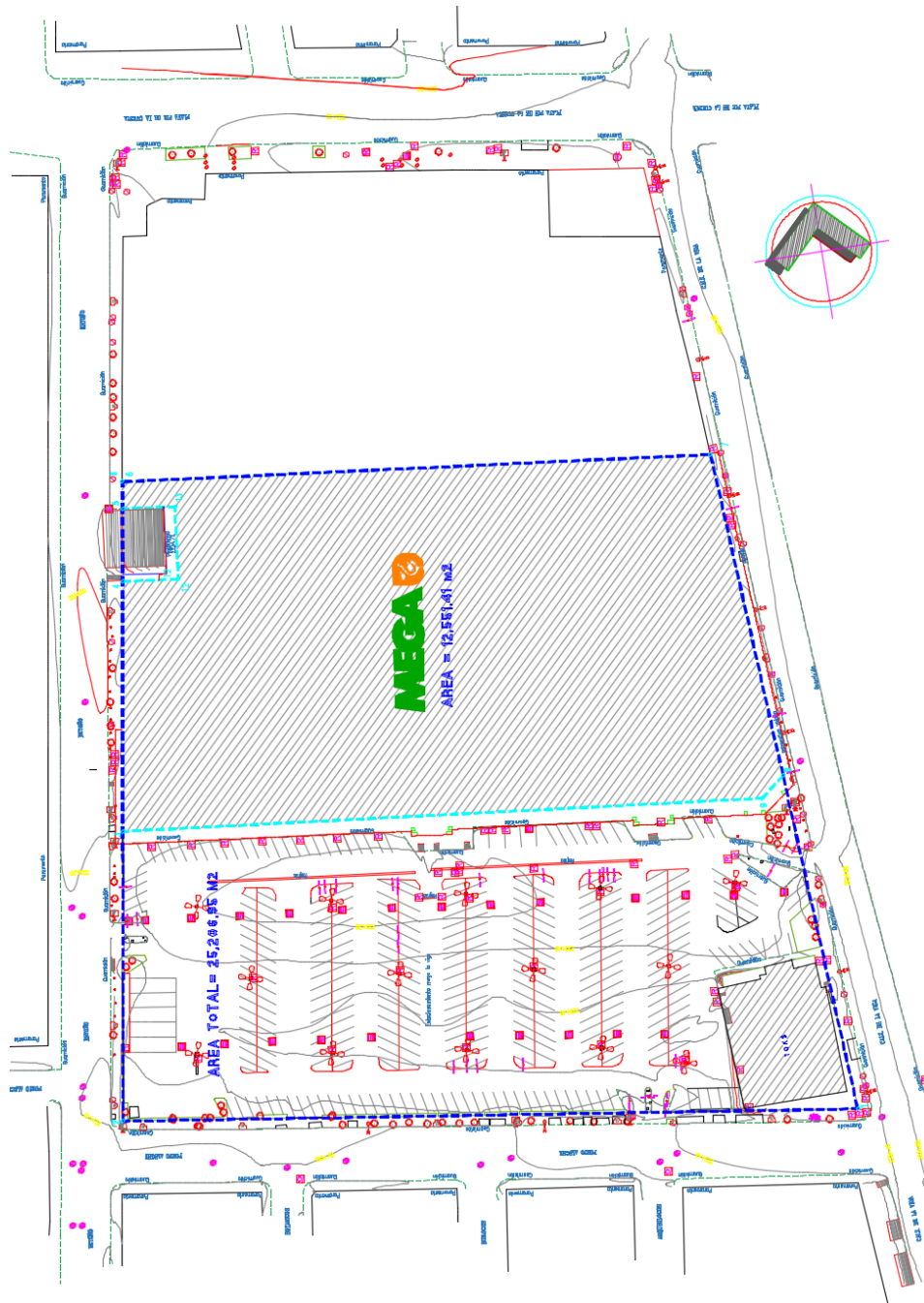


FIGURA 1.5.- TOPOGRAFÍA DEL PREDIO ANALIZADO

II.- ESTUDIOS PRELIMINARES

II.1.- EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO

II.1.1.- Generalidades

La exploración del subsuelo tiene como finalidad averiguar el estado natural de un suelo de cimentación, antes de la asignación a un predio de un tipo determinado de estructura o de un arreglo de ellas.

Debido a lo heterogéneo y complejo del suelo se han ideado pruebas de campo y laboratorio que permiten obtener en forma aproximada valores y propiedades índice y mecánicas de los suelos. Estos datos permiten tener elementos de cálculo para conocer la capacidad de carga del suelo y el asentamiento que se producirá con lo que podrá dictaminarse la recomendación de la cimentación a emplear.

La exploración del suelo en campo puede realizarse de dos maneras:

- 1.- Exploración Directa
- 2.- Exploración Indirecta

En la *Exploración Directa* se obtienen muestras de suelo alteradas o inalteradas de las cuales se llevarán al laboratorio para su ensaye, mientras que en la *Exploración Indirecta* se obtienen las propiedades físicas del suelo a través de la propagación de ondas sísmicas, conducción de corriente eléctrica, propagación de ondas sónicas.

La Exploración Directa se recomienda para estudios del suelo donde se requiere únicamente tener un criterio general del suelo en el que se cimentara, o bien cuando las construcciones sean de importancia, los sondeos a realizar en esta zona no se requieren a profundidades considerables.

Respecto al propósito con el que se toman las muestras, estas se dividen en muestras de inspección y muestras para el laboratorio. De las muestras de inspección sólo se requiere que sean representativas. En cambio, las muestras destinadas a estudios de laboratorio deben llenar una serie de requisitos con respecto al tamaño, método de obtención, embarque, etc.

Tanto las muestras de inspección como las de laboratorio pueden ser *inalteradas*, cuando se toman todas las precauciones para procurar que la muestra esté en las mismas condiciones en que se encuentra en el terreno de donde procede y *alteradas* cuando se modifica básicamente su estructura sin cambios químicos. Las muestras de suelo alteradas pueden ser:

a) Representativas: cuando han modificado su estructura, conservando sus componentes.

b) No representativas: cuando además de haber modificado su estructura, han perdido alguno de sus componentes.

Para nuestro propósito, la Exploración Directa con cualquiera de los métodos expuestos es recomendable, por la rapidez en la obtención de las muestras y que requiere de equipo menos sofisticado, lo cual implica que sea más económico el estudio y se obtienen buenos resultados. Cabe aclarar que cuando el suelo de cimentación sea conflictivo, en el caso de minas u oquedades por ejemplo, no se restringirá el uso de uno o más de los métodos de Exploración Indirectos.

- **Se realizaron cinco sondeos profundos de tipo mixto a profundidades variables entre 35 y 50 m** con maquinaria rotatoria Long Year 34, denominados SM-1 a SM-5, para conocer las condiciones de resistencia y deformabilidad de los depósitos profundos. El sondeo mixto se realizó combinando el muestreo inalterado utilizando el muestreador Shelby, con el muestreo alterado mediante la realización de la prueba de penetración estándar.



FOTOGRAFÍAS 2.1 Y 2.2.- MAQUINARIA UTILIZADA EN EXPLORACIÓN

- **Se realizaron siete pozos a cielo abierto** de forma manual a una profundidad variable entre 1.60 y 2.70 m, denominados PCA-1 a PCA-7.



FOTOGRAFÍA 2.3.- EXCAVACIÓN DE PCA 1



FOTOGRAFÍAS 2.4, 2.5, 2.6 Y 2.7.- MONTAJE DEL EQUIPO PARA REALIZAR LOS SONDEOS MIXTOS



FOTOGRAFÍAS 2.8 2.9, 2.10 Y 2.11.- TRABAJOS DE POZOS A CIELO ABIERTO REALIZADOS

También se dejó un pozo de observación en una de las perforaciones profundas específicamente en el sondeo SM-4, para monitorear el nivel freático y establecer el nivel en el que normalmente se encuentra, y se instaló un tubo de PVC en el sondeo SM-2 hasta los 50 m de profundidad para una prueba de Down Hole. El control y coordinación de la exploración de campo y de los ensayos en el lugar se efectuaron por parte de un ingeniero especialista en geotecnia.

La exploración establecida anteriormente se realizó tomando en cuenta la magnitud del área que se proyecta construir y en función de las experiencias adquiridas en zonas cercanas a la de interés, en las cuales se han manifestado problemas tales como: comportamiento y apariencia de las estructuras ya construidas (como consecuencia de la erraticidad que presentan los depósitos superficiales en sus veinte metros), en cuanto a sus propiedades mecánicas (es decir resistencia y deformabilidad), así como el espesor de capa de suelo vegetal y de los materiales de relleno de mala calidad que existen.

En la figura 2.1 se presenta la ubicación de los pozos a cielo abierto realizados dentro del terreno.

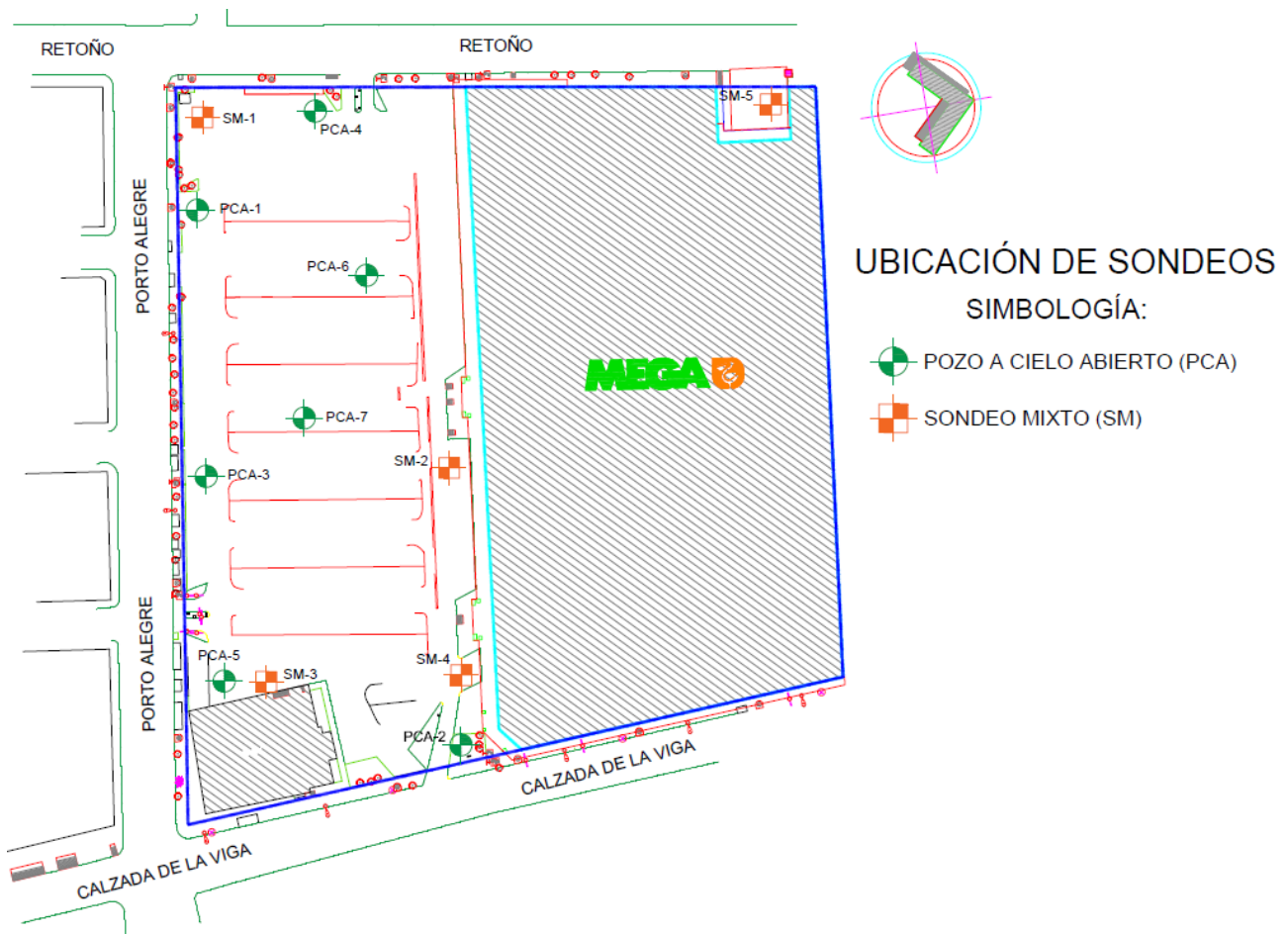


FIGURA 2.1.- UBICACIÓN DE SONDEOS

II.1.2.- Pozos a cielo abierto

Este sondeo es de los comúnmente empleados y recomendados para determinar las propiedades del subsuelo superficial, debido a que las muestras obtenidas son prácticamente inalteradas.

El método queda limitado principalmente al tipo de material y posición del nivel de agua freática, sin embargo el nivel freático no se encontró al nivel de máxima excavación realizada.

El procedimiento consiste en realizar excavaciones a cielo abierto dentro del predio en estudio de aproximadamente 0.8 m x 1.50 m, y profundidad tal que permita determinar las características de los depósitos superficiales (rellenos) y la profundidad a la que se tiene el N.A.F. (Nivel de Agua Freática), que en este caso variable entre 1.45 y 2.40 m a la máxima profundidad explorada.

El pozo debe realizarse con pico y pala, una vez hecha la excavación, en una de las paredes del pozo se va abriendo una ranura vertical de sección uniforme de la cual se obtiene una muestra cúbica de aproximadamente 25 cm. de lado por 20 cm. de profundidad, este trozo de suelo se empaca debidamente y se envía al laboratorio para su estudio. Si se detectan a simple vista varios estratos de suelo, se tomarán muestras de cada uno de ellos de la misma forma.



FOTOGRAFÍA 2.12.- EXCAVACIÓN DE PCA 3

La ubicación y número de pozos a realizar será en función del tamaño del predio, del área que abarque la nueva construcción, del conocimiento previo de las colindancias. Se deberá cuidar que la ubicación de los pozos sea tal que permita la mayor información con el mínimo costo y tiempo dependiendo de las condiciones antes citadas.

Los perfiles de cada uno de los pozos a cielo abierto excavados en el interior del predio, se muestran en las figuras 2.2 a 2.8.

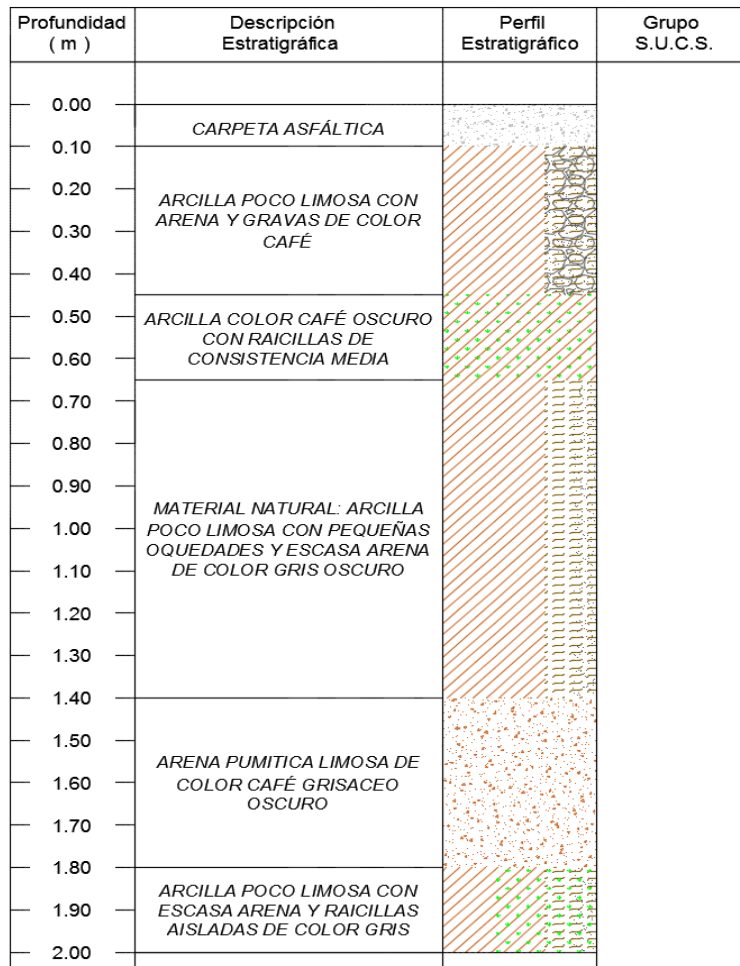


FIGURA 2.2.- PERFIL ESTRATIGRÁFICO PCA-1

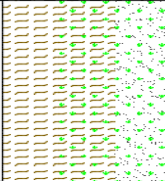
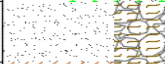
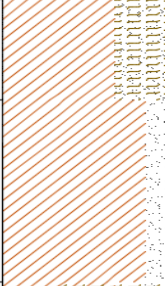
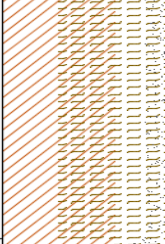
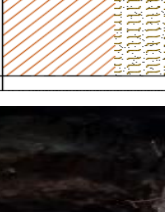

Profundidad (m)	Descripción Estratigráfica	Perfil Estratigráfico	Grupo S.U.C.S.
0.00			
0.10	<i>CAPA VEGETAL: LIMO CON POCA ARENA Y RAICILLAS AISLADAS DE COLOR GRIS OSCURO</i>		
0.20			
0.30			
0.40			
0.50	<i>ARENA POCO LIMOSA Y GRAVILLAS DE COLOR GRIS</i>		
0.60	<i>ARCILLA POCO LIMOSA CON POCA ARENA Y GRAVAS DE COLOR CAFÉ</i>		
0.70			
0.80			
0.90	<i>MATERIAL NATURAL: ARCILLA CON ESCASA ARENA FINA DE COLOR GRIS OSCURO</i>		
1.00			
1.10			
1.20			
1.30	<i>ARCILLA LIMOSA CON ESCASA ARENA Y PEQUEÑAS OQUEDADES DE COLOR GRIS OSCURO</i>		
1.40			
1.50			
1.60			
1.70			
1.80	<i>ARCILLA POCO LIMOSA Y POCA ARENA DE COLOR GRIS OSCURO</i>		
1.90			
2.00			
2.20			



FIGURA 2.3.- PERFIL ESTRATIGRÁFICO PCA-2

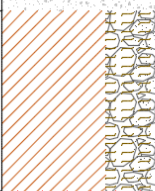
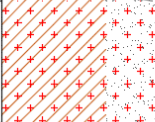
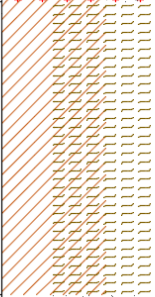

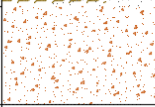
Profundidad (m)	Descripción Estratigráfica	Perfil Estratigráfico	Grupo S.U.C.S.
0.00	CARPETA ASFÁLTICA		
0.10	ARCILLA POCO LIMOSA CON Poca ARENA Y GRAVAS AISLADAS DE COLOR CAFÉ		
0.20			
0.30			
0.40			
0.50	MATERIAL DE RELLENO: ARCILLA CON Poca ARENA Y PEDACERIA AISLADO DE TABIQUE ROJO DE COLOR GRIS OSCURO		
0.60			
0.70	MATERIAL NATURAL: ARCILLA LIMOSA CON PEQUEÑAS OQUEDADES DE COLOR GRIS OSCURO		
0.80			
0.90			
1.00			
1.10			
1.20			
1.30	LIMO ARENOSO CON PEQUEÑAS OQUEDADES DE COLOR GRIS CLARO		
1.40			
1.50	ARENA PUMITICA DE COLOR GRIS CLARO		
1.60			
1.70			



FIGURA 2.4.- PERFIL ESTRATIGRÁFICO PCA-3

Profundidad (m)	Descripción Estratigráfica	Perfil Estratigráfico	Grupo S.U.C.S.
0.00	CARPETA ASFÁLTICA		
0.10	LIMO ARENOSO CON POCA ARCILLA Y GRAVAS AISLADAS DE COLOR CAFÉ		
0.20			
0.30			
0.40			
0.50	MAT. DE RELLENO: ARCILLA POCO LIMOSA CON POCA ARENA Y PEDACERIA AISLADO DE TABIQUE		
0.60			
0.70			
0.80			
0.90			
1.00			
1.10	MATERIAL NATURAL: ARCILLA POCO LIMOSA CON CONCHILLAS Y PEQUEÑAS OQUEADAS DE COLOR GRIS OSCURO		
1.20			
1.30			
1.40			
1.50			
1.60			
1.70			
1.80	LIMO ARENOSO DE COLOR GRIS		
1.90			
2.00			



FIGURA 2.5.- PERFIL ESTRATIGRÁFICO PCA-4

Profundidad (m)	Descripción Estratigráfica	Perfil Estratigráfico	Grupo S.U.C.S.
0.00	CARPETA ASFÁLTICA		
0.10	ARENA LIMOSA CON GRAVAS DE COLOR CAFÉ		
0.20			
0.30			
0.40			
0.50	MATERIAL DE RELLENO: ARCILLA CON POCAS ARENAS, RAICILLAS AISLADAS Y PEDACERÍA DE TABIQUE ROJO DE COLOR GRIS OSCURO		
0.60			
0.70			
0.80			
0.90			
1.00			
1.10			
1.20			
1.30			
1.40			
1.50	MAT. NATURAL: LIMO ARENOSO CON PEQUEÑAS OQUEADAS DE COLOR GRIS		
1.60	ARENA PUMITICA CON POCOS FINOS LIMOSOS DE COLOR GRIS CLARO		
1.70			
1.80			
1.90			
2.00			



FIGURA 2.6.- PERFIL ESTRATIGRÁFICO PCA-5

Profundidad (m)	Descripción Estratigráfica	Perfil Estratigráfico	Grupo S.U.C.S.
0.00	CARPETA ASFÁLTICA		
0.10	ARCILLA CON POCA ARENA DE COLOR CAFÉ		
0.20			
0.30	MAT. DE RELLENO: ARCILLA CON ESCASA ARENA Y PEDACERIA AISLADO DE TABIQUE ROJO DE COLOR GRIS OSCURO		
0.40			
0.50			
0.60			
0.70	MATERIAL NATURAL: ARCILLA POCO LIMOSA CON PEQUEÑAS OQUEDADES DE COLOR GRIS OSCURO		
0.80			
0.90			
1.00			
1.10			
1.20	LIMO ARENOSO CON PEQUEÑAS OQUEDADES DE COLOR CAFÉ OSCURO		
1.30			
1.40			
1.50	ARENA PUMITICA CON ESCASOS FINOS LIMOSOS DE COLOR GRIS		
1.60			
1.70			
1.80			
1.90			



FIGURA 2.7.- PERFIL ESTRATIGRÁFICO PCA-6

Profundidad (m)	Descripción Estratigráfica	Perfil Estratigráfico	Grupo S.U.C.S.
0.00	<i>CARPETA ASFÁLTICA</i>		
0.10	<i>ARCILLA POCO LIMOSA CON Poca ARENA Y GRAVAS AISLADAS DE COLOR CAFÉ</i>		
0.20			
0.30			
0.40	<i>MATERIAL NATURAL: ARCILLA POCO LIMOSA CON PEQUEÑAS OQUEDADES DE COLOR GRIS OSCURO</i>		
0.50			
0.60			
0.70			
0.80	<i>ARCILLA LIMOSA CON ESCASA ARENA Y PEQUEÑAS OQUEDAES DE COLOR GRIS OSCURO</i>		
0.90			
1.00			
1.10			
1.20			
1.30			
1.40	<i>LIMO ARENOSO DE COLOR GRIS OSCURO</i>		
1.50			
1.60			



FIGURA 2.8.- PERFIL ESTRATIGRÁFICO PCA-7

La zonificación de los rellenos existentes, y los materiales redepositados localizados en los pozos a cielo abierto excavados se muestran en la figura 2.9.

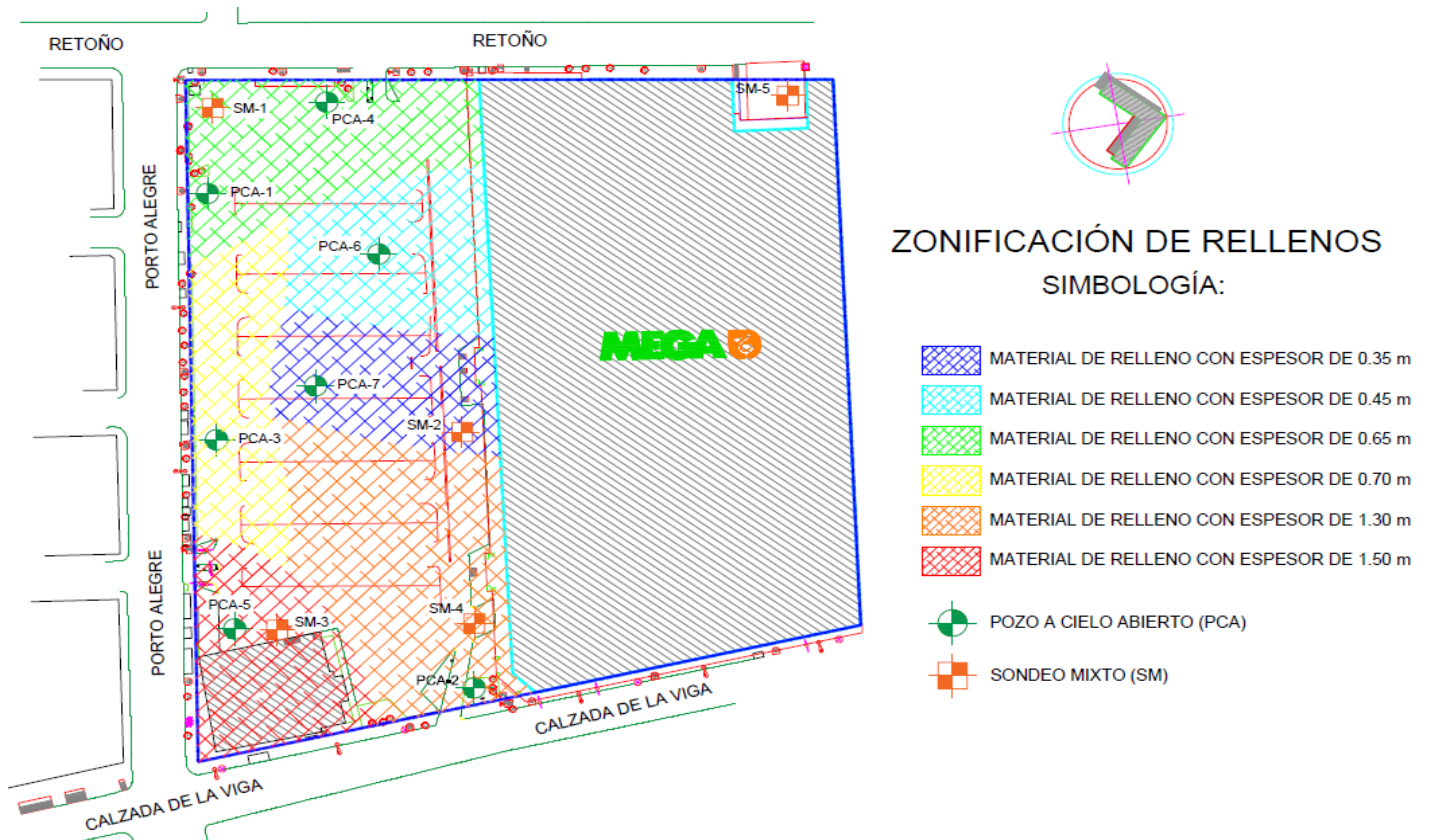


FIGURA 2.9.- ZONIFICACIÓN DE RELLENOS

II.1.3.- Sondeos con equipo mecánico

Como parte fundamental del Estudio geotécnico, se realizaron **cinco Sondeos profundos de tipo Mixto a profundidades variables entre 35 y 50 m** con maquinaria rotatoria Long Year 34, denominados SM-1 al SM-5, para conocer las condiciones de resistencia y deformabilidad de los depósitos profundos.

Como se mencionó anteriormente, los pozos a cielo abierto permiten la inspección directa del suelo en estudio, pero únicamente de los materiales superficiales, pero esta misma no se puede llevar a más profundidad por los problemas de control de taludes y filtración del agua freática, por lo que en este caso se requirió efectuar **Sondeos profundos de tipo Mixto**, y determinar la estratigrafía del subsuelo en forma completa obteniendo datos más confiables, que serán de gran ayuda en el cálculo de asentamientos y capacidad de carga. Los sondeos profundos realizados se efectuaron a 35 y 50 m de profundidad; con la descripción que se presenta más adelante.

II.1.3.1.- Método de penetración estándar

Con este método se obtienen principalmente muestras alteradas de suelo, la importancia y utilidad mayores de la prueba de penetración estándar radican en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos, sobre todo en arenas, que permiten relacionar aproximadamente la compacidad, el ángulo de fricción interna (ϕ) en arenas y el valor de la resistencia a la compresión simple (q_u) en arcillas.



FOTOGRAFÍA 2.13.- MUESTREADOR DE MEDIA CAÑA EMPLEADO

La prueba se realiza dejando caer un martillo que pesa 63.5 Kg. sobre la barra de perforación, desde una altura de 76 cm. El número de golpes N necesarios para producir una penetración de 30 cm. se considera la resistencia a la penetración.

Para considerar la falta de apoyo, los golpes de los primeros 15 cm. de penetración no se toman en cuenta; los necesarios para aumentar la penetración de 15 a 45 cm. constituyen el valor de N .

En el caso de las arenas, los valores obtenidos de N son bastante seguros como para usarlos en el proyecto de las cimentaciones, en el caso de las arcillas plásticas, los valores de N deben tomarse con criterio pues no son tan dignos de crédito.

A continuación se presenta dos tablas, que correlaciona el número de golpes con la compacidad relativa, en el caso de las arenas, y la consistencia, en el caso de las arcillas, según Terzaghi y Peck(1955).

ARENAS (BASTANTE SEGURAS)	
No. DE GOLPES POR 30 CM. N	COMPACIDAD RELATIVA
0 - 4	MUY SUELTA
5 - 10	SUELTA
11 - 30	MEDIA
31 - 50	COMPACTA
MAS DE 50	MUY COMPACTA

ARCILLAS (RELATIVAMENTE INSEGURA)	
No. DE GOLPES POR 30 CM. N	CONSISTENCIA
MENOS DE 2	MUY BLANDA
2 - 4	BLANDA
5 - 8	MEDIA
9 - 15	FIRME
15 - 30	MUY FIRME
MAS DE 30	DURA

Tablas a y b.- Correlación entre la resistencia a la penetración y las propiedades de los suelos a partir de la prueba de penetración estándar.

II.1.3.2.- Muestreo con tubo de pared delgada

Con este método se obtienen muestras inalteradas del suelo, aunque en Mecánica de Suelos se habla de muestras "*inalteradas*" se debe entender en realidad un tipo de muestra obtenida con cierto procedimiento que trata de hacer mínimos los cambios en las condiciones de la muestra "*in situ*", sin interpretar la palabra en su sentido literal.

La aclaración anterior se debe a que la muestra obtenida con esta herramienta alterará inevitablemente las condiciones de esfuerzo que está tiene con relación al material que la rodea. Sin embargo con este procedimiento, y gracias a una corrección que se hace en el desarrollo de los cálculos, los datos que se obtienen son de gran confiabilidad.



FOTOGRAFÍA 2.14.- MUESTREADOR DE PARED DELGADA O TUBO SHELBY

El procedimiento consiste en hincar el tubo de pared delgada en el suelo aplicándole una presión constante, y para alcanzar un grado de alteración mínimo nunca deberá hincarse a golpes o con cualquier método dinámico.

En suelos muy blandos y con alto contenido de agua, estos tubos no logran extraer la muestra, esto se evita hincando lentamente el tubo y una vez lleno se deja en reposo cierto tiempo antes de extraerlo.

Para el caso de arenas, en especial las situadas abajo del N.A.F., se tiene una mayor dificultad para obtener la muestra, por lo que se recomienda no utilizar este método, sino de preferencia el de penetración estándar.

El sondeo mixto se realizó combinando el muestreo inalterado utilizando el muestreador Shelby, con el muestreo alterado mediante la realización de la prueba de penetración estándar.

El muestreador tipo Shelby es un tubo de acero de pared delgada, de 10 cm de diámetro y un metro de longitud, con el extremo inferior afilado, y unido por el superior a un cabezal con una válvula que permite el alivio de presión durante el hincado y que se cierra durante la extracción; se hincan a presión 80 cm, con velocidad constante, dejando una longitud de 20 cm donde se alojan los azolves que pudieran tenerse en el fondo de la perforación.

De la tabla 2.1.1 a la 2.5.3 se presenta el registro de campo de los sondeos profundos de tipo mixto denominados SM-1, SM-2, SM-3, SM-4 y SM-5, y de las figuras 2.10 a la 2.14, se presentan en forma gráfica los perfiles de los sondeos SM-1 al SM-5 con las pruebas de laboratorio correspondientes.

REGISTRO DE EXPLORACIÓN

PROYECTO:	CALZADA DE LA VIGA COMERCIAL MEXICO	HOJA 1
UBICACIÓN:	CALAZADA DE LA VIGA	
SONDEO:	SM-1	
N.A.F.:	1.65 (28-6-17) 1.65 (29-6-17) Y 1.75 (30-6-17)	
PREFORADORA:	LONG YEAR 34	
BOMBA:	M OYNO 3L6	
FECHA DE INICIO:	27-jun-17	
FECHA DE TERMINACION:	1-jul-17	

Numero Muestra	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD	Muestreo	Descripción								
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)	(%)	Avance									
	0.00	0.10		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica								
1	0.10	0.70	16	43	20	33			TP	Material de relleno								
2	0.70	1.30	8	33	20	44			TP	Arcilla color café oscuro								
3	1.30	1.90	2	3	1	60			TP	P/S arena fina P/I arcilla color gris verdoso								
4	1.90	2.50	PH	2	1	10			TP	Arena fina color café oscuro								
5	2.50	3.10	1	3	2	51			TP	Arcilla color gris verdoso								
6	3.10	3.70	3	9	6	34			TP	P/S arena fina P/I arcilla color gris verdoso								
7	3.70	4.30	1	1	1	60			TP	Arcilla color gris verdoso								
8	4.30	5.20	SHELBY	A	PRESION	70			TSH	Arcilla color gris verdoso								
9	5.20	5.80	PH	1	1	48			TP	Arcila con varios tonos								
10	5.80	6.40	5	2	1	30			TP	P/S arcilla con varios tonos P/I arena fina color negruzco								
11	6.40	7.00	3	2	1	43			TP	P/S arcilla colos café claro P/I arena fina color negruzco								
12	7.00	7.60	2	3	1	9			TP	Arcilla con varios tonos								
13	7.60	8.20	PH	PH	PH	33			TP	Arcilla con varios tonos								
14	8.20	9.10	SHELBY	A	PRESION	80			TSH	Arcilla con varios tonos ambos lados								
15	9.10	9.70	3	8	5	60			TP	P/S arena fina color negruzco P/I arcilla con varios tonos								
SR	9.70	10.30	3	5	3	SR			TP	Sin Recuperacion de Muestra								
16	10.30	10.90	5	5	6	42			TP	Arcilla color gris verdoos								
17	10.90	11.50	2	3	PH	56			TP	Arcila con varios tonos								
18	11.50	12.10	PH	PH	PH	60			TP	Arcilla color gris verdoso								
19	12.10	13.00	SHELBY	A	PRESION	70			TSH	Arcilla color gris verdoso ambos lados								
SR	13.00	13.60	PH	PH	PH	SR			TP	Sin Recuperacion de Muestra								
20	13.60	14.20	4	5	3	60			TP	Arcilla con varios tonos								
21	14.20	14.80	1	3	2	60			TP	Arcilla color gris verdoso								
22	14.80	15.40	2	11	14	60			TP	Arcilla con varios tonos								
23	15.40	16.00	11	21	11	26			TP	Arcilla color gris verdoso								
24	16.00	16.60	12	7	9	12			TP	Arcilla color gris verdoso								
25	16.60	17.20	3	6	4	9			TP	Arcila color gris verdoso con grumos del mismo material								
SM	17.20	17.80	3	5	2	SR			TP	Sin Recuperacion de Muestra								
26	17.80	18.40	15	18	4	36			TP	Arcilla arenosa color gris verdosa								
27	18.40	19.00	18	21	12	12			TP	Arcilla color gros verdosa								
28	19.00	19.60	6	10	6	27			TP	Arcilla arenosa color gris verdosa								
29	19.60	20.20	6	5	2	28			TP	Arcilla arenosa color gris verdosa								
30	20.20	21.10	SHELBY A	PRESION Y	ROTACION	84			TSH	Arcilla con gravas empacadas color gris verdoso ambos lados								
<table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 15%; font-size: small;">SM= SIN MUESTRA</td> <td style="width: 55%;">OBSERVACION: SE UTILIZO 5,500 LTS DE AGUA APROX ACARREADA EN CAMIONETA</td> <td style="width: 30%; font-size: small;">Operador: EDUARDO RODRIGUEZ</td> </tr> <tr> <td style="font-size: small;">SR= SIN RECUP. DE MUESTRA</td> <td>PERDIDA DE AGUA EN UN 85% DESDE LOS 12.10 MTS</td> <td style="font-size: small;">Supervisor: ING RENE OVANDO</td> </tr> <tr> <td style="font-size: small;">TSH= TUBO SHELBY</td> <td>NAF 1.65MTS (28/06/17) 1.65MTS (29/06/17) 1.75MTS (30/06/17)</td> <td></td> </tr> </table>										SM= SIN MUESTRA	OBSERVACION: SE UTILIZO 5,500 LTS DE AGUA APROX ACARREADA EN CAMIONETA	Operador: EDUARDO RODRIGUEZ	SR= SIN RECUP. DE MUESTRA	PERDIDA DE AGUA EN UN 85% DESDE LOS 12.10 MTS	Supervisor: ING RENE OVANDO	TSH= TUBO SHELBY	NAF 1.65MTS (28/06/17) 1.65MTS (29/06/17) 1.75MTS (30/06/17)	
SM= SIN MUESTRA	OBSERVACION: SE UTILIZO 5,500 LTS DE AGUA APROX ACARREADA EN CAMIONETA	Operador: EDUARDO RODRIGUEZ																
SR= SIN RECUP. DE MUESTRA	PERDIDA DE AGUA EN UN 85% DESDE LOS 12.10 MTS	Supervisor: ING RENE OVANDO																
TSH= TUBO SHELBY	NAF 1.65MTS (28/06/17) 1.65MTS (29/06/17) 1.75MTS (30/06/17)																	

TABLA 2.1.1.- REGISTRO DE CAMPO SM-1 (1ra parte)

REGISTRO DE EXPLORACIÓN

PROYECTO:	CALZADA DE LA VIGA COMERCIAL MEXICO	HOJA 2
UBICACIÓN:	CALAZADA DE LA VIGA	
SONDEO:	SM-1	
N.A.F.:	PREFORADORA: LONG YEAR 34 FECHA DE INICIO: 27-jun-17	BOMBA: M OYNO 3L6 FECHA DE TERMINACION: 1-jul-17

Numero Muestra	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD	Muestreo	Descripción
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)	(%)	Avance	
31	21.10	21.70	6	7	7	49			TP	P/S arcilla poco arenosa P/I ceniza volcanica
32	21.70	22.30	3	8	6	60			TP	Arcilla poco arenosa color gris verdosa
33	22.30	22.90	4	11	8	39			TP	Arcilla con varios tonos
34	22.90	23.50	1	4	3	60			TP	Arcilla plastica con varios tonos
35	23.50	24.10	13	18	8	45			TP	Arcilla plastica con varios tonos
36	24.10	25.00	SHELBY A	PRESION Y	ROTACION	70			TSH	P/S arcilla color gris verdosa P/I ceniza volcanica
37	25.00	25.60	9	23	12	60			TP	Arcilla poco arenosa varios tonos
38	25.60	26.20	4	20	12	60			TP	Arcilla poco arenosa varios tonos
39	26.20	26.80	3	8	5	4			TP	Arcilla poco arenosa varios tonos
40	26.80	27.40	7	13	10	55			TP	Arcilla color gris verdosa
41	27.40	28.00	3	10	5	40			TP	Arcilla poco arenosa con varios tonos
42	28.00	28.60	3	12	6	60			TP	Arcilla poco arenosa con varios tonos
43	28.60	29.20	5	14	9	60			TP	Arcilla color gris verdoso
44	29.20	30.10	SHELBY A	PRESION Y	ROTACION	50			TSH	Arcilla con varios tonos ambos lados
45	30.10	30.70	5	28	11	42			TP	Arcilla poco arenosa color gris verdosa
46	30.70	31.30	6	25	10	46			TP	Arcilla poco arenosa con varios tonos
47	31.30	31.71	29	50/26		36			TP	P/S arcilla con varios tonos P/I arena fina color gris verdosa
	31.71	31.90		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
48	31.90	32.43	11	46	50/8	40			TP	Arena limosa color gris verdosa
	32.43	32.50		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
49	32.50	32.71	41	50/6		15			TP	Arena limosa color gris verdosa
	32.71	33.10		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
50	33.10	33.20	50/10			10			TP	Arena limosa color gris verdosa
	33.20	33.70		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
51	33.70	33.76	50/6			6			TP	Arena limosa color gris verdosa
	33.76	34.30		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
52	34.30	34.90	6	18	12	60			TP	P/S arcilla color gris verdosa P/I ceniza volcanica
53	34.90	34.95	50/5			5			TP	Ceniza volcanica
	34.95	35.50		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
54	35.50	35.53	50/3			3			TP	Ceniza volcanica
	35.53	36.10		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
55	36.10	36.15	50/5			5			TP	Ceniza volcanica
	36.15	36.70		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
56	36.70	36.95	40	50/10		25			TP	Arcilla color gris verdoso P/I arena fina

SM= SIN MUESTRA	OBSERVACION: SE UTILIZO 5,500 LTS DE AGUA APROX ACARREADA EN CAMIONETA	Operador	EDUARDO RODRIGUEZ
SR= SIN RECLIP. DE MUESTRA	PERDIDA DE AGUA EN UN 85% DESDE LOS 12.10 MTS	Supervisor:	ING RENE OVANDO
TSH= TUBO SHELBY	NAF 1.65MTS (28/06/17) 1.65MTS (29/06/17) 1.75MTS (30/06/17)		

TABLA 2.1.2.- REGISTRO DE CAMPO SM-1 (2da parte)

REGISTRO DE EXPLORACION

PROYECTO:	CALZADA DE LA VIGA COMERCIAL MEXICANA	HOJA 1
UBICACIÓN:	CALZADA DE LA VIGA, CDMX	
SONDEO:	SM-2	
N.A.F.:	1.48 MTS (14-7-17)	
PREFORADORA:	LONG YEAR 34	
FECHA DE INICIO:	11-jul-17	
BOMBA:	M OYNO 3L6	
FECHA DE TERMINACION:	14-jul-17	

TABLA 2.2.1.- REGISTRO DE CAMPO SM-2 (1ra parte)

Numero Muestra	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD	Muestreo	Descripción
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)	(%)	Avance	
	0.00	0.10		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
1	0.10	0.70	2	12	9	44			TP	Arcilla con gravas empacadas color café obscuro
2	0.70	1.30	4	10	6	39			TP	Arcilla color café obscuro
3	1.30	1.90	10	17	9	26			TP	P/S arena fina color gris claro P/I arcilla color gris verdoso
4	1.90	2.50	3	7	3	43			TP	P/S arcilla con grumos del mismo material color gris verdoso
5	2.50	3.10	3	8	7	15			TP	Arcilla con grumos del mismo material color gris verdoso
6	3.10	3.70	1	4	3	53			TP	P/S arcilla con grumos del mismo material color gris verdoso P/I arcilla poco arenosa gris verdoso
7	3.70	4.30	3	14	6	16			TP	Arena fina color gris obscuro poco arcilloso
8	4.30	4.90	4	8	5	21			TP	Arcilla poco arenosa color gris verdoso
9	4.90	5.50	PH	1	PH	41			TP	Arcilla con varios tonos
10	5.50	6.10	2	4	3	33			TP	Arcilla con varios tonos
11	6.10	6.70	1	5	9	31			TP	P/S arcilla con varios tonos P/I arena fina color negruzco
SR	6.70	7.30	1	PH	4	SR			TP	Sin Recuperacion de Muestra
12	7.30	8.20	SHELBY	A	PRESION	27			TSH	P/S arcilla color gris verdosa P/I arena fina color negruzco
13	8.20	8.80	PH	PH	PH	5			TP	Arena fina color café obscuro
SR	8.80	9.40	PH	PH	PH	SR			TP	Sin Recuperacion de Muestra
14	9.40	10.30	SHELBY	A	PRESION	63			TSH	Arcilla color gris verdoso ambos lados
15	10.30	10.90	PH	5	3	43			TP	Arcilla con varios tonos
16	10.90	11.50	1	PH	1	13			TP	Arcilla color gris verdoso
17	11.50	12.10	1	3	1	44			TP	Arcilla poco arenosa con varios tonos
18	12.10	12.70	PH	PH	PH	26			TP	Arcilla color gris verdoso
19	12.70	13.30	PH	PH	PH	60			TP	Arcilla color gris verdoso
20	13.30	14.20	SHELBY	A	PRESION	46			TSH	Arcilla color gris verdoso ambos lados
21	14.20	14.80	PH	PH	2	24			TP	Arcilla color gris verdoso
22	14.80	15.40	PH	PH	PH	20			TP	Arcilla con varios tonos
23	15.40	16.00	1	3	PH	30			TP	Arcilla con varios tonos
24	16.00	16.60	PH	3	1	31			TP	Arcilla color gris verdoso
25	16.60	17.20	PH	PH	PH	25			TP	Arcilla color gris verdoso
26	17.20	18.10	SHELBY	A	PRESION	54			TSH	Arcilla con varios tonos poco arenosa
27	18.10	18.70	7	18	7	60			TP	Arcilla color gris verdosa
28	18.70	19.30	2	7	4	24			TP	Arcilla color gris verdosa
29	19.30	19.90	5	7	4	54			TP	Arcilla con varios tonos
30	19.90	20.50	18	17	12	24			TP	Arcilla color gris verdosa
31	20.50	21.10	12	20	15	20			TP	Arcilla color gris verdosa
SM= SIN MUESTRA SR= SIN RECUP. DE MUESTRA TSH= TUBO SHELBY	OBSERVACION: SE UTILIZO 5600 LTS DE AGUA PROX PERDIDA DE AGUA EN UNA 40% DESDE LOS 19.00 MTS SE COLOCO TUBERIA HIDRAULICA DE 3" DE DIAMETRO A 51.50.00 MTRS. PARA PRUEBA DOWN HOLE								Operador: EDUARDO RODRIGUEZ Supervisor: ING RENE OVANDO	

REGISTRO DE EXPLORACION

PROYECTO:	CALZADA DE LA VIGA COMERCIAL MEXICANA	HOJA 2
UBICACIÓN:	CALZADA DE LA VIGA, CDMX	
SONDEO:	SM-2	
N.A.F.:	1.48 MTS (14-7-17)	
PREFORADORA:	LONG YEAR 34	
FECHA DE INICIO:	11-jul-17	
BOMBA:	M OYNO 3L6	
FECHA DE TERMINACION:	14-jul-17	

Numero Muestra	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD	Muestreo	Descripción
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)	(%)	Avance	
32	21.10	21.70	8	15	10	30			TP	Arcilla color gris verdoso
33	21.70	22.30	9	18	12	34			TP	Arcilla con varios tonos
34	22.30	22.90	3	18	11	24			TP	P/S arcilla poco arenosa color gris verdosa P/l ceniza volcanica color gris blanquizzo
35	22.90	23.50	5	10	5	60			TP	Arcilla color gris verdosa
36	23.50	24.10	5	10	8	50			TP	Arcilla color gris verdosa
37	24.10	24.70	PH	2	1	40			TP	Arcilla color gris verdosa poco arenosa
38	24.70	25.30	2	3	2	19			TP	Arcilla poco arenosa con varios tonos
39	25.30	25.90	4	8	6	60			TP	P/S arcilla poco arenosa color gris verdosa P/l ceniza volcanca
40	25.90	26.50	10	11	5	32			TP	P/S arcilla con varios tonos P/l arena fina color gris obscuro
41	26.50	27.10	4	15	8	60			TP	Arcilla poco arenosa color gris verdosa
42	27.10	28.00	SHELBY A	PRESION Y	ROTACION	90			TSH	Arcilla color gris verdosa ambos lados
43	28.00	28.60	1	2	PH	30			TP	Arcilla color gris verdosa
44	28.60	29.20	9	18	10	34			TP	Arcilla color gris verdosa
45	29.20	29.80	4	7	5	25			TP	P/S arcilla color gris verdoso P/l ceniza volcanico color gris claro
46	29.80	30.40	10	12	8	21			TP	Arcilla color gris verdosa
47	30.40	31.00	9	13	5	35			TP	Arcilla color gris verdosa
48	31.00	31.60	2	11	9	60			TP	Arcilla color gris verdosa
49	31.60	32.04	9	50/29		33			TP	P/S arcilla poco arenosa con varios tonos P/l arena fina color gris obscuro
	32.04	32.20		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
50	32.20	32.33	50/13			13			TP	P/S arcilla poco arenosa con varios tonos P/l arena fina color gris obscuro
	32.33	32.80		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
51	32.80	32.88	50/8			8			TP	Arena fina color gris obscuro
	32.88	33.40		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
52	33.40	33.65	44	50/10		20			TP	Arena fina color gris obscuro
	33.65	34.00		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
53	34.00	34.15	50/15			15			TP	Arena limosa con grumos del mismo material color gris claro
	34.15	34.60		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
54	34.60	34.68	50/8			8			TP	Arena limosa color gris obscuro
	34.68	35.20		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
55	35.20	35.30	50/10			10			TP	Arena limosa color gris obscuro
	35.30	35.80		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
56	35.80	36.01	44	50/6		18			TP	Limo poco arcilloso color gris verdoso
	36.01	36.40		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
57	36.40	36.51	50/11			11			TP	Ceniza volcanica color gris blanquizzo

SM- SIN MUESTRA	OBSERVACION: SE UTILIZO 5600 LTS DE AGUA PROX PERDIDA DE AGUA EN UNA 40% DESDE LOS 19.00 MTS SE COLOCO TUBERIA HIDRAULICA DE 3" DE DIAMETRO A 51.50.00 MTRS. PARA PRUEBA DOWN HOLE	Operador: EDUARDO RODRIGUEZ Supervisor: ING RENE OVANDO
SR- SIN RECUP. DE MUESTRA		
TSH- TUBO SHELBY		

TABLA 2.2.2.- REGISTRO DE CAMPO SM-2 (2da parte)

REGISTRO DE EXPLORACION

PROYECTO:	CALZADA DE LA VIGA COMERCIAL MEXICANA	HOJA 3
UBICACIÓN:	CALZADA DE LA VIGA, CDMX	
SONDEO:	SM-2	
N.A.F.:	1.48 MTS (14-7-17)	
PREFORADORA:	LONG YEAR 34	
FECHA DE INICIO:	11-jul-17	
BOMBA:	M OYNO 3L6	
FECHA DE TERMINACION:	14-jul-17	

TABLA 2.2.3.- REGISTRO DE CAMPO SM-2 (3er parte)

Numero Muestra	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD	Muestreo	Descripción
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)	(%)	Avance	
	36.51	37.00		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
58	37.00	37.04	50/4			4			TP	Ceniza volcanica color gris blanquizca
	37.04	37.60		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
59	37.60	37.66	50/6			6			TP	Ceniza volcanica color gris blanquizca
	37.66	38.20		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
60	38.20	38.35	50/15			15			TP	Arena fina color gris obscuro
	38.35	38.80		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
61	38.80	38.89	50/9			9			TP	Arena fina color gris obscuro
	38.89	39.40		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
62	39.40	39.52	50/12			12			TP	Arena fina color gris obscuro
	39.52	40.00		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
63	40.00	40.10	50/10			10			TP	Arena fina color gris claro
	40.10	40.60		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
64	40.60	40.70	50/10			7			TP	Arena fina color negruzca
	40.70	41.20		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
65	41.20	41.31	50/11			5			TP	Arena fina color negruzca
	41.31	41.80		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
66	41.80	41.90	50/10			10			TP	Limo arenoso color gris verdoso
	41.90	42.40		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
67	42.40	42.47	50/7			7			TP	Limo arenoso color gris claro
	42.47	43.00		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
68	43.00	43.05	50/5			5			TP	Limo arenoso color gris claro
	43.05	43.60		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
69	43.60	43.67	50/7			7			TP	Limo arenoso color gris claro
	43.67	44.20		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
70	44.20	44.35	50/15			12			TP	Limo poco arenoso color café claro
	44.35	44.80		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
71	44.80	44.99	45	50/4		15			TP	Limo poco arenoso color café claro
	44.99	45.40		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
72	45.40	45.51	50/11			11			TP	Limo poco arenoso color café claro
	45.51	46.00		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
73	46.00	46.13	50/13			13			TP	Limo poco arenoso color café claro
	46.13	46.60		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
74	46.60	46.67	50/7			7			TP	Limo poco arenoso color café claro

SM= SIN MUESTRA
SR= SIN RECUP. DE MUESTRA
TSH= TUBO SHELBY

OBSERVACION: **SE UTILIZO 5600 LTS DE AGUA PROX PERDIDA DE AGUA EN UNA 40% DESDE LOS 19.00 MTS SE COLOCO TUBERIA HIDRAULICA DE 3" DE DIAMETRO A 51.50.00 MTRS. PARA PRUEBA DOWN HOLE**

Operador: EDUARDO RODRIGUEZ
Supervisor: ING RENE OVANDO

REGISTRO DE EXPLORACION

PROYECTO:	CALZADA LA VIGA COMERCIAL MEXICANA	HOJA 1
UBICACIÓN:	CALZADA DE LA VIGA CDMX	
SONDEO:	SM-3	
N.A.F.:	1.40 MTS (8-JUL-17)	
PREFORADORA:	LONG YEAR 34	BOMBA: M OYNO 3L6
FECHA DE INICIO:	7-jul-17	FECHA DE TERMINACION:
		8-jul-17

Numero Muestra	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD	Muestreo	Descripción
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)	(%)	Avance	
	0.00	0.10		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
1	0.10	0.70	13	21	6	44			TP	Arcilla con varios tonos con gravas empacadas
2	0.70	1.30	6	16	5	17			TP	Arena fina con varios tonos
3	1.30	1.90	5	14	7	43			TP	Arcilla color café oscuro
4	1.90	2.50	3	9	4	60			TP	P/S arena media arcillosa P/I arena fina color gris claro
5	2.50	3.10	3	10	8	60			TP	P/S arcilla color gris verdosa P/I arena fina con un lente de arena media
6	3.10	4.00	SHELBY	A	PRESION	53			TSH	P/S arcilla poco arenosa color gris verdosa P/I arcilla con grumos del mismo material
7	4.00	4.60	PH	2	1	24			TP	Arcilla poco arenosa color gris verdosa
8	4.60	5.20	1	2	1	18			TP	P/S arcilla con varios tonos P/I arena fina color gris claro
SM	5.20	5.80	PH	PH	PH	SR			TP	Sin Recuperacion de Muestra
9	5.80	6.40	PH	PH	PH	60			TP	Arcilla con varios tonos
10	6.40	7.30	SHELBY A	PRESION Y	ROTACION	85			TSH	P/S arcilla con varios tonos P/I arena fina color negruzca
11	7.30	7.90	PH	PH	PH	34			TP	Arcilla con varios tonos
12	7.90	8.50	1	2	1	52			TP	Arcilla con varios tonos
13	8.50	9.10	PH	1	1	34			TP	Arcilla con varios tonos
14	9.10	9.70	PH	PH	PH	60			TP	Arcilla poco arenosa con varios tonos
15	9.70	10.30	PH	PH	PH	41			TP	Arcilla con varios tonos
16	10.30	10.90	PH	PH	PH	60			TP	Arcilla con varios tonos
17	10.90	11.50	3	4	1	60			TP	Arcilla con varios tonos
18	11.50	12.10	PH	PH	PH	51			TP	P/S arcilla varios tonos P/I arcilla con grumos del mismo material
19	12.10	12.70	PH	PH	PH	60			TP	Arcilla color gris verdoso
SM	12.70	13.30	PH	PH	PH	SR			TP	Sin Recuperacion de Muestra
20	13.30	13.90	PH	PH	PH	60			TP	Arcilla con varios tonos
21	13.90	14.50	PH	PH	PH	60			TP	Arcilla poco arenosa color gris verdosa
22	14.50	15.10	PH	PH	PH	60			TP	Arcilla con varios tonos
23	15.10	15.70	PH	PH	PH	60			TP	Arcilla con varios tonos
24	15.70	16.30	PH	1	1	60			TP	Arcilla con varios tonos
25	16.30	17.20	SHELBY A	PRESION Y	ROTACION	90			TSH	Arcilla con varios tonos ambos lados
26	17.20	17.80	4	14	7	48			TP	Arcilla color gris verdosa
27	17.80	18.40	1	4	3	33			TP	Arcilla color gris verdosa
28	18.40	19.00	PH	PH	PH	54			TP	Arcilla con varios tonos
29	19.00	19.90	SHELBY A	PRESION Y	ROTACION	70			TSH	Arcilla con varios tonos ambos lados
30	19.90	20.50	3	5	2	58			TP	Arcilla color gris verdosa
31	20.50	21.10	2	4	5	60			TP	Arcilla color gris verdosa

SM- SIN MUESTRA	OBSERVACION: SE UTILIZO 3500 LTS DE AGUA APROX PERDIDA DE AGUA EN UN 70% DESDE LOS 16.50 MTS	Operador: EDUARDO RODRIGUEZ
SR- SIN RECUP. DE MUESTRA		Supervisor: HECTOR GOMEZ
TSH- TUBO SHELBY		

TABLA 2.3.1.- REGISTRO DE CAMPO SM-3 (1ra parte)

REGISTRO DE EXPLORACION

PROYECTO:	CALZADA DE LA VIGA COMERCIAL MEXICANA	HOJA 1
UBICACIÓN:	CALZADA DE LA VIGA , CDMX	
SONDEO:	SM-4	
N.A.F.:	1.50 M (4-JUL) 1.40 M. (5-JUL) Y 2.40 M.(6-JUL)	
PREFORADORA:	LONG YEAR 34	BOMBA: M OYNO 3L6
FECHA DE INICIO:	3-jul-17	FECHA DE TERMINACION:
		6-jul-17

TABLA 2.4.1.- REGISTRO DE CAMPO SM-4 (1ra parte)

Numero Muestra	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD	Muestreo	Descripción
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)	(%)	Avance	
	0.00	0.10		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica (Capa de asfalto)
1	0.10	0.70	5	11	10	40			TP	Arcilla con varios tonos
2	0.70	1.30	4	12	6	33			TP	Arcilla color café oscuro
3	1.30	1.90	3	9	3	28			TP	Arcilla arenosa con varios tonos
SM	1.90	2.50	1	3	2	SR			TP	Sin Recuperacion de Muestra
4	2.50	3.10	1	3	1	39			TP	Arcilla con varios tonos
5	3.10	3.70	2	12	4	60			TP	Arcilla color gris verdosa
6	3.70	4.30	3	4	2	40			TP	Arcilla color gris verdosa
7	4.30	4.90	3	5	2	49			TP	Arcilla poco arenosa con varios tonos
8	4.90	5.80	SHELBY	A	PRESION	45			THS	P/S arena fina color gris claro P/I arcilla con varios tonos
9	5.80	6.40	1	2	2	36			TP	Arcilla con varios tonos
10	6.40	7.00	2	29	3	42			TP	P/S arena fina color gris verdosa P/I arena fina color café oscuro
11	7.00	7.60	1	2	1	55			TP	Arcilla con varios tonos
12	7.60	8.20	2	3	4	33			TP	Arcilla con varios tonos
13	8.20	8.80	1	2	2	17			TP	Arcilla color gris verdosa
14	8.80	9.40	PH	PH	1	30			TP	Arcilla color café rojizo con grumos del mismo material
15	9.40	10.00	PH	5	3	39			TP	P/S arcilla color gris verdosa P/I ceniza volcanica
16	10.00	10.60	4	8	2	60			TP	P/S arcilla color gris verdosa P/I Arcilla con grumos del mismo con un lente de ceniza volcanica
17	10.60	11.50	SHELBY	A	PRESION	45			TSH	P/S arcilla muy poco arenosa con varios tonos P/I arcilla color gris verdosa
18	11.50	12.10	PH	PH	PH	44			TP	Arcilla con varios tonos
19	12.10	12.70	PH	PH	PH	42			TP	Arcilla con varios tonos
SM	12.70	13.30	PH	PH	PH	SR			TP	Sin Recuperacion de Muestra
SM	13.30	13.90	PH	PH	PH	SR			TP	Sin Recuperacion de Muestra
20	13.90	14.50	PH	PH	PH	21			TP	Arcilla color gris verdosa
21	14.50	15.40	SHELBY	A	PRESION	59			TSH	Arcilla color gris verdosa ambos lados
22	15.40	16.00	PH	PH	PH	25			TP	Arcilla color gris verdosa
23	16.00	16.60	PH	PH	PH	30			TP	Arcilla color gris verdosa
24	16.60	17.20	PH	PH	PH	22			TP	Arcilla color gris verdosa
25	17.20	17.80	5	19	11	26			TP	Arcilla con varios tonos
26	17.80	18.40	3	10	4	25			TP	Arcilla color gris verdosa
27	18.40	19.00	2	8	3	29			TP	Arcilla color gris verdosa
SM	19.00	19.90	SHELBY	A	PRESION	SR			TSH	Sin Recuperacion de Muestra
28	19.90	20.50	4	6	2	36			TP	Arcilla color gris verdoso
29	20.50	21.10	3	5	2	26			TP	Arcilla color gris verdoso

SM= SIN MUESTRA
SR= SIN RECUP. DE MUESTRA
TSH= TUBO SHELBY

OBSERVACION: SE OCUPÓ 7,400 LTS DE AGUA SE ACARREO EN CAMIONETA
PERDIDA DE AGUA A LOS 15.00 MTS
SE INSTALO TUBO DE PVC DE 3" A 12.00 MTS DE PROFUNDIDAD (TUBO DE OBSERVACION)

Operador: EDUARDO RODRIGUEZ
Supervisor: HECTOR GOMEZ

REGISTRO DE EXPLORACION

PROYECTO:	CALZADA DE LA VIGA COMERCIAL MEXICANA	HOJA	2
UBICACIÓN:	CALZADA DE LA VIGA , CDMX		
SONDEO:	SM-4	PREFORADORA:	LONG YEAR 34
N.A.F.:	1.50 M (4-JUL) 1.40 M. (5-JUL) Y 2.40 M.(6-JUL)	FECHA DE INICIO:	3-jul-17
		BOMBA:	M OYNO 3L6
		FECHA DE TERMINACION:	6-jul-17

TABLA 2.4.2.- REGISTRO DE CAMPO SM-4 (2da parte)

Numero	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD	Muestreo	Descripción
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)	(%)	Avance	
30	21.10	21.70	6	7	5	20			TP	Arcilla color gris verdoso
SM	21.70	22.30	3	6	2	SR			TP	Sin Recuperacion de Muestra
31	22.30	23.20	SHELBY A	PRESION Y	ROTACION	34			TSH	P/S arcilla con varios tonos P/I arcilla color gris verdosa
32	23.20	23.80	11	20	6	60			TP	Arcilla color gris verdoso
33	23.80	24.40	10	3	2	38			TP	Arcilla con varios tonos
34	24.40	25.00	4	10	5	40			TP	Arcilla con varios tonos
35	25.00	25.60	5	11	9	40			TP	Arcilla con varios tonos
36	25.60	26.20	3	12	7	60			TP	P/S arcilla con varios tonos P/I arcilla color café rojiza con un lente de ceniza volcanica
37	26.20	26.80	1	PH	1	60			TP	Arcilla con varios tonos
38	26.80	27.40	8	10	5	34			TP	Arcilla con varios tonos
39	27.40	28.00	4	15	7	60			TP	P/S arcilla color gris verdoso P/I ceniza volcanica
40	28.00	28.90	SHELBY A	PRESION Y	ROTACION	90			TSH	Arcilla color gris oscuro ambos lados (con intercalaciones de ceniza volcanica)
41	28.90	29.50	6	12	7	60			TP	Arcilla con varios tonos
42	29.50	30.10	5	19	9	60			TP	Arcilla color gris verdoso
43	30.10	30.70	5	7	11	40			TP	Arcilla color gris verdoso
44	30.70	31.30	PH	10	7	44			TP	Arcilla color gris verdoso
45	31.30	31.80	10	30	50/5	39			TP	P/S arcilla con varios tonos P/i arena fina color gris
	31.80	31.90		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
46	31.90	32.20	37	50/15		30			TP	P/S arcilla con varios tonos P/I arena fina color gris oscuro
	32.20	32.50		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
47	32.50	32.90	19	50/25		37			TP	Arcilla con varios tonos
	32.90	33.10		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
48	33.10	33.45	15	50/20		25			TP	P/S arcilla color gris verdoso P/I Limo arenoso color gris claro
	33.45	33.70		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
49	33.70	34.30	5	30	12	40			TP	Limo color gris claro poco arenoso
50	34.30	34.71	20	50/26		26			TP	Limo arenoso color gris claro con grumos del mismo material
	34.71	34.90		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
51	34.90	35.34	16	50/29		24			TP	Limo arenoso con varios tonos
	35.34	35.50		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
52	35.50	35.89	18	50/24		34			TP	Limo arenoso color gris claro
	35.50	36.10		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
53	36.10	36.50	22	50/25		26			TP	Limo arenoso color gris verdoso
	36.50	36.70		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
54	36.70	37.03	20	50/18		17			TP	Limo arenoso color gris verdoso
SM-SIN MUESTRA SR- SIN RECUP. DE MUESTRA TSH- TUBO SHELBY	OBSERVACION: SE OCUPÓ 7,400 LTS DE AGUA SE ACARREO EN CAMIONETA PERDIDA DE AGUA A LOS 15.00 MTS SE INSTALO TUBO DE PVC DE 3" A 12.00 MTS DE PROFUNDIDAD (TUBO DE OBSERVACION)									Operador EDUARDO RODRIGUEZ Supervisor: HECTOR GOMEZ

REGISTRO DE EXPLORACION

PROYECTO: MEGA COMERCIAL MEXICANA LA VIGA			HOJA 1
UBICACIÓN: CALZADA DE LA VIGA, CDMX	PREFORADORA: LONG YEAR 34	BOMBA: M OYNO 3L6	
SONDEO: SM-5	FECHA DE INICIO: 15-jul-17	FECHA DE TERMINACION: 17-jul-17	
N.A.F.: 1.43 MTS (17-7-17)			

Numero Muestra	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD	Muestreo	Descripción
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)	(%)	Avance	
	0.00	0.10		AVANCE					BT	Avance de Broca Triconica
1	0.10	0.70	24	42	13	26			TP	Arena limosa color café claro
2	0.70	1.30	12	14	8	36			TP	Arcilla poco arenosa color café obscuro
3	1.30	1.90	6	9	9	55			TP	P/S arcilla color café obscuro P/I arena pumitica color gris claro
4	1.90	2.50	1	2	9	49			TP	Arena pumitica color gris claro
5	2.50	3.10	3	3	2	40			TP	Arcilla arenosa color café claro con un lente de arena fina
6	3.10	3.70	PH	PH	PH	9			TP	Arena poco arcillosa color café obscuro
7	3.70	4.30	2	3	PH	24			TP	Arcilla arenosa color café claro
8	4.30	4.90	4	6	2	30			TP	P/S arena fina color café claro P/I arcilla varios tonos
9	4.90	5.50	2	2	2	12			TP	Arcilla color verdoso
10	5.50	6.10	1	1	2	48			TP	P/S arena pomitica color gris claro P/I arcilla varios tonos
11	6.10	6.70	2	1	1	34			TP	Arcilla varios tonos
12	6.70	7.30	PH	PH	PH	22			TP	Arcilla color verdoso
13	7.30	7.90	PH	6	2	35			TP	P/S arcilla varios tonos P/I arena fina color negruzca
14	7.90	8.50	6	6	2	30			TP	Arena fina color negruzca
15	8.50	9.10	PH	PH	PH	60			TP	P/S arena fina color negruzca P/I arcilla varios tonos
16	9.10	9.70	PH	PH	PH	30			TP	Arcilla con varios tonos
17	9.70	10.30	PH	PH	PH	39			TP	Arcilla con varios tonos
18	10.30	10.90	PH	PH	PH	51			TP	Arcilla con varios tonos
19	10.90	11.80	SHELBY	A	PRESION	83			TSH	P/S arcilla con varios tonos P/I arcilla con grumos del mismo material color gris verdoso
20	11.80	12.40	1	2	1	52			TP	Arcilla poco arenosa color gris claro
21	12.40	13.00	PH	PH	PH	24			TP	Arcilla color gris verdoso
22	13.00	13.60	PH	PH	PH	30			TP	Arcilla color verdoso
23	13.60	14.20	PH	PH	PH	58			TP	Arcilla con varios tonos
24	14.20	14.80	PH	PH	PH	18			TP	Arcilla color gris verdoso
25	14.80	15.70	SHELBY	A	PRESION	60			TSH	Arcilla color gris verdoso ambos lados
26	15.70	16.30	2	2	1	60			TP	Arcilla con varios tonos
27	16.30	16.90	5	27	15	60			TP	Arcilla con varios tonos con un lente de arena fina
28	16.90	17.50	8	13	8	60			TP	Arcilla con varios tonos
SM	17.50	18.10	9	10	11	SR			TP	Sin Recuperacion de Muestra
29	18.10	18.70	4	6	5	60			TP	Arcilla poco arenosa color gris verdoso
30	18.70	19.30	10	5	3	60			TP	Arcilla poco arenosa color gris verdoso
SM	19.30	19.90	12	7	5	SR			TP	Sin Recuperacion de Muestra
31	19.90	20.50	1	1	1	25			TP	Arcilla con varios tonos

SM= SIN MUESTRA SR= SIN RECUP. DE MUESTRA TSH= TUBO SHELBY	OBSERVACION: SE UTILIZO 4000 LTS DE AGUA APROX PERDIDA DE AGUA EN UN 30%	Operador: EDUARDO RODRIGUEZ Supervisor: ING. RENE OVANDO
--	---	---

TABLA 2.5.1.- REGISTRO DE CAMPO SM-5 (1ra parte)

REGISTRO DE EXPLORACION

PROYECTO:	CALZADA DE LA VIGA	PREFORADORA:	LONG YEAR 34	BOMBA:	M OYNO 3L6	HOJA 2
UBICACIÓN:	CALZADA DE LA VIGA, CDMX	FECHA DE INICIO:	15-jul-17	FECHA DE TERMINACION:	17-jul-17	
SONDEO:	SM-5					
N.A.F.:	1.43 MTS (17-7-17)					

Numero Muestra	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD	Muestreo	Descripción
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)	(%)	Avance	
32	20.50	21.10	3	2	2	23			TP	Arcilla con varios tonos
33	21.10	22.00	SHLEBY A	PRESION Y	ROTACION	85			TSH	P/S arena fina color negruzca P/I ceniza volcanica color blanquizca
34	22.00	22.60	PH	PH	PH	44			TP	Arcilla colo gris verdosa poco arenosa
35	22.60	23.20	1	6	4	53			TP	Arcilla color gris verdoso
SM	23.10	23.80	PH	PH	PH	SR			TP	Sin Recuperacion de Muestra
36	23.80	24.40	1	8	5	21			TP	Arcilla color gris verdoso
37	24.40	25.00	7	10	9	18			TP	Arcilla color gris verdoso
38	25.00	25.60	2	10	9	40			TP	P/S arcilla color gris verdoso P/I arena fina color negruzco
39	25.60	26.20	4	4	3	19			TP	Arcilla poco arenosa color gris claro
40	26.20	26.80	6	11	7	60			TP	Arcilla color gris claro
41	26.80	27.40	5	5	5	30			TP	Arcilla color gris verdoso
42	27.40	28.00	7	6	5	38			TP	Arcilla color gris verdoso
43	28.00	28.60	6	8	8	38			TP	Arcilla con varios tonos
44	28.60	29.20	10	11	7	50			TP	Arcilla con varios tonos
SM	29.20	29.80	7	12	7	SR			TP	Sin Recuperacion de Muestra
45	29.80	30.40	5	12	7	52			TP	Arcilla color verdoso
46	30.40	31.00	4	8	12	32			TP	Arcilla colro gris verdoso
47	31.00	31.60	12	25	16	54			TP	Arcilla con varios tonos
48	31.60	31.75	50/15			14			TP	Arena fina con varios tonos
	31.75	32.20		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
49	32.20	32.35	50/15			12			TP	Arena fina con varios tonos
	32.35	32.80		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
50	32.80	33.10	22	50/15		23			TP	Arena limosa color gris verdoso
	33.10	33.40		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
51	33.40	33.65	30	50/10		20			TP	Arena limosa color gris verdosa con grumos del mismo material
	33.65	34.00		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
52	34.00	34.40	20	50/25		30			TP	Arena poco arcillosa color gris verdoso
	34.40	34.60		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
53	34.60	34.90	32	50/15		30			TP	P/S Arena poco arcillosa color gris verdosa P/I limo arenoso color café claro
	34.90	35.20		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
54	35.20	35.58	25	50/23		27			TP	Arcilla limosa color verdosa
	35.58	35.80		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
55	35.80	36.15	29	50/20		24			TP	P/S arcilla limosa color verdosa P/I ceniza volcaniza color blanquizca
	36.15	36.40		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
SM= SIN MUESTRA SR= SIN RECUPE. DE MUESTRA TSH= TUBO SHELBY	OBSERVACION: SE UTILIZO 4000LTS DE AGUA APROX PERDIDA DE AGUA AL 30%									Operador: EDUARDO RODRIGUEZ Supervisor: ING. RENE OVANDO

TABLA 2.5.2.- REGISTRO DE CAMPO SM-5 (2da parte)

REGISTRO DE EXPLORACION

PROYECTO:	CALZADA DE LA VIGA				
UBICACIÓN:	CALZADA DE LA VIGA, CDMX				HOJA 3
SONDEO:	SM-5	PREFORADORA:	LONG YEAR 34	BOMBA:	M OYNO 3L6
N.A.F.:	1.43 MTS (17-7-17)	FECHA DE INICIO:	15-jul-17	FECHA DE TERMINACION:	17-jul-17

TABLA 2.5.3.- REGISTRO DE CAMPO SM-5 (3ra parte)

Numero Muestra	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD	Muestreo	Descripción
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)	(%)	Avance	
56	36.40	36.44	50/4			4			TP	Ceniza volcanica color gris claro
	36.44	37.00		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
57	37.00	37.05	50/5			5			TP	Ceniza volcanica color gris claro
	37.05	37.60		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
58	37.60	37.66	50/6			6			TP	Ceniza volcanica color gris claro
	37.66	38.20		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
59	38.20	38.24	50/4			4			TP	Ceniza volcanica color gris claro
	38.24	38.80		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
60	38.80	38.95	50/15			13			TP	Arena fina poco imosa color gris claro
	38.95	39.40		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
61	39.40	39.53	50/13			11			TP	Arena fina poco imosa color gris claro
	39.53	40.00		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica
62	40.00	40.10	50/10			9			TP	Arena fina poco imosa color gris claro
			FIN DE SONDEO A LO	40.10MTS						

<small>SM= SIN MUESTRA SR= SIN RECUP. DE MUESTRA TSH= TUBO SHELBY</small>	OBSERVACION: SE UTILIZO 4000 LTS DE AGUA APROX PERDIDA DE AGUA AL 30%	Operador: EDUARDO RODRIGUEZ Supervisor: ING. RENE OVANDO
---	---	---

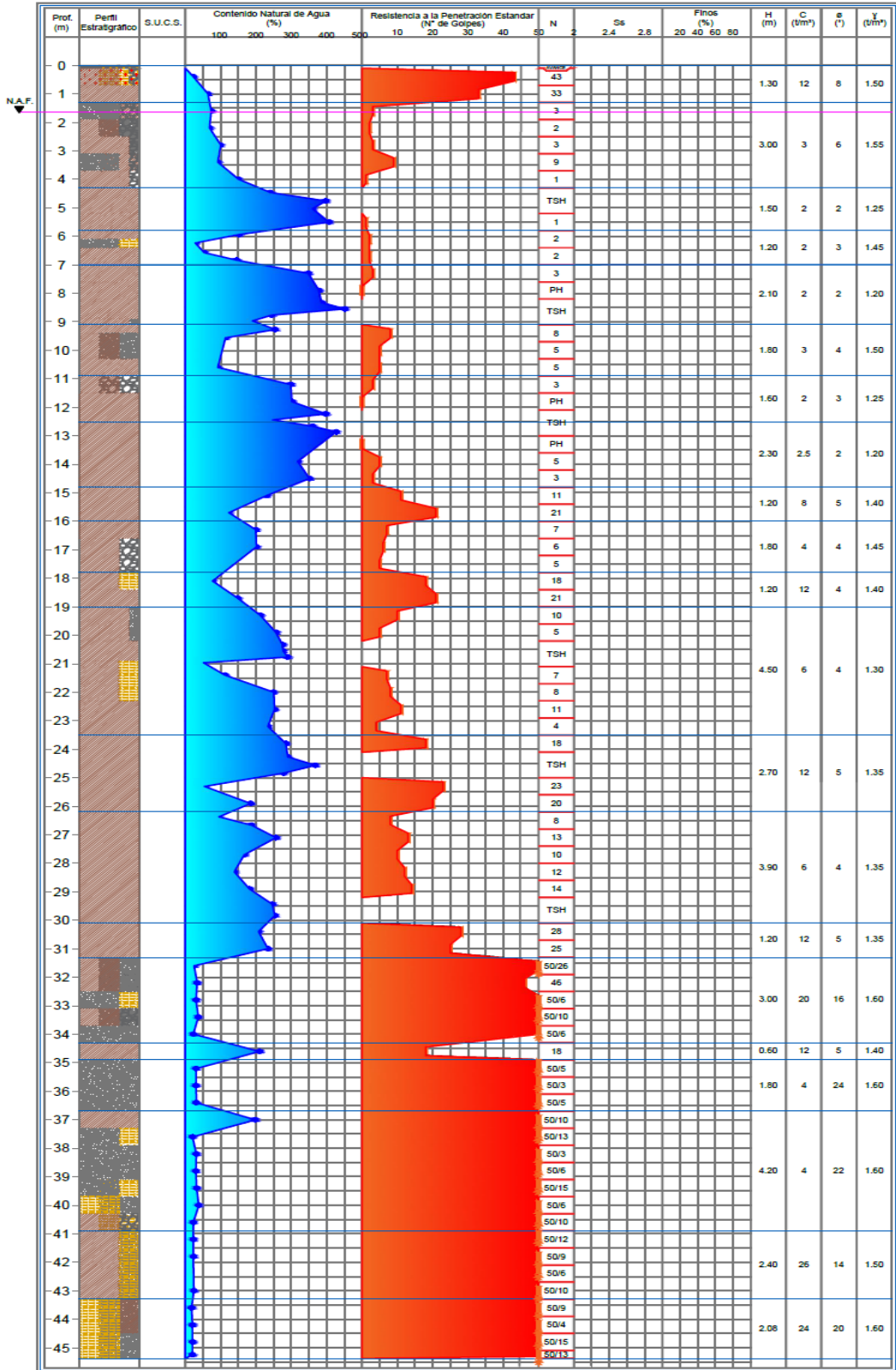


FIGURA 2.10.- PERFIL ESTRATIGRÁFICO SM-1

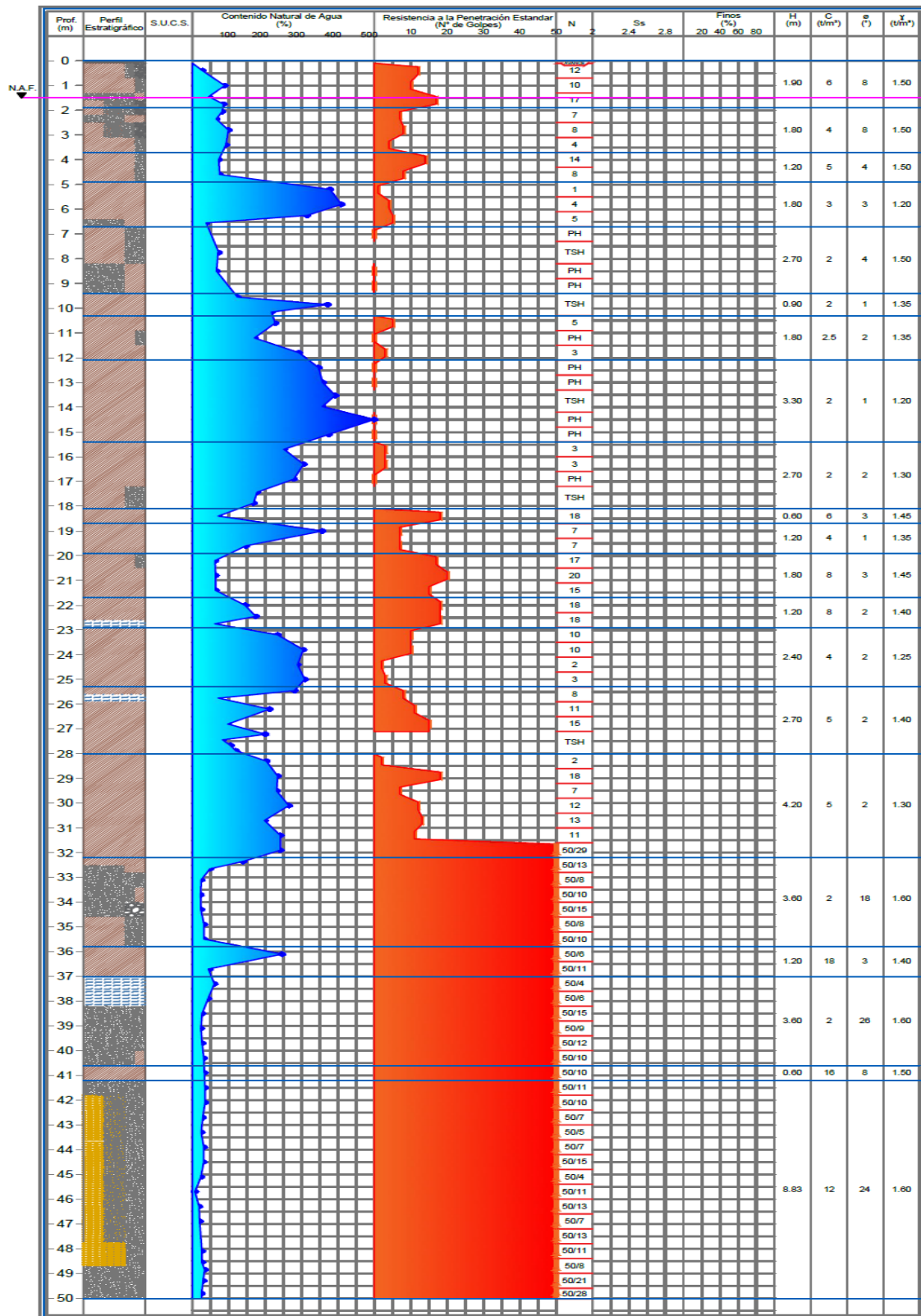


FIGURA 2.11.- PERFIL ESTRATIGRÁFICO SM-2

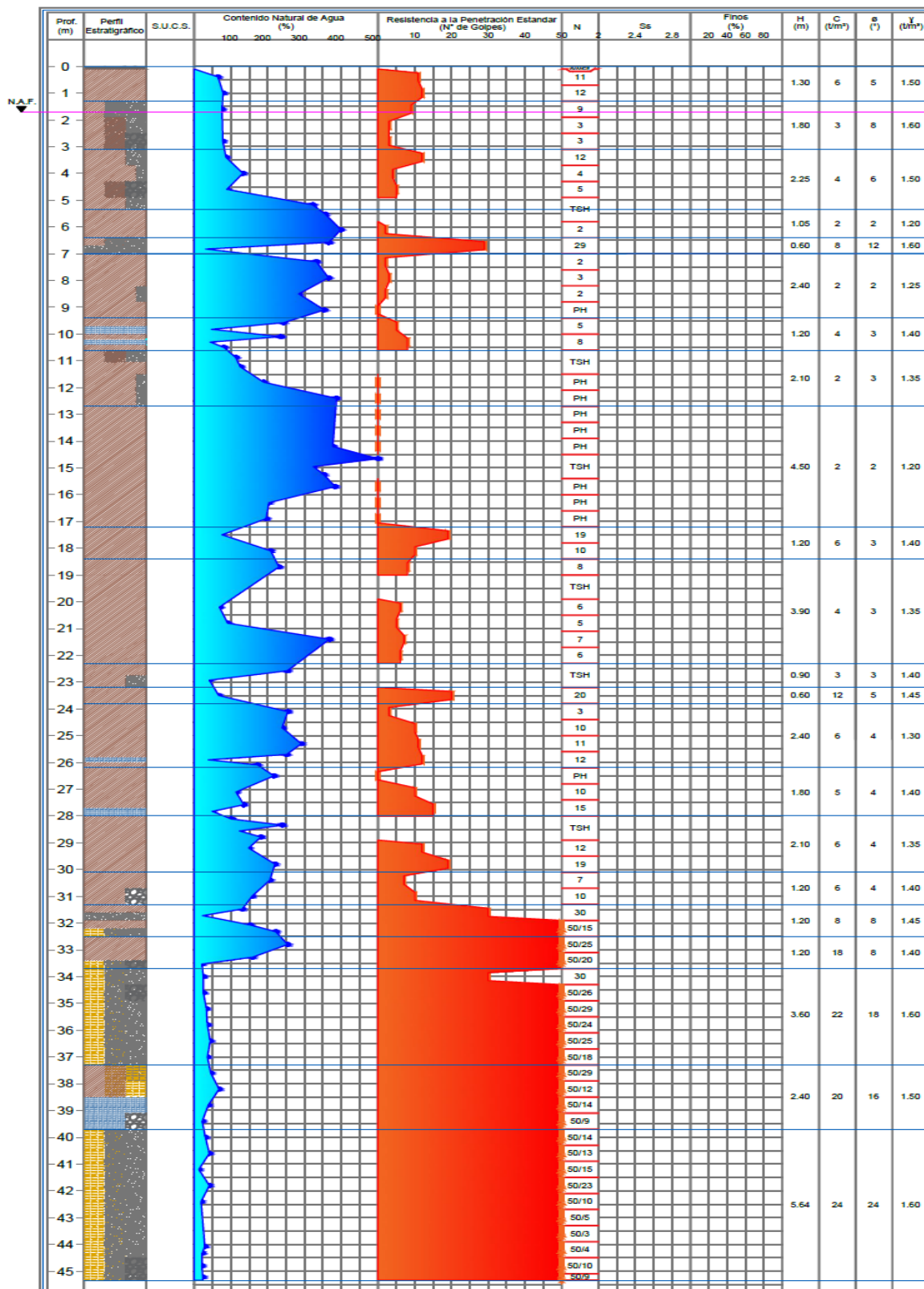


FIGURA 2.13.- PERFIL ESTRATIGRÁFICO SM-4



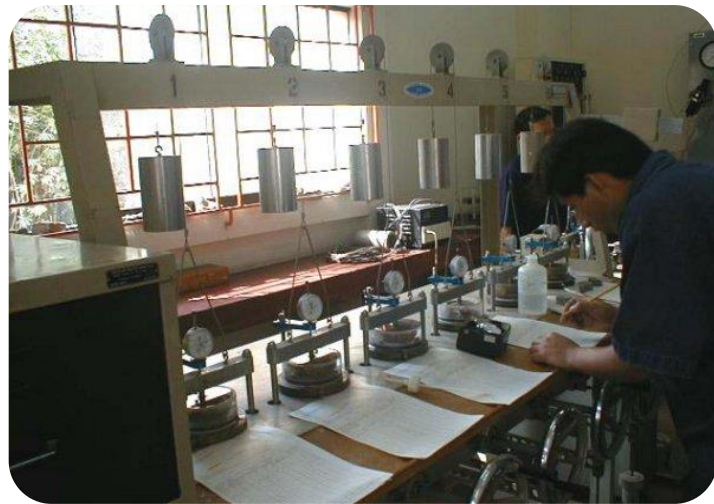
PRUEBA LIMITES DE CONSISTENCIA



PRUEBA COMPRESIÓN SIMPLE



PRUEBA TRIAXIAL



PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN

FOTOGRAFÍA 2.15.- EQUIPOS EMPLEADOS PARA LAS PRUEBAS DE LABORATORIO

II.2.- PRUEBAS DE LABORATORIO

Las pruebas de laboratorio se realizaron siguiendo las especificaciones establecidas en el Instructivo para ensaye de suelos, de la Secretaría de Recursos Hidráulicos (1967).

Una vez obtenidas las muestras, se emplearon para obtener las propiedades índice y mecánicas del suelo. En lo descrito a continuación se relacionan las pruebas de laboratorio que se realizaron en las muestras obtenidas, de acuerdo al tipo de muestra:



FOTOGRAFÍA 2.16.- MUESTRAS OBTENIDAS EN LA EXPLORACIÓN DE CAMPO



FOTOGRAFÍA 2.17.- TECNICO REALIZANDO LAS PRUEBAS A LAS MUESTRAS

En las muestras representativas alteradas, se hicieron las siguientes pruebas de laboratorio:

- Clasificación SUCS y contenido natural de agua (ASTM D 2488, ASTM D 2216)
- Límites de consistencia, líquido y plástico (ASTM D 4318)
- Análisis granulométrico por mallas (ASTM D 422)
- Porcentaje de finos
- Densidad de sólidos

En las muestras inalteradas, además de las anteriores pruebas, se hicieron:

- Resistencia a la compresión simple con al menos dos ciclos de carga y descarga.
- Determinación de los parámetros de resistencia al corte mediante pruebas de compresión triaxial no consolidadas no drenadas (UU) (ASTM D 2850) en juegos de mínimo tres (3) probetas. Incluyen gráficas de esfuerzo-deformación.
- Determinación de parámetros de consolidación, incluyendo consolidación secundaria, mediante pruebas odométricas con ocho (8) incrementos de carga además de la historia de los asentamientos a través del tiempo.



FOTOGRAFÍAS 2.18 Y 2.19.- ENSAYE DE MUESTRAS EN LABORATORIO

Todas las muestras obtenidas se clasificaron en forma visual y al tacto, en estado húmedo y seco mediante pruebas del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), se determinó también su contenido natural de agua.

En estratos representativos se hicieron límites de consistencia y/o porcentaje de finos para conocer su granulometría; se obtuvo en ambos casos la densidad de sólidos.

Para conocer los parámetros de resistencia del suelo, se efectuaron en muestras inalteradas ensayos de compresión triaxial no consolidada-no drenada (pruebas UU).

La ley de resistencia definida por la envolvente de los círculos de Mohr correspondientes a los estados de esfuerzo desviador máximo, obtenidos en pruebas de compresión triaxial no consolidada - no drenada, UU, así como los registros de laboratorio y las gráficas de esfuerzo-deformación unitaria, de las pruebas UU.

El comportamiento deformacional del estrato compresible que se verá afectado por la construcción de la estructura se obtuvo efectuando en muestras inalteradas la prueba de consolidación unidimensional. Los parámetros de compresibilidad del suelo, se obtuvieron por medio de pruebas de consolidación estándar realizadas en el sondeo profundo cercano al sitio de interés.

II.3.- CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS DEL SUBSUELO

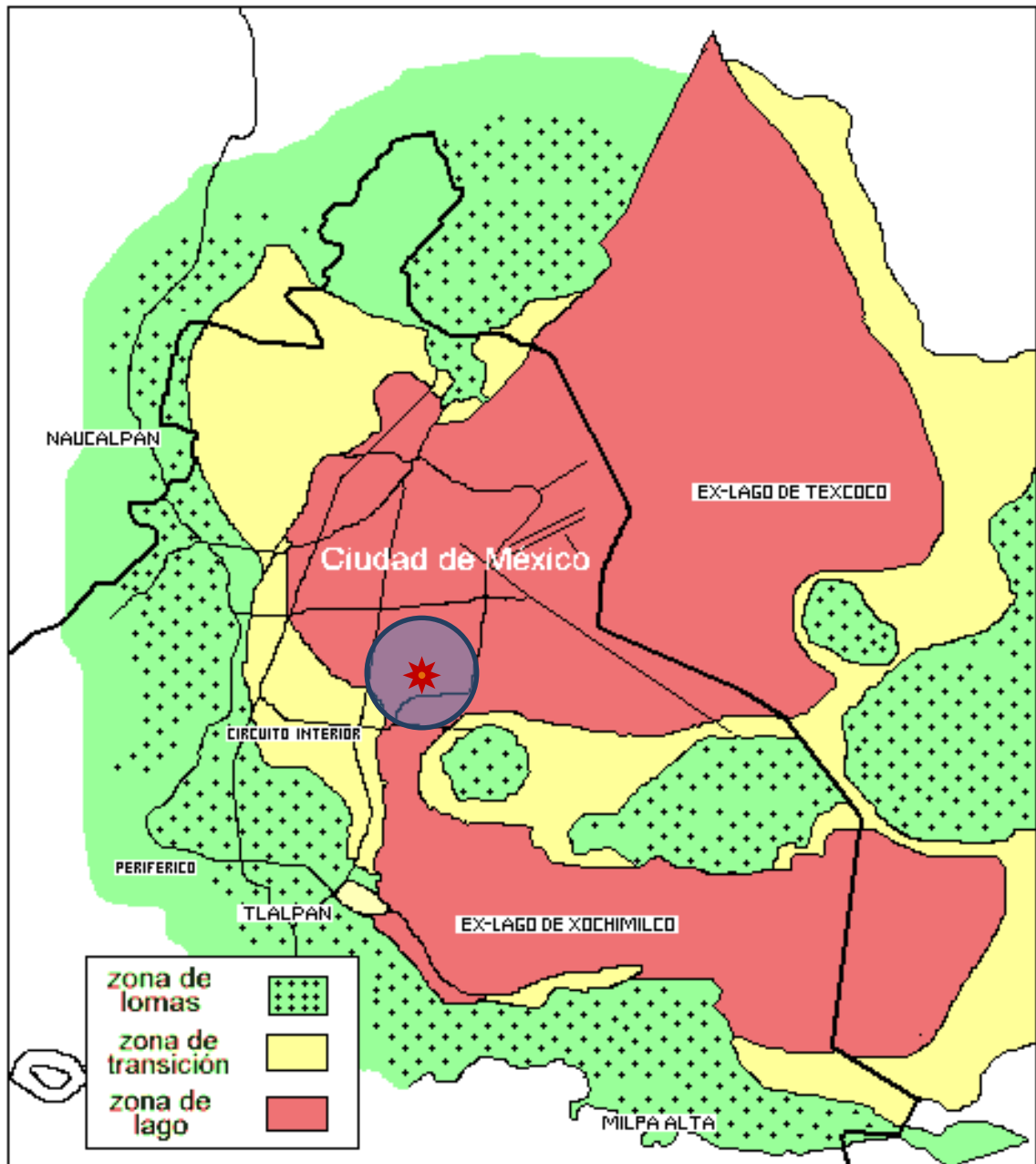


FIGURA 2.15.- Zonificación de la CDMX. Figura tomada de:
[http://www2.ssn.unam.mx/
webste/jsp/region_sismica_mx.jsp](http://www2.ssn.unam.mx/webste/jsp/region_sismica_mx.jsp)

II.3.1.- Levantamiento geológico local

De acuerdo con la zonificación geotécnica de la Ciudad de México, el predio en estudio se localiza en la denominada Zona de Lago III (Figura 2.15), que se caracteriza por la presencia de grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad y baja resistencia que subyacen a una costra superficial endurecida de espesor variable.

Estos suelos arcillosos blandos son la consecuencia del proceso de depósito y alteración físico-químico de los materiales aluviales y de las cenizas volcánicas en el ambiente lacustre, donde existían abundantes colonias de microorganismos y vegetación acuática. El proceso sufrió largas interrupciones durante los periodos de intensa sequía, en los que el nivel del lago bajo y se formaron costras endurecidas por deshidratación o por secado solar.

Otras breves interrupciones fueron provocadas por violentas etapas de actividad volcánica que cubrieron toda la cuenca con mantos de arenas basálticas o pumíticas. Eventualmente, en los periodos de sequía ocurría también una erupción volcánica, formándose costras duras cubiertas por arenas volcánicas.

El proceso descrito anteriormente formó una secuencia ordenada de estratos de arcilla blanda separados por lentes duros de limos y arcillas arenosas, por las costras secas y por arenas basálticas o pumíticas producto de las emisiones volcánicas.

La zona donde se localiza el predio en estudio está asociada al sector no colonial de la ciudad que se desarrolló a partir de principios del siglo XX y ha estado sujeta a las sobrecargas generadas por construcciones grandes y medianas.

Las propiedades mecánicas del subsuelo de esta zona representan una condición intermedia entre arcillas muy blandas y arcillas fuertemente consolidadas.

II.3.2.- Características estratigráficas y físicas del subsuelo en el sitio de interés

El predio de interés se localiza en la Zona de Lago, según la regionalización hecha por Marsal y Mazari (1959) formada por los siguientes depósitos:

-Superficialmente se encuentran materiales de relleno constituidos por arcilla arenosa, con espesor de 1.20 m.

A continuación se detectó la formación conocida como manto superficial, con un espesor de 5 m. Está constituida por arcillas y limos de los grupos CH y OH - MH según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos), con contenido de agua variable entre 31 y 120%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable entre 4 y 12 golpes, de consistencia entre muy blanda y media. Con cohesión variable de 1 a 4 ton/m² y ángulo de fricción interna variable de 5 ° a 12° determinados en prueba de compresión triaxial no consolidada no drenada (TR-UU). El peso volumétrico natural es de 1.45ton/m³.

-Enseguida aparece la formación arcillosa superior con un espesor aproximado de 60 m. Está constituida por arcilla de diferentes coloraciones, con estratos intercalados de arena, con limo. El contenido de agua varía entre 120 y 430%, IRPE variable entre peso de la herramienta y 13 golpes, de consistencia entre muy blanda a blanda. Con límite líquido variable entre 86 y 440%, límite plástico entre 42 y 105 %, del grupo CH según el SUCS. La cohesión oscila entre 1.2 y 3.2 ton/m². El peso volumétrico natural varía entre 1.4 y 1.12 ton/m³.

De acuerdo a los resultados de los trabajos de exploración y muestreo del subsuelo en el sitio de interés, las características estratigráficas y físicas generales de los depósitos del subsuelo presentan la siguiente secuencia:

SONDEO DE TIPO MIXTO "SM - 1"

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
0.00 – 0.10	Carpeta asfáltica.
0.10 – 0.70	Material de relleno arcilla limosa con escasa arena y pedacería de tabique rojo y gravillas aisladas color café oscuro, contenido de agua de 22%, Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (I.R.P.E.) de 43 golpes, de consistencia dura.
0.70 – 1.30	Arcilla color café oscuro, con contenido de agua de 63%, Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (I.R.P.E.) de 33 golpes, consistencia dura.

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
1.30 – 1.90	Arena arcillosa con gravillas aisladas color café grisáceo, con contenido de agua de 73%, Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (I.R.P.E.) de 3 golpes y de compacidad muy suelta.
1.90 – 2.50	Arcilla arenosa con gravillas aisladas color café grisáceo, contenido de agua de 68%, Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (I.R.P.E.) de 2 golpes y de consistencia blanda.
2.50 – 3.10	Arcilla con escasa arena y gravillas aisladas color café grisáceo, contenido de agua de 27%, Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (I.R.P.E.) de 3 golpes y de consistencia blanda.
3.10 – 3.70	Arena arcillosa con gravillas color gris oscuro, contenido de agua de 92%, Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (I.R.P.E.) de 9 golpes y de compacidad suelta.
3.70 – 4.30	Arcilla con gravillas aisladas color café grisáceo, contenido de agua de 150%, Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (I.R.P.E.) de 1 golpe y de consistencia muy blanda.
4.30 – 6.10	Arcilla de varias tonalidades, contenido de agua variable entre 152 y 406%, Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (I.R.P.E.) entre 1 y 2 golpes y de consistencia mublanda.
6.10 – 6.40	Arena poco limoso color gris oscuro, contenido de agua de 28%, Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (I.R.P.E.) de 2 golpes y de consistencia muy blanda.
6.40 – 8.90	Arcilla de varias tonalidades, contenido de agua variable entre 53 y 452%, Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (I.R.P.E.) entre 2 y 3 golpes y de consistencia muy blanda a blanda.
8.90 – 9.10	Arcilla con escasa arena fina color café grisáceo oscuro, contenido de agua de 190%, hincado a presión.

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
9.10 – 9.40	Arcilla café grisáceo, contenido de agua de 254%, Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (I.R.P.E.) de 8 golpes, de consistencia media.
9.40 – 10.30	Arcilla arenosa color gris claro, contenido de agua de 114%, Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (I.R.P.E.) de 8 golpes, de consistencia media.
10.30 – 10.90	Arcilla color gris claro, contenido de agua de 92%, Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (I.R.P.E.) de 5 golpes, de consistencia media.
10.90 – 11.50	Arcilla con gravillas aisladas color café grisáceo, contenido de agua de 298%, Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (I.R.P.E.) de 3 golpes, de compacidad muy suelta.
11.50 – 16.60	Arcilla de varias tonalidades, contenido de agua variable entre 123 y 427%, Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (I.R.P.E.) variable entre 3 y 21 golpes, de consistencia blanda a muy firme.
16.60 – 17.80	Arcilla con gravillas aisladas color café grisáceo, contenido de agua de 201%, Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (I.R.P.E.) variable entre 5 y 6 golpes, de consistencia media.
17.80 – 18.40	Arcilla poco limosa color gris oscuro, contenido de agua de 34%, Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (I.R.P.E.) de 18 golpes, de consistencia muy firme.
18.40 – 19.00	Arcilla color café oscuro, contenido de agua de 148%, Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (I.R.P.E.) de 21 golpes, de consistencia muy firme.
19.00 – 20.20	Arcilla con escasa arena color café grisáceo, contenido de agua variable entre 212 y 256%, Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (I.R.P.E.) variable entre 5 y 10 golpes, de consistencia media a firme.

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
20.20 – 20.90	Arcilla con varias tonalidades, contenido de agua variable del 275 al 290%, hincado a presión.
20.90 – 22.30	Arcilla poco limosa, contenido de agua variable entre 51 y 249%, Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (I.R.P.E.) variable entre 7 y 8 golpes, de consistencia media.
22.30 – 25.00	Arcilla color café oscuro y café verdoso, contenido de agua variable entre 233 y 367%, Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (I.R.P.E.) variable entre 4 y 18 golpes, de consistencia blanda a firme.
25.00 – 27.40	Arcilla color gris claro y café grisáceo, contenido de agua variable del 53 al 187%, Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (I.R.P.E.) variable entre 8 y 23 golpes, de consistencia firme a muy firme.
27.40 – 29.20	Arcilla color café grisáceo claro, contenido de agua variable entre 233 y 367%, Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (I.R.P.E.) variable entre 10 y 14 golpes, de consistencia firme.
29.20 – 31.30	Arcilla en varias tonalidades, contenido de agua variable del 207 al 253%, Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (I.R.P.E.) variable entre 25 y 28 golpes, de consistencia muy firme.
31.30 – 31.90	Arcilla arenosa color café grisáceo oscuro, contenido de agua de 24%, Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (I.R.P.E.) de más de 50 golpes, de consistencia dura.
31.90 – 32.50	Arcilla arenosa con gravillas aisladas de color gris verdoso, contenido de agua de 33%, Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (I.R.P.E.) de 46 golpes, de consistencia dura.
32.50 – 33.10	Arena fina poco limosa de color gris verdosa, contenido de agua de 30%, Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (I.R.P.E.) de más de 50 golpes, de compactidad muy compacta.

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
33.10 – 33.70	Arcilla arenosa con gravillas de color gris verdosa, contenido de agua de 37%, Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (I.R.P.E.) de más de 50 golpes, de consistencia dura.
33.70 – 34.30	Arena fina de color gris verdosa, contenido de agua de 23%, Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (I.R.P.E.) de más de 50 golpes, de compactidad muy compacta.
34.30 – 34.90	Arcilla de color gris verdosa, contenido de agua de 209%, Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (I.R.P.E.) de 18 golpes, de consistencia muy firme.
34.90 – 36.70	Vidrio volcánico de color gris blanquizo, contenido de agua variable de 29 a 31%, Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (I.R.P.E.) de más de 50 golpes.
36.70 – 37.30	Arcilla de color gris verdosa, contenido de agua de 198%, Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (I.R.P.E.) de más de 50 golpes, de consistencia dura.
37.30 – 37.90	Arena poca limosa de color gris verdosa, contenido de agua de 20%, Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (I.R.P.E.) de más de 50 golpes, de compactidad muy compacta.
37.90 – 39.10	Arena fina de color gris, contenido de agua variable entre 29 y 31%, Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (I.R.P.E.) de más de 50 golpes, de compactidad muy compacta.
39.10 – 39.70	Arena fina limosa de color gris oscuro, contenido de agua de 32%, Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (I.R.P.E.) de más de 50 golpes, de compactidad muy compacta.
39.70 – 40.30	Limo arenoso fino de color gris oscuro, contenido de agua de 38%, Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (I.R.P.E.) de más de 50 golpes, de consistencia dura.

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
40.30 – 40.90	Arcilla limosa con arena y gravillas aisladas de color café, contenido de agua de 22%, Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (I.R.P.E.) de más de 50 golpes, de consistencia dura.
40.90 – 43.30	Arcilla poco limosa y poca arena de color café, contenido de agua variable entre 22 y 24%, Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (I.R.P.E.) de más de 50 golpes, de consistencia dura.
43.30 – 44.50	Limo arenoso con poca arcilla color café, contenido de agua variable entre 18 y 22%, Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (I.R.P.E.) de más de 50 golpes, de consistencia dura.
44.50 – 45.38	Limo arenoso de color café, contenido de agua variable entre 20 y 21%, Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (I.R.P.E.) de más de 50 golpes, de consistencia dura.

**SONDEO DE TIPO MIXTO
“SM – 2”**

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
0.00 – 0.10	Piso de concreto.
0.10 – 0.70	Arcilla con poca arena con gravas y gravillas aisladas de color café grisáceo, con un contenido de agua de 27%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de 12 golpes; de consistencia firme.
0.70 – 1.30	Arcilla con escasa arena de color gris negruzco, con un contenido de agua de 88%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de 10 golpes; de consistencia firme.
1.30 – 1.90	Arena fina con escasa arcilla de color café grisáceo claro; con un contenido de agua de 44%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de 17 golpes; de consistencia muy firme.

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
1.90 – 2.50	Arcilla arenosa con gravillas aisladas de color gris verdoso, con un contenido de agua promedio de 82%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable, de 7 golpes, de consistencia media.
2.50 – 3.10	Arcilla arenosa con gravillas aisladas de color gris verdoso; con un contenido de agua de 98%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de 8 golpes; de consistencia media.
3.10 – 4.90	Arcilla con escasa arena de color gris verdoso, con un contenido de agua variable entre el 71% y el 93%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable, de 4 a 14 golpes; de consistencia blanda a firme.
4.90 – 6.70	Arcilla de color café claro, con un contenido de agua variable entre el 314% y el 409%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable, de 1 a 5 golpes; de consistencia muy blanda a media.
6.70 – 8.20	Arcilla con poca arena de color café oscuro, con un contenido de agua de 72%; Hincado a presión (Tubo Shelby).
8.20 – 9.40	Arena fina poco arcillosa de color negruzco, con un contenido de agua de 65%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de Peso de Herramienta (PH), de consistencia muy blanda.
9.40 – 10.30	Arcilla de color gris verdoso, con un contenido de agua variable entre el 124% y el 371%; Hincado a presión (Tubo Shelby).
10.30 – 10.90	Arcilla de color café grisáceo, con un contenido de agua de 227%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 5 golpes, de consistencia media.
10.90 – 11.50	Arcilla con escasa arena fina de color café grisáceo, con un contenido de agua de 170%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de Peso de Herramienta (PH); de consistencia muy blanda.

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
11.50 – 13.30	Arcilla de color gris oscuro, con un contenido de agua variable entre el 292% y el 357%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de Peso de Herramienta (PH) a 3 golpes, de consistencia muy blanda a blanda.
13.30 – 14.20	Arcilla de color gris verdosa, con un contenido de agua de 392%; Hincado a presión (Tubo Shelby).
14.20 – 17.20	Arcilla de color gris verdosa, con un contenido de agua variable entre el 251% y el 601%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de Peso de Herramienta (PH) a 3 golpes, de consistencia muy blanda a blanda.
17.20 – 18.10	Arcilla poco arenosa de color gris verdosa, con un contenido de agua promedio de 173%; Hincado a presión (Tubo Shelby).
18.10 – 25.90	Arcilla de tonalidades variables de color café y gris, con un contenido de agua variable entre el 70% y el 356%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable, de 7 a 20 golpes, de consistencia media a muy firme.
25.90 – 27.10	Arcilla de color café y gris, con un contenido de agua variable entre el 97% y el 211%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable, de 11 a 15 golpes, de consistencia firme.
27.10 – 28.00	Arcilla de color gris verdosa, con un contenido de agua variable entre el 82% y el 200%; Hincado a presión (Tubo Shelby).
28.00 – 32.80	Arcilla de tonalidades variables de color café y gris, con un contenido de agua variable entre el 139% y el 264%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 2 a más de 50 golpes, de consistencia muy blanda a dura.

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
32.80 – 34.60	Arena fina con poca a escasa arcilla, con un contenido de agua variable entre el 22% y el 48%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de más de 50 golpes, de compacidad relativa muy compacta.
34.60 – 37.00	Arcilla con poca arena fina de color gris oscuro, con un contenido de agua variable entre el 31% y el 246%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de más de 50 golpes, de consistencia dura.
37.00 – 38.20	Ceniza volcánica de color gris blanquizco, con un contenido de agua variable entre el 43% y el 59%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes, de consistencia dura.
38.20 – 41.80	Arena fina de color gris oscuro, con un contenido de agua promedio de 28%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de más de 50 golpes, de compacidad relativa muy compacta.
41.80 – 49.00	Limo arenoso de tonalidades variables de color café y gris, con un contenido de agua variable entre el 6% y el 34%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de más de 50 golpes, de consistencia dura.
49.00 – 50.03	Arena fina de color gris oscuro, con un contenido de agua promedio de 29%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de más de 50 golpes; de compacidad relativa muy compacta.

**SONDEO DE TIPO MIXTO
“SM – 3”**

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
0.00 – 0.10	Piso de concreto.
0.10 – 0.70	Parte Superior: Arcilla, con poca arena y gravillas aisladas de color café claro; Parte Inferior: Arcilla de color café oscuro; con un contenido de agua variable entre el 30% y el 56 %; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de 21 golpes; de compacidad relativa media.

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
0.70 – 1.30	Arena, poco arcillosa de color café grisáceo; con un contenido de agua del 42%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de 16 golpes; de compacidad relativa media.
1.30 – 1.90	Arcilla de color café oscuro; con un contenido de agua del 75%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de 14 golpes; de consistencia firme.
1.90 – 2.50	Parte Superior: Arena, poco arcillosa de color gris verdosa; Parte Inferior: Arcilla, arenosa con gravillas aisladas de color gris verdoso; con un contenido de agua variable entre el 43% y el 79%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de 9 golpes; de compacidad relativa suelta.
2.50 – 3.10	Parte Superior: Arena fina de color gris oscuro; Parte Media; Arena fina con gravillas aisladas de color café grisáceo; Parte Inferior: Arcilla con escasa arena de color gris verdoso; con un contenido de agua variable entre el 31% y el 83%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de 10 golpes; de compacidad relativa suelta.
3.10 – 4.00	Arcilla, poco arenosa con lentes de ceniza volcánica de color café grisáceo, con un contenido de agua variante entre el 59% y el 111%; Hincado a presión (Tubo Shelby).
4.00 – 4.60	Arcilla poco arenosa de color gris oscuro, con un contenido de agua de 131%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de 2 golpes; de consistencia muy blanda.
4.60 – 5.80	Parte superior: Arena fina poco arcillosa de color gris verdoso; Parte Inferior: Arcilla de color café grisáceo, con un contenido de agua variante entre el 79% y el 165%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de 2 golpes; de consistencia muy blanda.
5.80 – 6.40	Arcilla de color café grisáceo, con un contenido de agua de 371%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de Peso de Herramienta (PH); de consistencia muy blanda.

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
6.40 – 7.30	Arcilla, con gravillas aisladas de color café grisáceo, con un contenido de agua variable entre el 369% y el 439%; Hincado a presión (Tubo Shelby).
7.30 – 7.90	Arcilla de color café grisáceo, con un contenido de agua de 385%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de Peso de Herramienta (PH); de consistencia muy blanda.
7.90 – 8.50	Parte Superior: Arena fina arcillosa de color café oscuro; Parte Inferior: Arcilla de color café grisáceo, con un contenido de agua variable entre el 39% y el 468%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de 2 golpes; de consistencia muy blanda.
8.50 – 9.10	Arcilla de color café rojizo, con un contenido de agua de 340%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 1 golpe, de consistencia muy blanda.
9.10 – 9.70	Parte Superior: Arcilla de color gris claro; Parte Inferior: Arcilla de color café rojizo, con un contenido de agua variante entre el 196% y el 390%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de Peso de Herramienta (PH) de consistencia muy blanda.
9.70 – 11.50	Arcilla de color café grisáceo, con un contenido de agua variable entre el 228% y el 332%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable, de Peso de Herramienta (PH) a 4 golpes, de consistencia muy blanda a blanda.
11.50 – 12.10	Arcilla, con gravillas aisladas de color gris claro, con un contenido de agua variable de 108%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de Peso de Herramienta (PH) de consistencia muy blanda.
12.10 – 13.30	Arcilla, con escasa arena de color gris verdoso, con un contenido de agua de 273%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de Presión de Hincado (PH), de consistencia muy blanda.

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
13.30 – 16.30	Arcilla de tonos de cafés variables, con un contenido de agua variable entre el 187% y el 436%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable, de Peso de Herramienta (PH) a 1 golpe, de consistencia muy blanda.
16.30 – 17.20	Arcilla, con escasa arena fina de color gris oscuro, con un contenido de agua variable entre el 158% y el 211%; Hincado a presión (Tubo Shelby).
17.20 – 18.40	Arcilla de color café grisáceo, con un contenido de agua variable entre el 67% y el 240%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable, de 4 a 14 golpes, de consistencia media a firme.
18.40 – 19.00	Arcilla de color café grisáceo, con un contenido de agua de 222%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de Presión de Hincado (PH), de consistencia muy blanda.
19.00 – 19.90	Arcilla de color café grisáceo, con un contenido de agua variable entre el 58% y el 269%; Hincado a presión (Tubo Shelby).
19.90 – 22.30	Arcilla de color café grisáceo, con un contenido de agua variable del 179% y el 303%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable, de 4 a 13 golpes; de consistencia media a firme.
22.30 – 22.90	Arcilla, con poca arena fina de color gris claro, con un contenido de agua de 101%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de 3 golpes; de consistencia blanda.
22.90 – 23.50	Arcilla de color gris verdosa, con un contenido de agua de 123%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de Peso de Herramienta (PH), de consistencia muy blanda.
23.50 – 25.90	Arcilla de tonos de cafés variables, con un contenido de agua variable entre el 124% y el 171%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable, de 2 a 15 golpes, de consistencia blanda a firme.

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
25.90 – 26.80	Arcilla de color café grisáceo, con un contenido de agua de 146%; Hincado a presión (Tubo Shelby).
26.80 – 30.40	Arcilla de tonos de café y grises variables, con un contenido de agua variable entre el 164% y el 221; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable, de 2 a 25 golpes, de consistencia blanda a muy firme.
30.40 – 31.00	Arcilla, con poca arena de color gris verdosa, con un contenido de agua de 60%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes; de compactación relativa muy compacta.
31.00 – 31.60	Arcilla de color café verdosa, con un contenido de agua del 104%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes; de consistencia dura.
31.60 – 32.80	Limo arenoso con gravillas aisladas de color gris blanquisco, con un contenido de agua variable entre el 23% y el 30%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes; de compactación relativa muy compacta.
32.80 – 33.40	Arena fina limosa de color gris oscuro, con un contenido de agua promedio de 23%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes; de compactación relativa muy compacta.
33.40 – 34.00	Arena fina limosa color gris claro, con un contenido de agua de 27%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes, de compactación relativa muy compacta.
34.00 – 34.60	Arcilla gris verdosa con ceniza volcánica de color gris blanquisco, con un contenido de agua variable entre el 37% y el 143%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes; de consistencia dura.
34.60– 35.03	Arcilla color gris verdosa, con un contenido de agua de 160%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes; de consistencia dura.

SONDEO DE TIPO MIXTO
“SM – 4”

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
0.00 – 0.10	Piso de concreto.
0.10 – 1.30	Arcilla de color café oscuro, con un contenido de agua variable entre el 64% y el 79%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable, de 11 a 12 golpes, de consistencia firme.
1.30 – 3.10	Arcilla arenosa, con gravillas aisladas, de color café oscuro, con un contenido de agua promedio del 76%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable, entre 3 y 9 golpes, de consistencia blanda a firme.
3.10 – 4.30	Arcilla, con poca a escasa arena, de tonos de color variables, con un contenido de agua variable entre el 86% y el 132%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable, de 4 a 12 golpes, de consistencia media a firme.
4.30 – 4.90	Arcilla, arenosa con gravillas aisladas, de color gris verdoso, con un contenido de agua del 88%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de 5 golpes, de consistencia media.
4.90 – 5.80	Arcilla, con poca arena, de color café grisáceo, con un contenido de agua variable entre el 322% y el 357%; Hincado a presión (Tubo Shelby).
5.80 – 6.40	Arcilla de color café verdoso, con un contenido del 399%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de 2 golpes, de consistencia muy blanda.
6.40 – 7.00	Parte superior: Arcilla arenosa color negruzco; Parte inferior: Arena fina color grisáceo, con un contenido de agua variable entre el 30% y el 367%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de 29 golpes, de compacidad relativa media.

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
7.00 – 8.20	Arcilla de tonos de cafés variables, con un contenido de agua variable entre el 333% y el 366%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable, de 2 a 3 golpes, de consistencia blanda.
8.20 – 8.80	Arcilla, con escasa arena color gris rojizo, con un contenido de agua del 284%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de 2 golpes, de consistencia muy blanda.
8.80 – 9.40	Arcilla de color café rojizo oscuro, con un contenido de agua de 354%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de Peso de Herramienta (PH), de consistencia muy blanda.
9.40 – 10.00	Parte superior: Arcilla de color café grisáceo; Parte inferior: Ceniza Volcánica, con un contenido de agua variable entre el 46% al 243%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de 5 golpes, de consistencia media.
10.00 – 10.60	Parte superior: Arcilla color gris verdoso; Parte Media: Ceniza Volcánica color gris claro; Parte Inferior: Arcilla color gris oscuro, con un contenido de agua variable entre el 43% al 236%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de 8 golpes, de consistencia media.
10.60 – 11.50	Arcilla, arenosa color café grisáceo, con un contenido de agua variable entre el 113% y el 125%; Hincado a presión (Tubo Shelby).
11.50 – 13.90	Arcilla, con escasa arena color café grisáceo, con un contenido de agua variable entre el 189% y el 387%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de Peso de Herramienta (PH) de consistencia muy blanda.
13.90 – 14.50	Arcilla de color café grisáceo, con un contenido de agua del 377%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de Peso de Herramienta (PH) de consistencia muy blanda.

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
14.50 – 15.40	Arcilla de color café verdosa, con un contenido de agua variable entre el 324% y el 517%; Hincado a presión (Tubo Shelby).
15.40 – 22.30	Arcilla de tonos de cafés y grises variables, con un contenido de agua variable entre el 68% y el 383%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable, de 8 a 19 golpes, de consistencia firme a muy firme.
22.30 – 23.20	Arcilla, con poca arena fina de color gris claro, con un contenido de agua variable entre el 41% y el 253%; Hincado a presión (Tubo Shelby).
23.20 – 25.60	Arcilla de color café grisáceo, con un contenido de agua variable entre el 67% y el 291%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable, de 3 a 20 golpes, de consistencia blanda a muy firme.
25.60 – 26.20	Parte Superior: Arcilla de color café grisáceo; Parte Media: Ceniza Volcánica de color gris claro; Parte Inferior: Arcilla de color café rojizo, con un contenido de agua variable entre el 38% y el 252%; un índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 12 golpes, de consistencia firme.
26.20 – 26.80	Arcilla de color café verdoso, con un contenido de agua del 217%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de Presión de Hincado (PH), de consistencia muy blanda.
26.80 – 27.40	Arcilla de color gris claro, con un contenido de agua del 114%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 10 golpes, de consistencia firme.
27.40 – 28.00	Parte superior: Arcilla de color café verdoso; Parte inferior: Ceniza Volcánica de color gris claro, con un contenido de agua variable entre el 49% y el 134%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de 15 golpes, de consistencia firme.

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
28.00 – 28.90	Arcilla de color gris verdoso, con un contenido de agua variable del 101% y el 239%; Hincado a presión (Tubo Shelby).
28.90 – 30.70	Arcilla de tonos de cafés y grises variables, con un contenido de agua variables entre el 148% y el 220%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable, de 7 a 19 golpes, de consistencia firme a muy firme.
30.70 – 31.30	Arcilla de color gris verdoso, con gravillas aisladas; con un contenido de agua del 157%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 10 golpes, de consistencia firme.
31.30 – 31.90	Parte Superior: Arcilla de color café rojizo; Parte Inferior: Arena fina de color gris oscuro; con un contenido de agua variable entre el 22% y el 131%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 30 golpes, de compacidad relativa media.
31.90 – 32.50	Parte Superior: Arcilla de color café rojizo; Parte Inferior: Limo arenoso de color gris oscuro, con un contenido de agua variable entre el 152% y el 221%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes, de compacidad relativa muy compacta.
32.50 – 33.10	Arcilla de color café grisáceo, con un contenido de agua del 254%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes, de compacidad relativa muy compacta.
33.10 – 33.70	Parte Superior: Arcilla de color café verdoso; Parte Inferior: Limo arenoso, con gravillas aisladas de color café grisáceo, con un contenido de agua variable entre el 21% y el 159%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes, de compacidad relativa muy compacta.

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
33.70 – 34.30	Limo arenoso de color gris claro, con un contenido de agua del 24%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes; de compactación relativa muy compacta.
34.30 – 34.90	Limo arenoso, con gravillas aisladas de color gris verdoso, con un contenido de agua del 25%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes, de compactación relativa muy compacta.
34.90 – 37.30	Limo arenoso, de tonos de cafés variables, con un contenido de agua variable entre el 33% y el 44%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes, de compactación relativa muy compacta.
37.30 – 38.50	Arena limosa, con poca arena de color café grisáceo, con un contenido de agua variable entre el 45% y el 68%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes, de compactación relativa muy compacta.
38.50– 39.70	Ceniza Volcánica, con gravillas aisladas de color gris claro, con un contenido de agua variable entre el 22% y el 38%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes, de compactación relativa muy compacta.
39.70– 44.50	Limo arenoso, de tonos de cafés y grises variables, con un contenido de agua variable entre el 19% y el 41%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes, de compactación relativa muy compacta.
44.50– 45.34	Limo arenoso, con gravillas aisladas de color café claro, con un contenido de agua variable entre el 20% y el 23%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes, de compactación relativa muy compacta.

SONDEO DE TIPO MIXTO
“SM – 5”

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
0.00 – 0.10	Piso de concreto.
0.10 – 0.70	Arcilla limosa de color café claro, con un contenido de agua de 31%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de 42 golpes; de consistencia dura.
0.70 – 1.30	Arcilla con escasa arena de color café oscuro, con un contenido de agua de 55%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de 14 golpes; de consistencia firme.
1.30 – 1.90	Parte Superior: Arcilla con escasa arena de color café grisáceo; Parte Inferior: Arena fina pumítica de color gris claro; con un contenido de agua promedio del 50%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de 9 golpes; de consistencia firme.
2.50 – 4.30	Arcilla arenosa de tonalidades variables de color café; con un contenido de agua variable entre el 47% y el 127%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable, de Peso de Herramienta (PH) a 3 golpes, de consistencia muy blanda a blanda.
4.30 – 4.90	Parte Superior: Arcilla de color café verdoso; Parte Inferior: Arcilla con poca arena fina de color gris verdoso; con un contenido de agua variable entre el 75% y el 90%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de 6 golpes; de consistencia media.
4.90 – 5.50	Arcilla arenosa de color gris verdoso, con un contenido de agua de 139%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de 2 golpes; de consistencia muy blanda.
5.50 – 6.10	Parte Superior: Arcilla de color café verdoso; Parte Inferior: Arena fina de color gris oscuro, con un contenido de agua variable entre el 83% y el 280%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de 2 golpes; de consistencia muy blanda.

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
6.10 – 7.30	Arcilla de color café verdoso, con un contenido de agua variable entre el 336% y el 398%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable, de Peso de Herramienta (PH) a 1 golpe; de consistencia muy blanda.
7.30 – 7.90	Parte superior: Arcilla de color café verdoso; Parte Inferior: Arena fina de color gris oscuro, con un contenido de agua variante entre el 37% y el 413%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de 6 golpes; de consistencia media.
7.90 – 8.50	Arena fina poco arcillosa de color gris oscuro, con un contenido de agua de 69%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de 6 golpes, de consistencia media.
8.50 – 9.10	Parte superior: Arcilla de color café rojiza; Parte Inferior: Arena con poca arcilla de color gris oscuro, con un contenido de agua variable entre el 46% y el 252%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de Peso de Herramienta (PH); de consistencia muy blanda.
9.10 – 10.90	Arcilla de tonalidades variables de color café, con un contenido de agua variable entre el 274% y el 402%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de Peso de Herramienta (PH); de consistencia muy blanda.
10.90 – 11.80	Arcilla de tonos variables de color café y gris, con un contenido de agua variable entre el 154% y el 276%, Hincado a presión (Tubo Shelby).
11.80 – 14.80	Arcilla de tonalidades variables de color gris, con un contenido de agua variable entre el 106% y el 369%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable, de Peso de Herramienta (PH) a 2 golpes, de consistencia muy blanda.

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
14.80 – 15.70	Arcilla de color gris verdoso oscuro, con un contenido de agua variable entre el 258% y el 335%, Hincado a presión (Tubo Shelby).
15.70 – 16.30	Arcilla de color café amarillenta, con un contenido de agua de 233%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable, de 2 golpes, de consistencia muy blanda.
16.30 – 16.90	Parte superior: Arcilla de color gris verdosa; Parte media: Arena fina de color café grisáceo; Parte inferior: Arcilla de color café rojiza, con un contenido de agua variable entre el 173% y el 317%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 27 golpes, de consistencia muy firme.
16.90 – 18.10	Arcilla de color café grisáceo, con un contenido de agua de 215%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 13 golpes, de consistencia firme.
18.10 – 21.10	Arcilla de tonalidades variables de color café y gris, con un contenido de agua variable entre el 122% y el 237%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable, de 2 a 7 golpes, de consistencia blanda a media.
21.10 – 22.00	Arcilla de color gris verdoso oscuro, con un contenido de agua variable entre el 53% y el 121%; Hincado a presión (Tubo Shelby).
22.00 – 25.60	Arcilla de color café grisáceo, con un contenido de agua variable entre el 202% y el 312%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable, de Peso de Herramienta (PH) a 10 golpes, de consistencia muy blanda a media.
25.60 – 26.20	Arcilla con poca arena de color gris, con un contenido de agua de 131%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de 4 golpes, de consistencia blanda.

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
26.20 – 29.80	Arcilla de tonalidades variables de color gris, con un contenido de agua variable del 136% y el 181%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable, de 5 a 12 golpes; de consistencia media a firme.
29.80 – 32.20	Arcilla con fósiles de color gris verdosa, con un contenido de agua promedio de 221%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de 8 a más de 50 golpes; de consistencia media a dura.
32.20 – 32.80	Limo arenoso de color gris verdoso, con un contenido de agua de 23%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes, de consistencia dura.
32.80 – 33.40	Arcilla arenosa de color gris claro, con un contenido de agua de 22%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), de más de 50 golpes, de consistencia dura.
33.40 – 34.00	Limo arenoso con poca arcilla y gravillas pumíticas aisladas, con un contenido de agua de 16%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes, de consistencia dura.
34.00 – 34.60	Arcilla poco limosa con poca arena y betas de ceniza volcánica de color gris verdosa, con un contenido de agua de 66%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) , de más de 50 golpes, de consistencia dura.
34.60 – 35.20	Parte superior: Arcilla con poca arena de color gris verdosa; Parte media: Arcilla poco limosa de color gris claro, con un contenido de agua variable entre el 38% y el 87%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes; de consistencia dura.
35.20 – 36.40	Arcilla con fósiles de color gris verdosa, con un contenido de agua variable entre el 143% y el 216%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes; de consistencia dura.

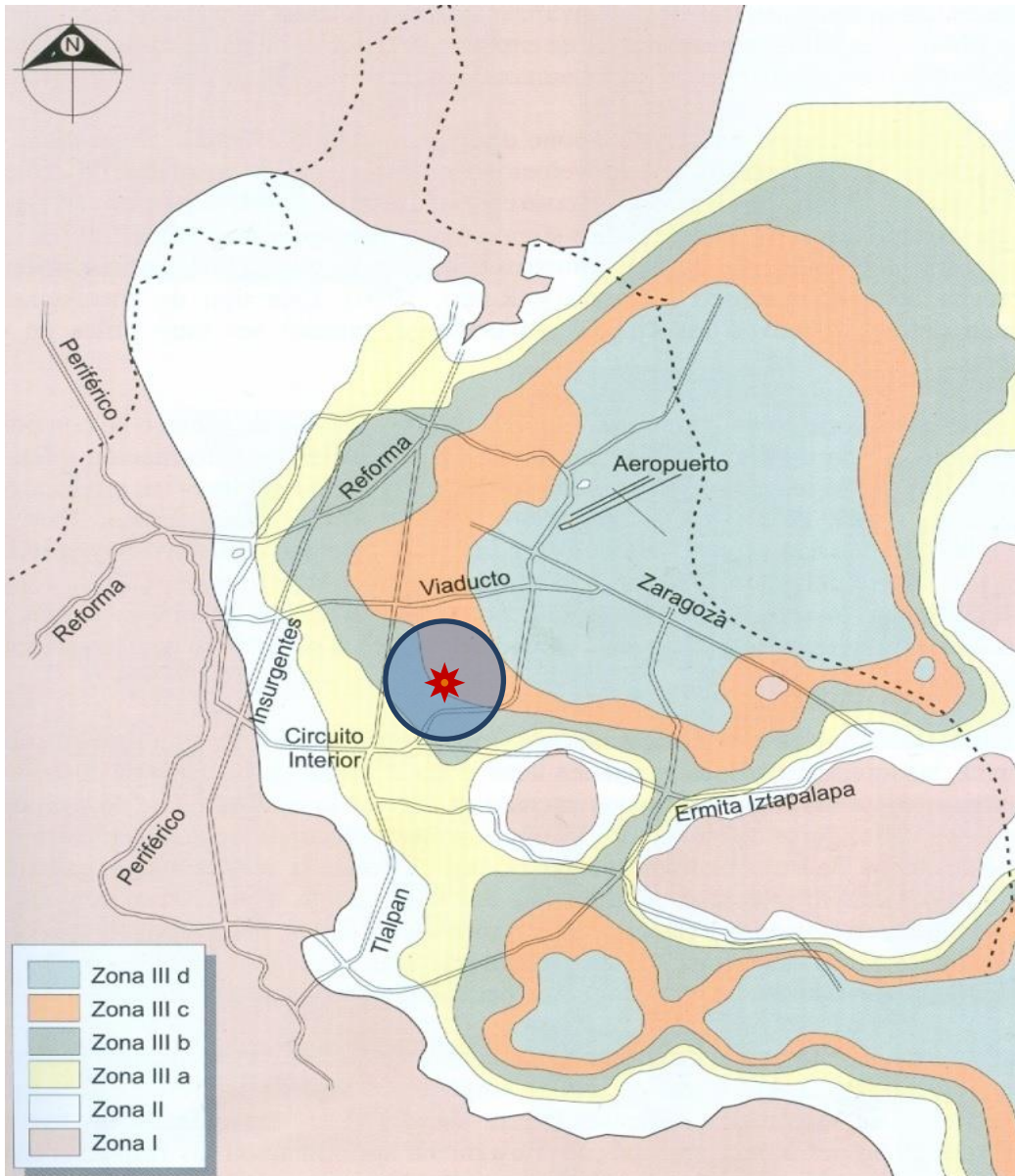
PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
36.40 – 38.80	Ceniza volcánica de color gris blanquizo, con un contenido de agua variable entre el 5% y el 23%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes; de compactación relativa muy compacta.
38.80 – 40.10	Arena fina poco limosa color gris verdosa, con un contenido de agua promedio de 18%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de más de 50 golpes, de compactación relativa muy compacta.

Se detectaron variaciones en el nivel freático que iban desde 1.45 hasta 2.40 m, con respecto al nivel actual del terreno, ***se verificó la profundidad del nivel con un pozo de observación a los tres días después, con la finalidad de obtener una lectura una vez estabilizado el nivel freático, el cual se localizó a 1.72 m de profundidad.***

De información de la Comisión de Aguas del Valle de México se sabe que se tienen abatimientos en la presión del agua del orden de 10 ton/m² a 25 m de profundidad.

Considerando las características de rigidez de la cimentación que más adelante se define, la deformabilidad de los materiales del subsuelo y la presión de contacto aplicada a los materiales de apoyo por la cimentación, el módulo de reacción del suelo deberá considerarse de 1.5 kg/cm³.

De acuerdo a las características estratigráficas de los depósitos del subsuelo, y a la zonificación geotécnica de la Ciudad de México el predio de interés se encuentra en la zona IIIc, a la que corresponde un coeficiente sísmico de 0.40, como se observa en la figura 2.16. ***Sin embargo, se realizó un estudio para determinar el coeficiente sísmico particular del sitio de interés, el cual se obtuvo de 0.39 que es el valor que se recomienda usar para el proyecto según el estudio de espectro sísmico realizado.***



Zona sísmica del D.F.	C	a_0	T_a (s)	T_b (s)	r
Zona I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0
Zona II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
Zona III _a	0.40	0.10	0.53	1.8	2
Zona III _b	0.45	0.11	0.85	3.0	2
Zona III _c	0.40	0.10	1.25	4.2	2
Zona III _d	0.30	0.10	0.85	4.2	2

FIGURA 2.16.- COEFICIENTES SISMICOS DEACUERDO A LA ZONIFICACIÓN DE LA CIUDAD DE MÉXICO SEGÚN LAS NTC DF. 2004

III.- ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

III.1.- CONSIDERACIONES GENERALES

El proyecto arquitectónico contempla la construcción de una estructura formada por dos cuerpos, un primer cuerpo que es el más ligero constituido por un sótano y estacionamiento superficial, el segundo cuerpo y el más pesado constituido por un sótano, planta baja y planta alta, las cuales estarán conformadas por losas, trabes y columnas de concreto armado. Los niveles de piso terminado de acuerdo al proyecto arquitectónico son: el sótano inferior se encontrará a -3.90m, la planta baja estará en la cota +0.00m, la planta alta se encuentra en el nivel +8.50m y la planta de azotea se encontrará a +18.00m. Cabe mencionar que todos los niveles antes mencionados se encuentran referenciados con respecto al nivel de banqueta (Nivel 0.00), en el punto medio del terreno.

El subsuelo presenta las siguientes características mecánicas e hidráulicas:

Superficialmente se encuentran materiales de relleno constituidos por arcilla arenosa, con espesor de 1.20 m.

A continuación, se encontró la formación conocida como manto superficial, con un espesor de 4.5 m. Está constituida por arcillas y limos de los grupos CH y OH - MH según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos), con contenido de agua variable entre 31 y 120%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable entre 1 y 14 golpes, de consistencia entre muy blanda y media. Con cohesión variable de 2 a 5 ton/m² y ángulo de fricción interna variable de 5 ° a 12° determinados en prueba de compresión triaxial no consolidada no drenada (TR-UU). El peso volumétrico natural es de 1.45ton/m³.

Enseguida aparece la formación arcillosa superior con un espesor aproximado de 28 m. Está constituida por arcilla de diferentes coloraciones, con estratos intercalados de arena, con limo. El contenido de agua varía entre 120 y 430%, IRPE variable entre peso de la herramienta y 13 golpes, de consistencia entre muy blanda a blanda. Con límite líquido variable entre 86 y 440%, límite plástico entre 42 y 105 %, del grupo CH según el SUCS. La cohesión oscila entre 1 y 12 ton/m². El peso volumétrico natural varía entre 1.4 y 1.20 ton/m³.

El nivel freático se detectó a 1.72 m de profundidad, con respecto a nivel de terreno, mediante un pozo de observación.

- Asentamientos de 2.0 cm/año por consolidación regional.

Para las características anteriores deberán revisarse los siguientes aspectos geotécnicos para el diseño de la cimentación del proyecto, considerando como primera opción un cajón de cimentación:

- Asentamientos a largo plazo que resulten inferiores a los permitidos por el Reglamento.
- Evaluación de posible falla de la costra superficial por los esfuerzos transmitidos en condición sísmica.
- Valoración de las tensiones en la losa de cimentación del semisótano de estacionamiento.

Tomando en cuenta las características arquitectónicas donde se proyecta una estructura formada por dos cuerpos, distribuidos de tal manera que en un área aproximadamente de 6,742.42 m² se tendrá un sótano para estacionamiento más un estacionamiento superficial (estructura ligera). En otra área aproximadamente de 6,709.13 m² se tendrá un sótano, planta baja y un nivel superior (estructura pesada), y que estos niveles tendrán un uso de área de ventas y patio constructor donde se alojaran diversos productos con peso considerable, se analizaran en forma separada para conocer el comportamiento que se tendrá por la diferencia de esfuerzos transmitidos al suelo por la diferencia de cargas transmitidas respecto a la bajada de cargas proporcionada.

Con base en lo anterior, la solución de cimentación del proyecto será formada por una cimentación mixta conformada por un cajón rígido de cimentación desplantado a 4.20 m de profundidad, y pilas por punta y fricción desplantadas a 35 m de profundidad respecto al nivel de banqueteta.

Lo anterior es tomando en cuenta que el nivel de piso terminado del sótano se tendrá a -3.90 m con respecto al nivel de banqueteta, se consideró una losa de 30 cm de espesor.

Como el sótano es común, y que se tendrá el nivel de piso terminado del sótano a -3.90 m con respecto al nivel de piso terminado de la Mega, será necesario la colocación y construcción de pilas de punta y fricción, de 30.8 m de longitud efectiva, es decir, desplantados a 35 m con respecto al nivel cero considerando 30 cm de espesor de la losa fondo.

La función de las pilas serán trabajar a tensión para reducir la sobrecompensación, y la excentricidad en la zona más ligera, donde se tendrá un sótano y estacionamiento superficial, y para la zona donde se requiere un sótano, planta baja y un nivel superior que es la zona más pesada, las pilas trabajaran por punta y fricción dado que las condiciones estáticas no se satisfacen.

III.2.- CONSIDERACIONES PARA LA ESTRUCTURA LIGERA DONDE SE TENDRÁ UN SÓTANO Y ESTACIONAMIENTO SUPERFICIAL

Cargas y características de proyecto

Área Total del sótano= 6,742.4 m²

Peso proporcionado de la estructura = 15,714.98 ton (incluye peso de la cimentación, y no está factorizada) en condiciones gravitacionales, 14,929.23 ton (incluye peso de la cimentación, y no está factorizada) en condiciones instantáneas y el peso de la estructura en condiciones medias es de 14,143.48 ton (incluye peso de la cimentación, y no está factorizada)

$W_E =$ **2.30 ton/m² condiciones máximas sin factorizar**
2.20 ton/m² condiciones instantáneas sin factorizar
2.10 ton/m² condiciones medias sin factorizar

Excavación:

Área excavada = 6,742.40 m²

Profundidad de excavación = 3.90 m más 0.30 m de espesor de losa = 4.20 m

Peso volumétrico del suelo excavado = 1.5 ton/m³

Peso del suelo excavado = 6.30 ton/m²

Esfuerzo Total = 2.1 ton/m² (Tomando en cuenta las condiciones medias y con peso de cimentación proporcionados)

Esfuerzo Neto = -4.20 ton/m² sobrecompensado (considerando una compensación de 2.1 ton/m²)

III.2.1.- Análisis de estabilidad

Estado de falla general con cajón de cimentación.

La capacidad de carga admisible del subsuelo de apoyo con cajón de cimentación se determinó aplicando la siguiente expresión:

$$q_{adm} = \frac{C_{uu} N_c}{F_d} + \gamma D_f$$

dónde:

q_{adm} = capacidad de carga admisible, ton/m²

C_{uu} = cohesión promedio en la superficie de falla, 5 ton/m²

N_c = factor de capacidad de carga propuesto por Vésic

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.2 \frac{D_f}{B} \right) \left(1 + 0.2 \frac{B}{L} \right)$$

D_f = profundidad de desplante, 4.20 m

B = ancho promedio del cajón de cimentación, 71.44 m

L = longitud promedio del cajón de cimentación, 94.37 m

γ = peso volumétrico del suelo sobre el nivel de desplante, 1.5 ton/m³

F_d = factor de diseño estático (3) y dinámico (2.5)

Reemplazando los valores anteriores, la capacidad de carga estática y dinámica admisible es 27.96 ton/m² y 33.55 ton/m², respectivamente.

III.2.2.- Acciones

Las acciones que deben considerarse en los análisis de la cimentación son las siguientes:

a) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima proporcionadas por el estructurista resulta de 15,714.98 ton, que incluyen el peso de la cimentación para la estructura de interés. Estas cargas estarán afectadas por un factor de carga de 1.4 y se considerarán en el análisis límite de falla en condiciones estática.

b) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea resulta de 14,99.23 ton, que incluyen el peso de la cimentación para el edificio de interés. La acción accidental más crítica por efecto sísmico corresponderá a un momento sísmico para la estructura analizada. Las cargas estarán afectadas por un factor de carga de 1.1 y se utilizarán en el análisis límite de falla en condiciones dinámicas.

c) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad media resulta de 14,143.48 ton, que incluyen el peso de la cimentación estarán afectadas por un factor de carga de 1, y se emplearán en el análisis del estado límite de servicio.

III.2.3.- Estado límite de falla en condiciones estáticas

La revisión de la estabilidad de las cimentaciones ante el estado límite de falla en condiciones estáticas, se hizo considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación afectada por un factor de carga de 1.4, mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$\frac{\sum QFc}{A} < RF_R$$

dónde:

ΣQ : suma de las acciones verticales debidas a la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación en ton.

F_c : factor de carga, adimensional e igual a 1.4

R : capacidad de carga de los materiales de apoyo de la cimentación, que es función del tipo de cimentación empleada.

F_R : factor de resistencia, adimensional

$$3.26 \text{ ton/m}^2 < 27.96 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto, la cimentación es estable en condiciones estáticas.

III.2.4.- Estado límite de falla en condiciones dinámicas

La revisión de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas se realizó de acuerdo al criterio establecido en los Comentarios de las Normas de Emergencia del Reglamento de Construcciones, del Subcomité de Normas y Procedimientos de Construcción, del Comité de Reconstrucción del Área Metropolitana, que establecen que la cimentación de una estructura será segura ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas, si la capacidad de carga neta del suelo afectada por el factor de carga y la fuerza de inercia que obra en la zona de falla potencial del suelo que subyace al cimiento, es mayor a la acción de las cargas gravitacionales y las debidas al sismo, lo cual puede verificarse a través de la siguiente desigualdad.

$$W_t F_c < F_R A_R q \left(1 - \frac{0.12 F_c a_0 b \gamma}{F_R c g} \right)$$

dónde:

W_t : carga total de la estructura en la condición analizada proporcionada sin considerar el peso de la cimentación, 10,317.41 ton

F_c : factor de carga, adimensional e igual a 1.1

W_c : peso del suelo desplazado para la construcción de la cimentación, en ton, igual a $W_c = (A D_f \gamma) = 42,477.30 \text{ ton}$

F_R : factor de resistencia adimensional, 0.70

A_R : área reducida del cajón de cimentación, para tomar en cuenta el momento de volteo debido a sismo, igual a:

$$A_R = (B - 2 e) \times L = 6,665.86 \text{ m}^2$$

siendo:

B : ancho del cajón de cimentación, 71.44 m.

L : largo del cajón de cimentación, 94.379 m.

e : excentricidad dada por:

$$e = M_s / W_t = 0.41 \text{ m}$$

dónde:

Wt: peso de la estructura en la condición analizada sin considerar el peso de la cimentación, en 10,317.41 ton.

Ms: momento de volteo debido a sismo, obtenido en forma aproximada con el siguiente procedimiento:

$$MS=0.8 (2/3) H_T Wt (Cs/Q) = 4,184.74 \text{ ton-m}$$

siendo:

H_T: altura total de la estructura, medida a partir del desplante, 3.90 m

Cs: coeficiente de diseño sísmico, 0.39

Q: factor de comportamiento sísmico (ductibilidad), 2.

q₁: capacidad de carga neta del suelo de apoyo de la cimentación, obtenida con la siguiente fórmula:

$$q_1 = c N_c = 30.94 \text{ ton/m}^2$$

dónde:

c: cohesión media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla, 5 ton/m²

N_c: coeficiente de capacidad de carga, 6.19

a_o: aceleración horizontal máxima del terreno, según el Reglamento de construcciones, igual a C_{sis} g, para estructuras tipo B, afectada por un factor de ductilidad de 2, a_o = C_{sis} x 9.81/Q= 1.91 m/seg², siendo "g" la aceleración debida a la gravedad.

b: mínimo de (d, 1.2 h, 20m)

en la cual:

d: ancho del área reducido del cajón de cimentación, 70.63 m.

h: profundidad desde el nivel de desplante del cajón de cimentación hasta la capa dura más próxima, 32 m x 1.2 = 38.4 m.

γ: peso volumétrico medio del suelo al nivel de desplante, hasta una profundidad B, abajo de él, 1.4 ton/m³.

c: cohesión media del suelo desde el nivel de desplante hasta una profundidad B, abajo de él, 5 ton/m².

$$WtFc < F_R A_R q_1 \left(1 - \frac{0.12 F_c a_o b \gamma}{F_R c g}\right)$$

$$-31,128.14 \text{ ton} < 113,967.95 \text{ ton}$$

Por lo tanto, la cimentación es estable en condiciones dinámicas.

III.2.5.- Estado de falla local con cajón de cimentación

El esfuerzo máximo que resiste el suelo en la esquina de la cimentación sometida a compresión máxima se calcula con la siguiente expresión:

$$q_{\text{amd}} = \frac{2C_{cu} \sqrt{N_{\phi}}}{FS} + \sigma_{eo} K_o N_{\phi}$$

dónde:

q_{amd} = esfuerzo admisible en la orilla, ton/m²

C_{cu} , ϕ = parámetros de resistencia del subsuelo al nivel de desplante en condición consolidada - no drenada,

$$N_{\phi} = \tan^2 (45^\circ + \phi / 2) = 1.1$$

Fs = factor de seguridad, 1.3

K_o = coeficiente de empuje de tierras en reposo, 0.6

σ_{eo} = esfuerzos efectivos in situ al nivel de desplante, 38 ton/m²

Reemplazando los valores anteriores, se obtendrá el esfuerzo límite en la orilla igual a 10.88 ton/m²

III.2.6.- Incremento de esfuerzos debido al momento de volteo durante la eventualidad de un sismo

Los esfuerzos inducidos en condición sísmica se pueden calcular con la fórmula de la escuadría:

$$\Delta\sigma_{\text{sismo}} = \frac{Q}{A} \pm \frac{Ms}{Ix} y \pm 0.3 \frac{Ms}{Iy} x$$

dónde:

$\Delta\sigma_{\text{sismo}}$: incremento de esfuerzo en la esquina crítica, ton/m²

$\frac{Q}{A}$: presión neta instantánea.

$$\frac{Q}{A} = \frac{W_{E\text{inst}} - W_S}{A} = \frac{(10,317.41 \text{ Ton} * 1.1) - 42,477.30}{6,742.40 \text{ m}^2} = -4.62 \text{ Ton/m}^2$$

Ms: momento de volteo sísmico = 4,184.74 Ton - m

I_x, I_y : momentos de inercia principales menor y mayor respecto al centroide de la losa de cimentación.

$$I_x = \frac{BL^3}{12}, \quad I_y = \frac{LB^3}{12}$$

x, y : distancias perpendiculares a la esquina crítica, medidas respecto a los ejes principales de inercia menor y mayor.

$$x = \frac{B}{2}, \quad y = \frac{L}{2}$$

Reemplazando los valores en la expresión, el incremento de esfuerzo por sismo en la esquina crítica de la losa de cimentación es:

$$I_x = 2,867,593.21 \text{ m}^4$$

$$I_y = 5,004,763.42 \text{ m}^4$$

$$x = \frac{94.379 \text{ m}}{2} = 47.1894 \text{ m}$$

$$y = \frac{71.44 \text{ m}}{2} = 35.72 \text{ m}$$

$$\therefore \Delta\sigma_{\text{sismo máx.}} = -4.62 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} + \frac{4,184.74 \text{ Ton-m}}{2,867,593.21 \text{ m}^4} (35.72 \text{ m}) + 0.3 \frac{4,184.74 \text{ Ton-m}}{5,004,763.42 \text{ m}^4} (47.1894 \text{ m})$$

$$\Delta\sigma_{\text{sismo máx.}} = -4.553 \text{ Ton/m}^2$$

$$\therefore \Delta\sigma_{\text{sismo mín.}} = -4.62 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} - \frac{4,184.74 \text{ Ton-m}}{2,867,593.21 \text{ m}^4} (35.72 \text{ m}) - 0.3 \frac{4,184.74 \text{ Ton-m}}{5,004,763.42 \text{ m}^4} (47.1894 \text{ m})$$

$$\Delta\sigma_{\text{sismo mín.}} = -4.681 \text{ Ton/m}^2$$

De acuerdo a lo anterior, para que no se produzca falla por esfuerzo cortante y no haya tensiones sobre la base, se debe de cumplir lo siguiente:

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{\text{sismo máx.}} &< q_u \\ \Delta\sigma_{\text{sismo mín.}} &> 0.00 \end{aligned}$$

dónde:

$$q_u = C * N_c = 30.941 \text{ Ton/m}^2$$

por lo tanto:

$$\Delta\sigma_{\text{sismo máx.}} < q_u$$

$$\therefore -4.553 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < 30.941 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \rightarrow \text{No falla por esfuerzo cortante}$$

$$\Delta\sigma_{\text{sismo mín.}} > 0.00$$

$$\therefore -4.681 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} > 0.00 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Conforme a las desigualdades anteriores y a la correcta interpretación de los datos, no existe falla por cortante o por tensión debido al sismo, sin embargo, existirá una supresión originada por los esfuerzos liberados en el subsuelo de apoyo por la excavación requerida, siendo necesaria la implementación de pilas que trabajen a tensión para evitar que la estructura emerja y no se refleje en la integridad de la estructura.

III.2.7.- Análisis de asentamientos

Se establece que tomando en cuenta las cargas proporcionadas y la construcción de un cajón de cimentación desplantado a -4.20 m con respecto al nivel de banqueteta y la presión neta transmitida al suelo es -4.20 ton/m² por efecto de la compensación los asentamientos obtenidos son nulos, y por el contrario, se tendrá un emergimiento debido a los esfuerzos liberados en el subsuelo por la excavación requerida.

III.2.8.- Expansiones elásticas

Para la evaluación de las expansiones elásticas máximas que ocurrirán al efectuar la excavación necesaria para alojar a la losa de cimentación, se empleó el criterio de Steinbrenner y los módulos de elasticidad obtenidos de las pruebas triaxiales UU y de las pruebas de compresión simple, así como de correlacionar las propiedades índices de los materiales de interés con las de otros semejantes en los que se han determinado los módulos elásticos por métodos geosísmicos.

Según dicho criterio, el desplazamiento vertical bajo la esquina de un área rectangular descargada, colocada en la superficie de una capa de espesor D, está dada por:

$$HD = \frac{qB}{E} \{(1 - u^2)F_1 + (1 - u - 2u^2)F_2\}$$

dónde:

q: descarga uniformemente repartida superficialmente, provocada con la excavación, en ton/m².

B: ancho del área descargada, en m

F₁ y F₂: coeficientes adimensionales, que dependen de la relación D/L y L/B.

D: espesor del estrato considerado, en m.

L: longitud del área descargada

E: módulo de elasticidad del suelo bajo la zona de excavación, en ton/m².

u: relación de Poisson, adimensional.

Que para un sistema de capas o estratos queda la siguiente expresión:

$$H = H_{D1} (E_1, u_1) + (H_{D2} (E_2, u_2) - H_{D1} (E_2, u_2)) + \dots \\ + (H_{Dn} (E_n, u_n) - H_{Dn-1} (E_n, u_n))$$

Se obtuvieron que excavando toda el área que ocupará la losa de cimentación, para su despalme las expansiones máximas esperadas al centro son igual a 11.13 cm y en la esquina de 3.54 cm, las cuales están al límite, pero son admisibles.

Posteriormente al construir la estructura de interés, las cargas aplicadas por la estructura provocarán la recuperación elástica de los materiales del subsuelo, con una magnitud igual a las expansiones debidas a la descarga por la excavación que alojará al cajón de cimentación.

III.2.9.- Empujes sobre los muros perimetrales de los cajones de cimentación

Tomando en cuenta las características estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo, así como las del proyecto, la determinación de los empujes a largo plazo sobre los muros perimetrales del cajón de cimentación se realizó siguiendo las recomendaciones establecidas en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (1969), bajo la condición de empuje de suelo en reposo y considerando los siguientes efectos:

- + La presión que ejerce la masa de suelo en condiciones de reposo, obtenida como el producto acumulado del peso volumétrico total para profundidades sobre el nivel freático, y bajo este, el peso volumétrico sumergido, por los espesores en los que se considera el mismo valor, afectados por el coeficiente de presión de tierras en reposo.
- + La acción de una sobrecarga uniformemente repartida, actuando en un área contigua al muro, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral del área, afectada por el coeficiente de presión de tierras en reposo.
- + Para tomar en cuenta las sollicitaciones sísmicas, se determinó una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa de suelo deslizante por un coeficiente sísmico
- + La presión hidráulica que ejerce el agua obtenida como el producto de su peso volumétrico por la profundidad.

Una vez calculados los valores de los cuatro efectos, se superpusieron obteniéndose la envolvente de empujes horizontales que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros. En la figura 3.1, se muestran los valores obtenidos en forma gráfica, los que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales para sobrecargas de 2 ton/m².

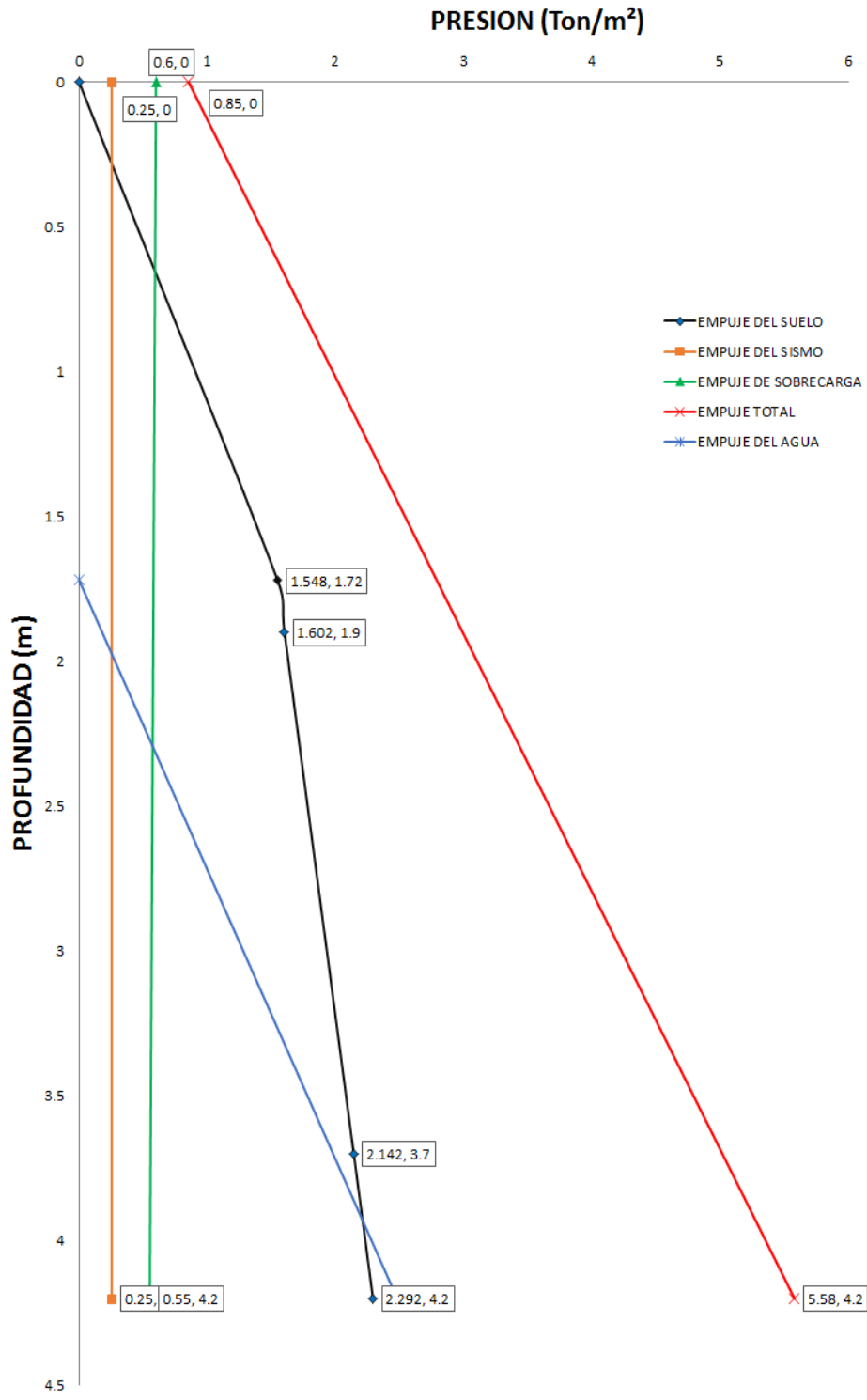


FIGURA 3.1.- EMPUJES SOBRE MUROS RÍGIDOS (2 Ton/m²)

III.2.10.- Falla de fondo

Se revisará la estabilidad de la excavación contra falla de fondo por cortante, lo que se realizó mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$P_v F_c + q F'_c < c N_c F_R$$

dónde:

P_v : presión vertical total actuando en el suelo a la profundidad de excavación, de 8.06 ton/m²

F_c : factor de carga adimensional, 1.4

q : sobrecarga superficial, 1.5 ton/m²

F'_c : factor de carga, adimensional, 1

c : cohesión del material que subyace a la excavación, 5 ton/m²

N_c : coeficiente de capacidad de carga, 6.19

F_R : factor de resistencia, 0.70

De acuerdo a lo anterior resultado de

$$10.32 \text{ ton/m}^2 < 21.66 \text{ ton/ m}^2$$

Sin embargo, por seguridad, la excavación debe realizarse por etapas.

III.2.11.- Estabilidad de taludes durante la excavación

Para analizar la estabilidad del talud se utilizó el método de Jambú, donde para taludes simples y homogéneos, el factor de seguridad asociado a círculos correspondientes a falla por el pie del talud está expresado por:

$$FS = \frac{N_e C_{uu}}{\gamma H + q}$$

donde

N_e : es un número de estabilidad que puede obtenerse de gráficas, a condición de conocer el valor del parámetro $\lambda_{c\phi}$, el cual puede calcularse con la expresión:

$$\lambda_{c\phi} = \frac{\gamma H + q}{C_{uu}} \tan(\phi_{uu})$$

donde:

γ = peso volumétrico del suelo sobre el nivel de desplante, 1.5 ton/m³

H = altura del talud, 4.2 m

q = sobrecarga, 1.5 ton/m²

C_{uu} = cohesión promedio en condición no drenada, 5 ton/m²

(ϕ_{uu}) = ángulo de fricción en condición no drenada, 8 grados

Por lo tanto, la excavación que alojará el cajón de cimentación se podrá efectuar dejando bermas cuya geometría se establecerá más adelante y se empleará un sistema de retención.

III.3.- CONSIDERACIONES PARA LA ESTRUCTURA PESADA DONDE SE REQUIERE UN SÓTANO, PLANTA BAJA Y UN NIVEL SUPERIOR

Cargas y características de proyecto

Área Total del sótano= 6,709.10 m²

Peso proporcionado de la estructura = 62,399.74 ton (incluye peso de la cimentación, y no está factorizada) en condiciones gravitacionales, 59,279.76 ton (incluye peso de la cimentación, y no está factorizada) en condiciones instantáneas y el peso de la estructura en condiciones medias es de 56,159.77 ton (incluye peso de la cimentación, y no está factorizada)

$W_E = 9.3 \text{ ton/m}^2$ condiciones máximas sin factorizar
8.8 ton/m² condiciones instantáneas sin factorizar
8.4 ton/m² condiciones medias sin factorizar

Excavación:

Área excavada = 6,709.10 m²

Profundidad de excavación = 3.90 m más 0.30 m de espesor de losa = 4.20 m

Peso volumétrico del suelo excavado = 1.5 ton/m³

Peso del suelo excavado = 6.30 ton/m²

Esfuerzo Total = 8.40 ton/m² (Tomando en cuenta las condiciones medias y con peso de cimentación proporcionados)

Esfuerzo Neto = 2.07 ton/m² parcialmente compensado (considerando una compensación de 8.40 ton/m²)

III.3.1.- Análisis de estabilidad

Estado de falla general con cajón de cimentación.

La capacidad de carga admisible del subsuelo de apoyo con cajón de cimentación se determinó aplicando la siguiente expresión:

$$q_{\text{adm}} = \frac{C_{uu} N_c}{F_d} + \gamma D_f$$

dónde:

q_{adm} = capacidad de carga admisible, ton/m²

C_{uu} = cohesión promedio en la superficie de falla, 5 ton/m²

N_c = factor de capacidad de carga propuesto por Vésic

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.2 \frac{D_f}{B} \right) \left(1 + 0.2 \frac{B}{L} \right)$$

D_f = profundidad de desplante, -4.20 m

B = ancho promedio del cajón de cimentación, 59.87 m

L = longitud promedio del cajón de cimentación, 112.06 m

γ = peso volumétrico del suelo sobre el nivel de desplante, 1.5 ton/m³

F_d = factor de diseño estático (3) y dinámico (2.5)

Reemplazando los valores anteriores, la capacidad de carga estática y dinámica admisible es 27.01 ton/m² y 32.41 ton/m², respectivamente.

III.3.2.- Acciones

Las acciones que deben considerarse en los análisis de la cimentación son las siguientes:

a) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima proporcionadas por el estructurista resulta de 62,399.74 ton, que incluyen el peso de la cimentación para la estructura de interés. Estas cargas estarán afectadas por un factor de carga de 1.4 y se considerarán en el análisis límite de falla en condiciones estática.

b) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea resulta de 59,279.76 ton, que incluyen el peso de la cimentación para el edificio de interés. La acción accidental más crítica por efecto sísmico corresponderá a un momento sísmico para la estructura analizada. Las cargas estarán afectadas por un factor de carga de 1.1 y se utilizarán en el análisis límite de falla en condiciones dinámicas.

c) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad media resulta de 56,159.77 ton, que incluyen el peso de la cimentación estarán afectadas por un factor de carga de 1, y se emplearán en el análisis del estado límite de servicio.

III.3.3.- Estado límite de falla en condiciones estáticas

La revisión de la estabilidad de las cimentaciones ante el estado límite de falla en condiciones estáticas, se hizo considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación afectada por un factor de carga de 1.4, mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$\frac{\sum QF_c}{A} < RF_R$$

dónde:

$\sum Q$: suma de las acciones verticales debidas a la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación en ton.

F_c : factor de carga, adimensional e igual a 1.4.

R : capacidad de carga de los materiales de apoyo de la cimentación, que es función del tipo de cimentación empleada.

F_R : factor de resistencia, adimensional.

$$13.02 \text{ ton/m}^2 < 27.01 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto, la cimentación es estable en condiciones estáticas.

III.3.4.- Estado límite de falla en condiciones dinámicas

La revisión de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas se realizó de acuerdo al criterio establecido en los Comentarios de las Normas de Emergencia del Reglamento de Construcciones, del Subcomité de Normas y Procedimientos de Construcción, del Comité de Reconstrucción del Área Metropolitana, que establecen que la cimentación de una estructura será segura ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas, si la capacidad de carga neta del suelo afectada por el factor de carga y la fuerza de inercia que obra en la zona de falla potencial del suelo que subyace al cimiento, es mayor a la acción de las cargas gravitacionales y las debidas al sismo, lo cual puede verificarse a través de la siguiente desigualdad.

$$WtF_c - W_c < F_R A_R q \left(1 - \frac{0.12 F_c a_0 b \gamma}{F_R c g} \right)$$

dónde:

W_t : carga total de la estructura en la condición analizada proporcionada, 54,690.70 ton

F_c : factor de carga, adimensional e igual a 1.1

W_c : peso del suelo desplazado para la construcción de la cimentación, en ton, igual a $W_c = (A D_f \gamma) = 42,267.55 \text{ ton}$

F_R : factor de resistencia adimensional, 0.70

A_R : área reducida del cajón de cimentación, para tomar en cuenta el momento de volteo debido a sismo, igual a:

$$A_R = (B - 2e) \times L = 6,198.58 \text{ m}^2$$

siendo:

B: ancho del cajón de cimentación, 59.87 m.

L: largo del cajón de cimentación, 112.06 m.

e: excentricidad dada por:

$$e = Ms / Wt = 2.28 \text{ m}$$

dónde:

Wt: peso de la estructura en la condición analizada, en 54,690.70 ton

Ms: momento de volteo debido a sismo, obtenido en forma aproximada con el siguiente procedimiento:

$$Ms = 0.8 (2/3) H_T Wt (Cs/Q) = 124,563.55 \text{ ton-m}$$

siendo:

H_T: altura total de la estructura, medida a partir del desplante, 21.90 m

Cs: coeficiente de diseño sísmico, 0.39

Q: factor de comportamiento sísmico (ductibilidad), 2.

q₁: capacidad de carga neta del suelo de apoyo de la cimentación, obtenida con la siguiente fórmula:

$$q_1 = c N_c = 29.58 \text{ ton/m}^2$$

dónde:

c: cohesión media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla, 5 ton/m²

N_c: coeficiente de capacidad de carga, 5.92

a_o: aceleración horizontal máxima del terreno, según el Reglamento de construcciones, igual a C_{sis} g, para estructuras tipo B, afectada por un factor de ductilidad de 2, a_o = C_{sis} x 9.81/Q = 1.91 m/seg², siendo "g" la aceleración debida a la gravedad.

b: mínimo de (d, 1.2 h, 20m)

en la cual:

d: ancho del área reducido del cajón de cimentación, 55.31 m.

h: profundidad desde el nivel de desplante del cajón de cimentación hasta la capa dura más próxima, 32 m x 1.2 = 38.4 m.

γ: peso volumétrico medio del suelo al nivel de desplante, hasta una profundidad B, abajo de él, 1.4 ton/m³.

c: cohesión media del suelo desde el nivel de desplante hasta una profundidad B, abajo de él, 5 ton/m².

$$WtFc - Wc < F_R A_R q_1 \left(1 - \frac{0.12 F_C a_o b \gamma}{F_R c g} \right)$$

$$17,892.22 \text{ ton} < 101,328.18 \text{ ton}$$

Por lo tanto, la cimentación es estable en condiciones dinámicas.

III.3.5.- Estado de falla local con cajón de cimentación

El esfuerzo máximo que resiste el suelo en la esquina de la cimentación sometida a compresión máxima se calcula con la siguiente expresión:

$$q_{\text{amd}} = \frac{2C_{cu} \sqrt{N_{\phi}}}{FS} + \sigma_{eo} K_o N_{\phi}$$

dónde:

q_{amd} = esfuerzo admisible en la orilla, ton/m²

C_{cu} , ϕ_{cu} = parámetros de resistencia del subsuelo al nivel de desplante en condición consolidada - no drenada,

$$N_{\phi} = \tan^2 (45^\circ + \phi_{cu} / 2) = 1.1$$

Fs = factor de seguridad, 1.3

K_o = coeficiente de empuje de tierras en reposo, 0.6

σ_{eo} = esfuerzos efectivos in situ al nivel de desplante, 3.8 ton/m²

Reemplazando los valores anteriores, se obtendrá el esfuerzo límite en la orilla igual a 10.88 ton/m²

III.3.6.- Incremento de esfuerzos debido al momento de volteo durante la eventualidad de un sismo

Los esfuerzos inducidos en condición sísmica se pueden calcular con la fórmula de la escuadría:

$$\Delta\sigma_{\text{sismo}} = \frac{Q}{A} \pm \frac{Ms}{Ix} y \pm 0.3 \frac{Ms}{Iy} x$$

dónde:

$\Delta\sigma_{\text{sismo}}$: incremento de esfuerzo en la esquina crítica, ton/m²

$\frac{Q}{A}$: presión neta instantánea.

$$\frac{Q}{A} = \frac{W_{\text{Einst}} - W_S}{A} = \frac{(54,690.70 \text{ Ton} * 1.1) - 42,267.55}{6,709.10 \text{ m}^2} = 2.67 \text{ Ton/m}^2$$

Ms : momento de volteo sísmico = 124,563.56 Ton - m

Ix, Iy : momentos de inercia principales menor y mayor respecto al centroide de la losa de cimentación.

$$I_x = \frac{BL^3}{12}, \quad I_y = \frac{LB^3}{12}$$

x, y : distancias perpendiculares a la esquina crítica, medidas respecto a los ejes principales de inercia menor y mayor.

$$x = \frac{B}{2}, \quad y = \frac{L}{2}$$

Reemplazando los valores en la expresión, el incremento de esfuerzo por sismo en la esquina crítica de la losa de cimentación es:

$$I_x = 7,020,691.12 \text{ m}^4$$

$$I_y = 2,003,997.37 \text{ m}^4$$

$$x = \frac{59.87 \text{ m}}{2} = 29.935 \text{ m}$$

$$y = \frac{112.06 \text{ m}}{2} = 56.03 \text{ m}$$

$$\therefore \Delta\sigma_{\text{sismo máx.}} = 2.67 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} + \frac{124,563.56 \text{ Ton-m}}{2,003,997.37 \text{ m}^4} (29.935 \text{ m}) + 0.3 \frac{124,563.56 \text{ Ton-m}}{7,020,691.12 \text{ m}^4} (56.03 \text{ m})$$

$$\Delta\sigma_{\text{sismo máx.}} = 4.826 \text{ Ton/m}^2$$

$$\therefore \Delta\sigma_{\text{sismo mín.}} = 2.67 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} - \frac{124,563.56 \text{ Ton-m}}{2,003,997.37 \text{ m}^4} (29.935 \text{ m}) - 0.3 \frac{124,563.56 \text{ Ton-m}}{7,020,691.12 \text{ m}^4} (56.03 \text{ m})$$

$$\Delta\sigma_{\text{sismo mín.}} = 0.508 \text{ Ton/m}^2$$

De acuerdo a lo anterior, para que no se produzca falla por esfuerzo cortante y no haya tensiones sobre la base, se debe de cumplir lo siguiente:

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{\text{sismo máx.}} &< q_u \\ \Delta\sigma_{\text{sismo mín.}} &> 0.00 \end{aligned}$$

dónde:

$$q_u = C * N_c = 29.58 \text{ Ton/m}^2$$

por lo tanto:

$$\Delta\sigma_{\text{sismo máx.}} < q_u$$

$$\therefore 4.826 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < 30.941 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \rightarrow \text{No falla por esfuerzo cortante}$$

$$\Delta\sigma_{\text{sismo mín.}} > 0.00$$

$$\therefore 0.508 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} > 0.00 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \rightarrow \text{No hay tensiones en la base}$$

Conforme a las desigualdades anteriores, no existe falla por cortante o por tensión debido al sismo, por lo que la concentración de esfuerzos en la base durante la eventualidad de un sismo no se reflejara en la integridad de la estructura.

III.3.7.- Expansiones elásticas

Para la evaluación de las expansiones elásticas máximas que ocurrirán al efectuar la excavación necesaria para alojar a la losa de cimentación, se empleó el criterio de Steinbrenner y los módulos de elasticidad obtenidos de las pruebas triaxiales UU y de las pruebas de compresión simple, así como de correlacionar las propiedades índices de los materiales de interés con las de otros semejantes en los que se han determinado los módulos elásticos por métodos geosísmicos.

Según dicho criterio, el desplazamiento vertical bajo la esquina de un área rectangular descargada, colocada en la superficie de una capa de espesor D, está dada por:

$$HD = \frac{qB}{E} \{ (1 - u^2)F_1 + (1 - u - 2u^2)F_2 \}$$

donde:

- q: descarga uniformemente repartida superficialmente, provocada con la excavación, en ton/m².
- B: ancho del área descargada, en m
- F₁ y F₂: coeficientes adimensionales, que dependen de la relación D/L y L/B.
- D: espesor del estrato considerado, en m.
- L: longitud del área descargada
- E: módulo de elasticidad del suelo bajo la zona de excavación, en ton/m².
- u: relación de Poisson, adimensional.

Que para un sistema de capas o estratos queda la siguiente expresión:

$$H = H_{D1} (E_1, u_1) + (H_{D2} (E_2, u_2) - H_{D1} (E_2, u_2)) + \dots \\ + (H_{Dn} (E_n, u_n) - H_{Dn-1} (E_n, u_n))$$

Se obtuvieron que excavando toda el área que ocupará la losa de cimentación, para su despalme las expansiones máximas esperadas al centro son igual a 11.13 cm y en la esquina de 3.54 cm, las cuales están al límite, pero son admisibles.

Posteriormente al construir la estructura de interés, las cargas aplicadas por la estructura provocarán la recuperación elástica de los materiales del subsuelo, con una magnitud igual a las expansiones debidas a la descarga por la excavación que alojará al cajón de cimentación.

III.3.8.- Asentamientos diferidos

Los asentamientos diferidos esperados de la cimentación bajo solicitaciones estáticas se calcularon por medio de la siguiente relación:

$$\Delta H = \sum_0^H \left[\frac{\Delta e}{1 + e_o} \right] \Delta z$$

donde:

ΔH : es el asentamiento por consolidación de un estrato de espesor H.

e_o : es la relación de vacíos inicial.

Δe : es la variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo efectivo vertical Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial. Esta variación se estima a partir de pruebas de consolidación unidimensionales realizadas con muestras inalteradas representativas del material existente a la profundidad determinada.

Δz : son los espesores de estratos elementales dentro de los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.

En los asentamientos calculados al centro y en la esquina se obtuvieron valores de los **asentamientos máximos esperados a largo plazo de 28.80 cm para el centro y mínimos de 16.71 cm en una de sus esquinas**, los cuales están fuera de los rangos admisibles de acuerdo a los lineamientos de las Normas Técnicas Complementarias (2004).

Se estimaron los asentamientos a largo plazo que sufrirá la cimentación considerando que transmitirá un incremento de presión neta a los materiales del subsuelo de 2.07 ton/m², actuando a partir del nivel de desplante de la cimentación, y obtenido de restar a la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad media, incluyendo el peso propio de la cimentación y la descarga por la excavación necesaria para alojar a la losa de cimentación.

En el análisis se empleó un programa de computadora que determina la distribución de esfuerzo en el subsuelo según la teoría de Boussinesq y en base a éstos, los asentamientos, tomando en cuenta las presiones efectivas actuales en el subsuelo y las curvas de compresibilidad del estrato arcilloso afectado por la sobrecarga aplicada.

Además a los asentamientos antes mencionados se les deberán sumar los asentamientos por recuperación elástica de los materiales del subsuelo por efecto de la descarga producida por la excavación requerida para alojar el material de mejoramiento y apoyar la losa de cimentación.

Por lo que se concluye que debido a la magnitud de la carga que la estructura transmitirá al subsuelo, la presión transmitida al subsuelo será mayor a la preconsolidación que tienen los materiales que subyacen al subsuelo, lo que traerá como consecuencia asentamientos mayores a los permisibles.

III.3.9.- Empujes sobre los muros perimetrales de los cajones de cimentación

Tomando en cuenta las características estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo, así como las del proyecto, la determinación de los empujes a largo plazo sobre los muros perimetrales del cajón de cimentación se realizó siguiendo las recomendaciones establecidas en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (1969), bajo la condición de empuje de suelo en reposo y considerando los siguientes efectos:

+ La presión que ejerce la masa de suelo en condiciones de reposo, obtenida como el producto acumulado del peso volumétrico total para profundidades sobre el nivel freático, y bajo este, el peso volumétrico sumergido, por los espesores en los que se considera el mismo valor, afectados por el coeficiente de presión de tierras en reposo.

+ La acción de una sobrecarga uniformemente repartida, actuando en un área contigua al muro, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral del área, afectada por el coeficiente de presión de tierras en reposo.

+ Para tomar en cuenta las sollicitaciones sísmicas, se determinó una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa de suelo deslizante por un coeficiente sísmico.

+ La presión hidráulica que ejerce el agua obtenida como el producto de su peso volumétrico por la profundidad.

Una vez calculados los valores de los cuatro efectos, se superpusieron obteniéndose la envolvente de empujes horizontales que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros. En la figura 3.2, se muestran los valores obtenidos en forma gráfica, los que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales para sobrecargas de 2 ton/m².

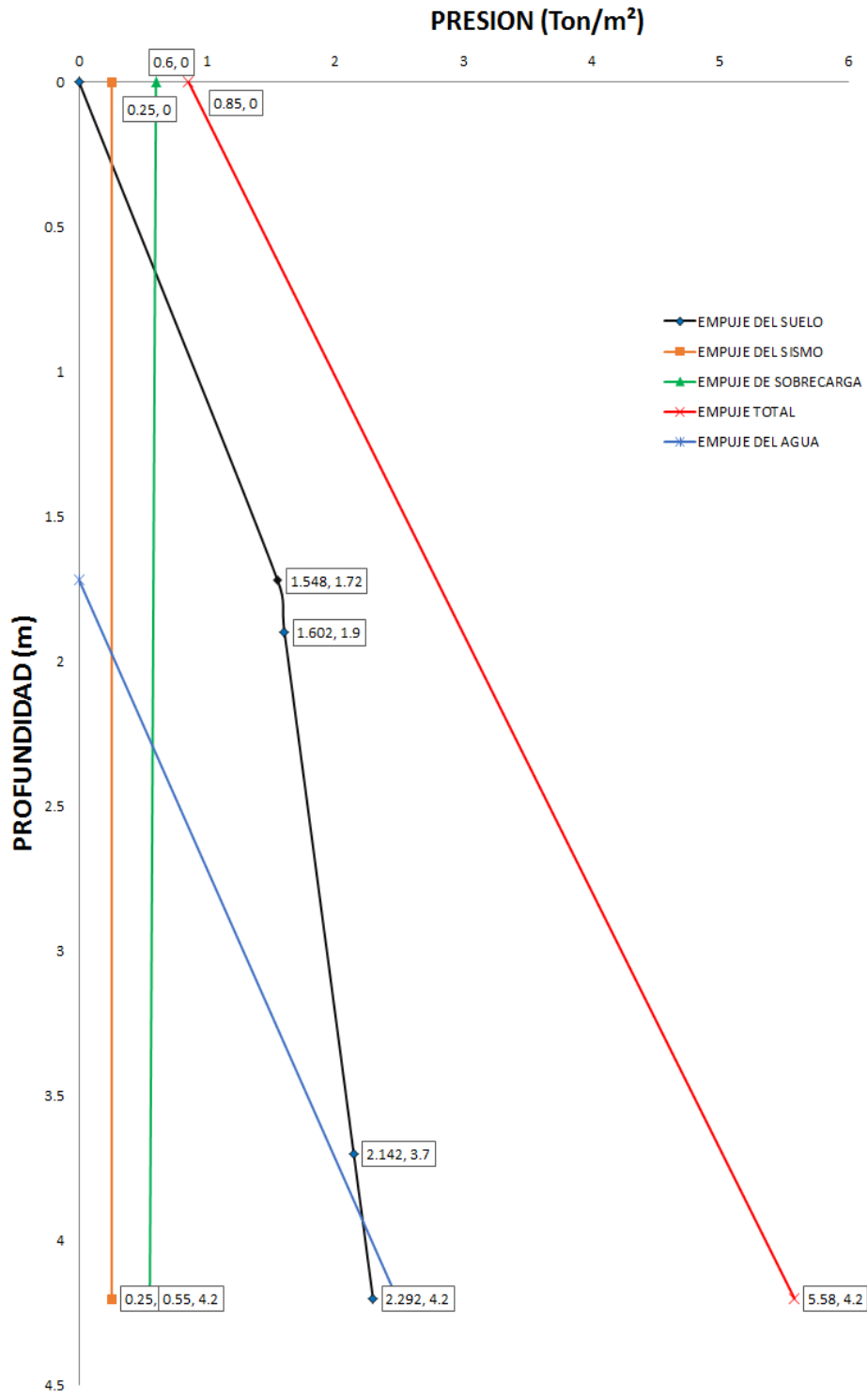


FIGURA 3.2.- EMPUJES SOBRE MUROS RÍGIDOS (2 Ton/m²)

III.3.10.- Falla de fondo

Se revisará la estabilidad de la excavación contra falla de fondo por cortante, lo que se realizó mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$P_v F_c + q F'c < c N_c F_R$$

dónde:

P_v: presión vertical total actuando en el suelo a la profundidad de excavación, de 8.06 ton/m²

F_c: factor de carga adimensional, 1.4

q: sobrecarga superficial, 2 ton/m²

F'_c: factor de carga, adimensional, 1

c: cohesión del material que subyace a la excavación, 5 ton/m²

N_c: coeficiente de capacidad de carga, 5.92

F_R: factor de resistencia, 0.70

De acuerdo a lo anterior resultado de

$$10.32 \text{ ton/m}^2 < 20.71 \text{ ton/m}^2$$

Sin embargo, por seguridad, la excavación debe realizarse por etapas.

III.3.11.- Estabilidad de taludes durante la excavación

Para analizar la estabilidad del talud se utilizó el método de Jambú, donde para taludes simples y homogéneos, el factor de seguridad asociado a círculos correspondientes a falla por el pie del talud está expresado por:

$$FS = \frac{N_e C_{uu}}{\gamma H + q}$$

donde

N_e es un número de estabilidad que puede obtenerse de gráficas, a condición de conocer el valor del parámetro $\lambda_{c\phi}$, el cual puede calcularse con la expresión:

$$\lambda_{c\phi} = \frac{\gamma H + q}{C_{UU}} \tan(\phi_{UU})$$

donde:

γ = peso volumétrico del suelo sobre el nivel de desplante, 1.5 ton/m³

H = altura del talud, 4.2 m

q = sobrecarga, 1.5 ton/m²

C_{UU} = cohesión promedio en condición no drenada, 5 ton/m²

(φ_{UU}) = ángulo de fricción en condición no drenada, 8 grados

Por lo tanto, la excavación que alojará el cajón de cimentación se podrá efectuar dejando bermas perimetrales cuya geometría se establecerá más adelante y se empleará un sistema de retención.

III.3.12.- Alternativa mediante pilas por punta y fricción

Diseño geotécnico de pilas por punta y fricción

Para calcular la capacidad de carga para pilas se consideró que los materiales de apoyo son de tipo cohesivo – friccionante, por lo que se aplicó la siguiente fórmula:

$$Q_a = \{[(C N''c + (\bar{P}_v - \Delta P_d) N''q) F_R + P_v] A_b\} F_{Re}$$

donde:

Q_a : capacidad de carga por punta, en toneladas

C: cohesión del material de apoyo, en ton/m²

$N''c$, $N''q$: coeficientes de capacidad de carga

$$N''c = N_c + (N'_c - N_c) * \frac{D''}{D'}$$

$$N''q = N_q + (N'_q - N_q) * \frac{D''}{D'}$$

D'' : Empotramiento de la pila, en m

D' : Empotramiento optimo de la cimentación, calculado con la expresión:

$$D' = 4 \left(\tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \right) B$$

B: lado o diámetro de la cimentación, en m

ϕ : ángulo de fricción interna del material de apoyo

F_R : factor de reducción de la resistencia (0.35 de acuerdo al Reglamento)

A_b : area de la pila (m²)

P_v : presión vertical total en la base de apoyo de la cimentación, en ton/m²

\bar{P}_v : presión vertical efectiva en el punto de apoyo de la cimentación, en ton/m²

F_{Re} : factor de reducción de escala, el cual se aplica únicamente para los pilotes o pilas de más 50 cm de diámetro, con el propósito de tomar en cuenta el efecto de la escala.

$$F_{Re} = \frac{B + 1}{2B + 1} \rightarrow \text{Material Cohesivo}$$

$$F_{Re} = \left[\frac{B + 0.5}{2B} \right]^n \rightarrow \text{Material Friccionante}$$

El factor F_{Re} se tomará como el menor de la comparativa entre las dos ecuaciones anteriores.

Dado que las pilas o pilotes quedaran prácticamente fijas sobre materiales del subsuelo donde predominan las arcillas, al generarse en éstos asentamientos provocados por sobrecargas superficiales o por desecación de los depósitos superficiales, las pilas se sobrecargarán al desarrollarse fricción negativa sobre su fuste, teniendo como consecuencia una disminución de la presión efectiva al nivel de la base de la pila y una reducción en la capacidad de carga útil.

FN: Fricción negativa, en toneladas

$$FN = \frac{W * k_{\phi}}{1 + \frac{W * k_{\phi} * d}{3a}} \int_0^d P_o z dz$$

W: Perímetro lateral de la pila o pilote, en m, calculado con la expresión:

$$W = 2\pi * \bar{r}_o$$

$$\bar{r}_o = 1.05 r_o$$

r_o : radio de la pila o pilote, en m

k_{ϕ} : coeficiente de adherencia de la pila o pilote entre el suelo e igual a 0.20

d: espesor del estrato que se va a consolidar y provocar la Fricción Negativa

a: area tributaria de la pila o pilote, que se calcula mediante la siguiente expresión:

$$a = \pi(12r_o)^2$$

$\int_0^d P_o z dz$: area bajo la curva en el diagrama de presiones efectivas

ΔPd se calcula con el siguiente cociente:

$$\Delta Pd = \frac{FN}{a}$$

En los cálculos realizados se consideró una cohesión de 24 ton/m², y un ángulo de fricción interna de 20° para los materiales de apoyo de las pilas o pilotes, (obtenido de correlacionar éste con las propiedades índice de los materiales de apoyo y de los resultados de las pruebas de compresión triaxial rápida que se ejecutaron en muestras inalteradas de los materiales de apoyo obtenidos de otros proyectos mediante su correlación); además de considerar un peso volumétrico de 1.40 ton/m³, tomando en cuenta que el desplante de pilotes o pilas será a una profundidad de 35 m con respecto al nivel de banqueta.

Las pilas se diseñan para que estáticamente tomen la carga neta y dinámicamente tomen la carga neta más el incremento de carga por sismo.

Las capacidades de carga para pilas de punta apoyadas a 35 m de profundidad de diámetros variables en condiciones estáticas y dinámicas, son las siguientes:

B (m)	Qadm (estático) (Ton)	Qadm (dinámico) (Ton)
0.60	241.88	290.25
0.80	344.44	413.33
1.00	458.85	550.62
1.20	585.30	702.36
1.40	723.89	868.66
1.60	874.68	1049.61
1.80	1037.71	1245.26
2.00	1213.03	1455.63
2.20	1400.64	1680.77
2.40	1600.56	1920.67

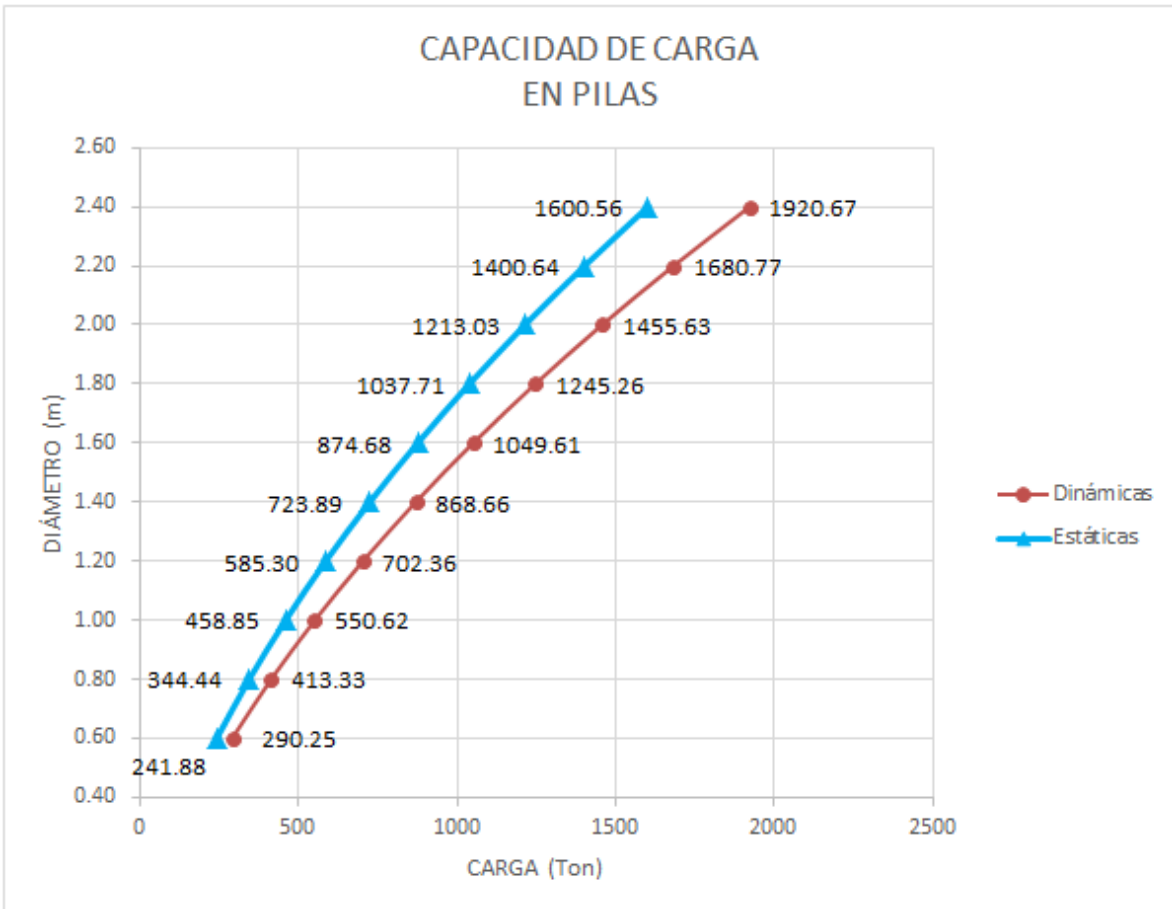


Tabla 3.1.- Capacidad por punta y fricción de pilas desplantadas a 35 m de profundidad respecto al nivel de banqueta.

B (m)	Q tensión (Ton)
0.60	66.71
0.80	95.14
1.00	126.67
1.20	161.29
1.40	199.01
1.60	239.83
1.80	283.74
2.00	330.75
2.20	380.85
2.40	434.05



Tabla 3.2.- Capacidad por tensión de pilas desplantadas a 35 m de profundidad respecto al nivel de banquetta.

III.3.13.- Asentamientos en pilas

Para calcular los asentamientos que se presentaran se utilizó la siguiente expresión:

$$\Delta H_e = Q \left[\frac{L}{Ec Af} + \frac{m Cs fp}{Es \sqrt{Ab}} (1 - \mu^2) \right]$$

dónde:

ΔH_e : Deformación.

Q : suma de fuerzas actuantes en la pila.

L : longitud de la pila.

Ec : módulo de elasticidad de la pila.

Af : área transversal del fuste.

m : factor de forma igual a 0.95.

Cs : factor de rigidez igual a 1.0.

fp : factor de profundidad igual a 0.5.

μ : relación de Poisson igual a 0.35.

Es : módulo de elasticidad del suelo igual a 12,000 ton/m².

Ab : área transversal de la base.

Sustituyendo la ecuación anterior se obtuvieron asentamientos entre 1.8 y 3.1 cm, para pilas de 1.0 y 1.4 m de diámetro.

III.3.14.- Módulos de reacción horizontal

Aunque su definición es simple, el coeficiente de reacción, K_s ha demostrado ser un parámetro muy difícil de evaluar. Esto se debe al hecho de que no se puede medir en pruebas de laboratorio, sino que más bien debe calcularse por retroalimentación a partir de pruebas de campo a escala natural. Las investigaciones han demostrado que varía no solo con el tipo de suelo y sus propiedades mecánicas, sino también con el nivel de esfuerzos y la geometría de la pila.

A la falta de mejor información el coeficiente de reacción puede estimarse con el método propuesto por Terzaghi (Terzaghi. 1955) quien establece las siguientes formulas y constantes para calcularlo.

a) En suelos predominantemente friccionantes:

$$K_s = (n_h)z/D$$

Donde

K_s =coeficiente de reacción horizontal a la profundidad z , t/m^3

Z = profundidad, en m.

D = diámetro del pilote, en m.

n_h = Constante relacionada con la compacidad del suelo cuyos valores aparecen en la tabla 3.3.

Compacidad del suelo	Nh, t/m ³	
	Arriba del NAF	Abajo del NAF
Suelta	230	130
Media	680	450
Compacta	1800	1100

Tabla 3.3.- Valores de Nh para suelos predominantemente friccionantes

Con base en la exploración realizada en el predio, se determinó el módulo de reacción horizontal para pilotes a diferentes profundidades considerando el criterio de un suelo friccionante, en los estratos considerados friccionantes, en el cual el valor de Nh se rige por el índice de resistencia a la penetración estándar, por lo que los resultados obtenidos por medio de esta consideración deben de ser usados con criterio; los resultados se muestran a continuación en la tabla 3.4.

En suelos predominantemente cohesivos:

$$K_s = (67C_u)/1.5D$$

Donde:

K_s =coeficiente de reacción horizontal, t/cm^3

C_u = resistencia al corte no drenada del suelo, t/cm^2

D = diámetro de la pila, en m.

Con base en las pruebas de laboratorio realizadas a las muestras obtenidas en la exploración geotécnica efectuada en el sitio, se determinaron los parámetros para definir, el módulo de reacción horizontal depende directamente de la resistencia al esfuerzo cortante en la prueba no drenada, y del diámetro de la pila, los resultados se muestran en la tabla 3.4.

Z (m)	Ks (T/m ³) Diámetro de 0.60m	Ks (T/m ³) Diámetro de 0.80m	Ks (T/m ³) Diámetro de 1.00m	Ks (T/m ³) Diámetro de 1.20m	Ks (T/m ³) Diámetro de 1.40m	Ks (T/m ³) Diámetro de 1.60m	Ks (T/m ³) Diámetro de 1.80m	Ks (T/m ³) Diámetro de 2.00m
0.00-1.90	223.33	167.50	134.00	111.67	95.71	83.75	74.44	67.00
1.90-3.70	148.89	111.67	89.33	74.44	63.81	55.83	49.63	44.67
3.70-4.90	186.11	139.58	111.67	93.06	79.76	69.79	62.04	55.83
4.90-6.70	111.67	83.75	67.00	55.83	47.86	41.88	37.22	33.50
6.70-9.40	74.44	55.83	44.67	37.22	31.90	27.92	24.81	22.33
9.40-10.30	74.44	55.83	44.67	37.22	31.90	27.92	24.81	22.33
10.30-12.10	93.06	69.79	55.83	46.53	39.88	34.90	31.02	27.92
12.10-15.40	74.44	55.83	44.67	37.22	31.90	27.92	24.81	22.33
15.40-18.10	74.44	55.83	44.67	37.22	31.90	27.92	24.81	22.33
18.10-18.70	223.33	167.50	134.00	111.67	95.71	83.75	74.44	67.00
18.70-19.90	148.89	111.67	89.33	74.44	63.81	55.83	49.63	44.67
19.90-21.70	297.78	223.33	178.67	148.89	127.62	111.67	99.26	89.33
21.70-22.90	297.78	223.33	178.67	148.89	127.62	111.67	99.26	89.33
22.90-25.30	148.89	111.67	89.33	74.44	63.81	55.83	49.63	44.67
25.30-28.00	186.11	139.58	111.67	93.06	79.76	69.79	62.04	55.83
28.00-32.20	186.11	139.58	111.67	93.06	79.76	69.79	62.04	55.83
32.20-35.80	920.00	690.00	552.00	460.00	394.29	345.00	306.67	276.00
35.80-37.00	670.00	502.50	402.00	335.00	287.14	251.25	223.33	201.00
37.00-40.60	920.00	690.00	552.00	460.00	394.29	345.00	306.67	276.00
40.60-41.20	595.56	446.67	357.33	297.78	255.24	223.33	198.52	178.67
41.20-50.03	2256.56	1692.42	1353.93	1128.28	967.10	846.21	752.19	676.97

Tabla 3.4.- Módulos de reacción horizontal en pilas con secciones variables en sus diferentes profundidades. Ks en T/m³

De los resultados obtenidos se recomienda, que debido a las características de los estratos del suelo que suelen ser puramente cohesivos a partir del nivel de terreno actual hasta una profundidad de 32.20 m a partir de la cual se encuentra un estrato friccionante de 3.60 m de espesor, y a partir de los 37 m se presentan intercalaciones de estratos cohesivos y estratos friccionantes, por lo que se tomará en cuenta para el diseño los valores mostrados en la tabla 3.4.

Debido al efecto del nivel de esfuerzos, y de la geometría del pilote en el valor de K_s , así como al carácter del pilote en el valor de K_s , así como al coeficiente carácter empírico de estas expresiones, el coeficiente de reacción determinado de este modo presenta un alto grado de incertidumbre y debe usarse con criterio.

III.3.15.- Determinación de momentos y deflexiones

Por simplicidad, solo se considera el caso de pilas con traveses de liga rígidas apoyadas sobre la corona de las pilas.

La distribución y magnitud de los momentos y deflexiones en una pila sometida a fuerzas horizontales, es esencialmente función de la rigidez relativa T del sistema pilote-suelo. T está dada por (CGS, 1978):

$$T = \left[\frac{EI}{Kh} \right]^{1/5}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del material de la pila, ton/m²

I: Momento de inercia de la sección transversal de la pila, m⁴

Kh: Coeficiente de reacción lateral, ton/m³

T: Rigidez relativa, m

PROFUNDIDAD		DIÁMETRO DE LA PILA D (m)	MÓDULO ELÁSTICO E _c = 10000 (fc ²) (ton/m ²)	MOMENTO DE INERCIA I = (πD ⁴)/64 (m ⁴)	MODULO DE REACCIÓN Kh (ton/m ³)	RIGIDEZ RELATIVA T = (EI/Kh) ^{1/5} (m)
INICIAL (m)	FINAL (m)					
0.00	1.90	0.6	141421	0.00636173	223.33	1.3214
0.00	1.90	0.8	141421	0.02010619	167.50	1.7618
0.00	1.90	1	141421	0.04908739	134.00	2.2023
0.00	1.90	1.2	141421	0.1017876	111.67	2.6428
0.00	1.90	1.4	141421	0.1885741	95.71	3.0832
0.00	1.90	1.6	141421	0.32169909	83.75	3.5237
0.00	1.90	1.8	141421	0.51529974	74.44	3.9641
0.00	1.90	2	141421	0.78539816	67.00	4.4046

PROFUNDIDAD		DIÁMETRO DE LA PILA D (m)	MÓDULO ELÁSTICO E _c = 10000 (fc ²) (ton/m ²)	MOMENTO DE INERCIA I = (πD ⁴)/64 (m ⁴)	MODULO DE REACCIÓN Kh (ton/m ³)	RIGIDEZ RELATIVA T = (EI/Kh) ^{1/5} (m)
INICIAL (m)	FINAL (m)					
1.90	3.70	0.6	141421	0.00636173	148.89	1.4330
1.90	3.70	0.8	141421	0.02010619	111.67	1.9107
1.90	3.70	1	141421	0.04908739	89.33	2.3883
1.90	3.70	1.2	141421	0.1017876	74.44	2.8660
1.90	3.70	1.4	141421	0.1885741	63.81	3.3437
1.90	3.70	1.6	141421	0.32169909	55.83	3.8213
1.90	3.70	1.8	141421	0.51529974	49.63	4.2990
1.90	3.70	2	141421	0.78539816	44.67	4.7767

PROFUNDIDAD		DIÁMETRO DE LA PILA D (m)	MÓDULO ELÁSTICO $E_c = 10000 (f_c^{3/4})$ (ton/m ²)	MOMENTO DE INERCIA $I = (\pi D^4)/64$ (m ⁴)	MODULO DE REACCIÓN Kh (ton/m ²)	RIGIDEZ RELATIVA $T = (EI/Kh)^{1/5}$ (m)
INICIAL (m)	FINAL (m)					
3.70	4.90	0.6	141421	0.00636173	186.11	1.3705
3.70	4.90	0.8	141421	0.02010619	139.58	1.8273
3.70	4.90	1	141421	0.04908739	111.67	2.2841
3.70	4.90	1.2	141421	0.1017876	93.06	2.7409
3.70	4.90	1.4	141421	0.1885741	79.76	3.1977
3.70	4.90	1.6	141421	0.32169909	69.79	3.6545
3.70	4.90	1.8	141421	0.51529974	62.04	4.1114
3.70	4.90	2	141421	0.78539816	55.83	4.5682

PROFUNDIDAD		DIÁMETRO DE LA PILA D (m)	MÓDULO ELÁSTICO $E_c = 10000 (f_c^{3/4})$ (ton/m ²)	MOMENTO DE INERCIA $I = (\pi D^4)/64$ (m ⁴)	MODULO DE REACCIÓN Kh (ton/m ²)	RIGIDEZ RELATIVA $T = (EI/Kh)^{1/5}$ (m)
INICIAL (m)	FINAL (m)					
4.90	6.70	0.6	141421	0.00636173	111.67	1.5179
4.90	6.70	0.8	141421	0.02010619	83.75	2.0238
4.90	6.70	1	141421	0.04908739	67.00	2.5298
4.90	6.70	1.2	141421	0.1017876	55.83	3.0357
4.90	6.70	1.4	141421	0.1885741	47.86	3.5417
4.90	6.70	1.6	141421	0.32169909	41.88	4.0476
4.90	6.70	1.8	141421	0.51529974	37.22	4.5536
4.90	6.70	2	141421	0.78539816	33.50	5.0595

PROFUNDIDAD		DIÁMETRO DE LA PILA D (m)	MÓDULO ELÁSTICO $E_c = 10000 (f_c^{3/4})$ (ton/m ²)	MOMENTO DE INERCIA $I = (\pi D^4)/64$ (m ⁴)	MODULO DE REACCIÓN Kh (ton/m ²)	RIGIDEZ RELATIVA $T = (EI/Kh)^{1/5}$ (m)
INICIAL (m)	FINAL (m)					
6.70	9.40	0.6	141421	0.00636173	74.44	1.6461
6.70	9.40	0.8	141421	0.02010619	55.83	2.1948
6.70	9.40	1	141421	0.04908739	44.67	2.7435
6.70	9.40	1.2	141421	0.1017876	37.22	3.2922
6.70	9.40	1.4	141421	0.1885741	31.90	3.8409
6.70	9.40	1.6	141421	0.32169909	27.92	4.3896
6.70	9.40	1.8	141421	0.51529974	24.81	4.9382
6.70	9.40	2	141421	0.78539816	22.33	5.4869

PROFUNDIDAD		DIÁMETRO DE LA PILA D (m)	MÓDULO ELÁSTICO $E_c = 10000 (fc^{1.5})$ (ton/m ²)	MOMENTO DE INERCIA $I = (\pi D^4)/64$ (m ⁴)	MODULO DE REACCIÓN Kh (ton/m ²)	RIGIDEZ RELATIVA $T = (EI/Kh)^{1/5}$ (m)
INICIAL (m)	FINAL (m)					
9.40	10.30	0.6	141421	0.00636173	74.44	1.6461
9.40	10.30	0.8	141421	0.02010619	55.83	2.1948
9.40	10.30	1	141421	0.04908739	44.67	2.7435
9.40	10.30	1.2	141421	0.1017876	37.22	3.2922
9.40	10.30	1.4	141421	0.1885741	31.90	3.8409
9.40	10.30	1.6	141421	0.32169909	27.92	4.3896
9.40	10.30	1.8	141421	0.51529974	24.81	4.9382
9.40	10.30	2	141421	0.78539816	22.33	5.4869

PROFUNDIDAD		DIÁMETRO DE LA PILA D (m)	MÓDULO ELÁSTICO $E_c = 10000 (fc^{1.5})$ (ton/m ²)	MOMENTO DE INERCIA $I = (\pi D^4)/64$ (m ⁴)	MODULO DE REACCIÓN Kh (ton/m ²)	RIGIDEZ RELATIVA $T = (EI/Kh)^{1/5}$ (m)
INICIAL (m)	FINAL (m)					
10.30	12.10	0.6	141421	0.00636173	93.06	1.5742
10.30	12.10	0.8	141421	0.02010619	69.79	2.0990
10.30	12.10	1	141421	0.04908739	55.83	2.6237
10.30	12.10	1.2	141421	0.1017876	46.53	3.1485
10.30	12.10	1.4	141421	0.1885741	39.88	3.6732
10.30	12.10	1.6	141421	0.32169909	34.90	4.1980
10.30	12.10	1.8	141421	0.51529974	31.02	4.7227
10.30	12.10	2	141421	0.78539816	27.92	5.2474

PROFUNDIDAD		DIÁMETRO DE LA PILA D (m)	MÓDULO ELÁSTICO $E_c = 10000 (fc^{1.5})$ (ton/m ²)	MOMENTO DE INERCIA $I = (\pi D^4)/64$ (m ⁴)	MODULO DE REACCIÓN Kh (ton/m ²)	RIGIDEZ RELATIVA $T = (EI/Kh)^{1/5}$ (m)
INICIAL (m)	FINAL (m)					
12.10	15.40	0.6	141421	0.00636173	74.44	1.6461
12.10	15.40	0.8	141421	0.02010619	55.83	2.1948
12.10	15.40	1	141421	0.04908739	44.67	2.7435
12.10	15.40	1.2	141421	0.1017876	37.22	3.2922
12.10	15.40	1.4	141421	0.1885741	31.90	3.8409
12.10	15.40	1.6	141421	0.32169909	27.92	4.3896
12.10	15.40	1.8	141421	0.51529974	24.81	4.9382
12.10	15.40	2	141421	0.78539816	22.33	5.4869

PROFUNDIDAD		DIÁMETRO DE LA PILA D (m)	MÓDULO ELÁSTICO $E_c = 10000 (fc^{0.5})$ (ton/m ²)	MOMENTO DE INERCIA $I = (\pi D^4)/64$ (m ⁴)	MODULO DE REACCIÓN $\frac{Kh}{}$ (ton/m ²)	RIGIDEZ RELATIVA $T = (EI/Kh)^{0.5}$ (m)
INICIAL (m)	FINAL (m)					
15.40	18.10	0.6	141421	0.00636173	74.44	1.6461
15.40	18.10	0.8	141421	0.02010619	55.83	2.1948
15.40	18.10	1	141421	0.04908739	44.67	2.7435
15.40	18.10	1.2	141421	0.1017876	37.22	3.2922
15.40	18.10	1.4	141421	0.1885741	31.90	3.8409
15.40	18.10	1.6	141421	0.32169909	27.92	4.3896
15.40	18.10	1.8	141421	0.51529974	24.81	4.9382
15.40	18.10	2	141421	0.78539816	22.33	5.4869

PROFUNDIDAD		DIÁMETRO DE LA PILA D (m)	MÓDULO ELÁSTICO $E_c = 10000 (fc^{0.5})$ (ton/m ²)	MOMENTO DE INERCIA $I = (\pi D^4)/64$ (m ⁴)	MODULO DE REACCIÓN $\frac{Kh}{}$ (ton/m ²)	RIGIDEZ RELATIVA $T = (EI/Kh)^{0.5}$ (m)
INICIAL (m)	FINAL (m)					
18.10	18.70	0.6	141421	0.00636173	223.33	1.3214
18.10	18.70	0.8	141421	0.02010619	167.50	1.7618
18.10	18.70	1	141421	0.04908739	134.00	2.2023
18.10	18.70	1.2	141421	0.1017876	111.67	2.6428
18.10	18.70	1.4	141421	0.1885741	95.71	3.0832
18.10	18.70	1.6	141421	0.32169909	83.75	3.5237
18.10	18.70	1.8	141421	0.51529974	74.44	3.9641
18.10	18.70	2	141421	0.78539816	67.00	4.4046

PROFUNDIDAD		DIÁMETRO DE LA PILA D (m)	MÓDULO ELÁSTICO $E_c = 10000 (fc^{0.5})$ (ton/m ²)	MOMENTO DE INERCIA $I = (\pi D^4)/64$ (m ⁴)	MODULO DE REACCIÓN $\frac{Kh}{}$ (ton/m ²)	RIGIDEZ RELATIVA $T = (EI/Kh)^{0.5}$ (m)
INICIAL (m)	FINAL (m)					
18.70	19.90	0.6	141421	0.00636173	148.89	1.4330
18.70	19.90	0.8	141421	0.02010619	111.67	1.9107
18.70	19.90	1	141421	0.04908739	89.33	2.3883
18.70	19.90	1.2	141421	0.1017876	74.44	2.8660
18.70	19.90	1.4	141421	0.1885741	63.81	3.3437
18.70	19.90	1.6	141421	0.32169909	55.83	3.8213
18.70	19.90	1.8	141421	0.51529974	49.63	4.2990
18.70	19.90	2	141421	0.78539816	44.67	4.7767

PROFUNDIDAD		DIÁMETRO DE LA PILA D (m)	MÓDULO ELÁSTICO $E_c = 10000 (f_c^{0.5})$ (ton/m ²)	MOMENTO DE INERCIA $I = (\pi D^4)/64$ (m ⁴)	MODULO DE REACCIÓN K_h (ton/m ²)	RIGIDEZ RELATIVA $T = (EI/K_h)^{0.5}$ (m)
INICIAL (m)	FINAL (m)					
19.90	21.70	0.6	141421	0.00636173	297.78	1.2475
19.90	21.70	0.8	141421	0.02010619	223.33	1.6633
19.90	21.70	1	141421	0.04908739	178.67	2.0792
19.90	21.70	1.2	141421	0.1017876	148.89	2.4950
19.90	21.70	1.4	141421	0.1885741	127.62	2.9108
19.90	21.70	1.6	141421	0.32169909	111.67	3.3267
19.90	21.70	1.8	141421	0.51529974	99.26	3.7425
19.90	21.70	2	141421	0.78539816	89.33	4.1583

PROFUNDIDAD		DIÁMETRO DE LA PILA D (m)	MÓDULO ELÁSTICO $E_c = 10000 (f_c^{0.5})$ (ton/m ²)	MOMENTO DE INERCIA $I = (\pi D^4)/64$ (m ⁴)	MODULO DE REACCIÓN K_h (ton/m ²)	RIGIDEZ RELATIVA $T = (EI/K_h)^{0.5}$ (m)
INICIAL (m)	FINAL (m)					
21.70	22.90	0.6	141421	0.00636173	297.78	1.2475
21.70	22.90	0.8	141421	0.02010619	223.33	1.6633
21.70	22.90	1	141421	0.04908739	178.67	2.0792
21.70	22.90	1.2	141421	0.1017876	148.89	2.4950
21.70	22.90	1.4	141421	0.1885741	127.62	2.9108
21.70	22.90	1.6	141421	0.32169909	111.67	3.3267
21.70	22.90	1.8	141421	0.51529974	99.26	3.7425
21.70	22.90	2	141421	0.78539816	89.33	4.1583

PROFUNDIDAD		DIÁMETRO DE LA PILA D (m)	MÓDULO ELÁSTICO $E_c = 10000 (f_c^{0.5})$ (ton/m ²)	MOMENTO DE INERCIA $I = (\pi D^4)/64$ (m ⁴)	MODULO DE REACCIÓN K_h (ton/m ²)	RIGIDEZ RELATIVA $T = (EI/K_h)^{0.5}$ (m)
INICIAL (m)	FINAL (m)					
22.90	25.30	0.6	141421	0.00636173	148.89	1.4330
22.90	25.30	0.8	141421	0.02010619	111.67	1.9107
22.90	25.30	1	141421	0.04908739	89.33	2.3883
22.90	25.30	1.2	141421	0.1017876	74.44	2.8660
22.90	25.30	1.4	141421	0.1885741	63.81	3.3437
22.90	25.30	1.6	141421	0.32169909	55.83	3.8213
22.90	25.30	1.8	141421	0.51529974	49.63	4.2990
22.90	25.30	2	141421	0.78539816	44.67	4.7767

PROFUNDIDAD		DIÁMETRO DE LA PILA D (m)	MÓDULO ELÁSTICO $E_c = 10000 (f_c^{0.5})$ (ton/m ²)	MOMENTO DE INERCIA $I = (\pi D^4)/64$ (m ⁴)	MODULO DE REACCIÓN Kh (ton/m ²)	RIGIDEZ RELATIVA $T = (EI/Kh)^{0.5}$ (m)
INICIAL (m)	FINAL (m)					
25.30	28.00	0.6	141421	0.00636173	186.11	1.3705
25.30	28.00	0.8	141421	0.02010619	139.58	1.8273
25.30	28.00	1	141421	0.04908739	111.67	2.2841
25.30	28.00	1.2	141421	0.1017876	93.06	2.7409
25.30	28.00	1.4	141421	0.1885741	79.76	3.1977
25.30	28.00	1.6	141421	0.32169909	69.79	3.6545
25.30	28.00	1.8	141421	0.51529974	62.04	4.1114
25.30	28.00	2	141421	0.78539816	55.83	4.5682

PROFUNDIDAD		DIÁMETRO DE LA PILA D (m)	MÓDULO ELÁSTICO $E_c = 10000 (f_c^{0.5})$ (ton/m ²)	MOMENTO DE INERCIA $I = (\pi D^4)/64$ (m ⁴)	MODULO DE REACCIÓN Kh (ton/m ²)	RIGIDEZ RELATIVA $T = (EI/Kh)^{0.5}$ (m)
INICIAL (m)	FINAL (m)					
28.00	32.20	0.6	141421	0.00636173	186.11	1.3705
28.00	32.20	0.8	141421	0.02010619	139.58	1.8273
28.00	32.20	1	141421	0.04908739	111.67	2.2841
28.00	32.20	1.2	141421	0.1017876	93.06	2.7409
28.00	32.20	1.4	141421	0.1885741	79.76	3.1977
28.00	32.20	1.6	141421	0.32169909	69.79	3.6545
28.00	32.20	1.8	141421	0.51529974	62.04	4.1114
28.00	32.20	2	141421	0.78539816	55.83	4.5682

PROFUNDIDAD		DIÁMETRO DE LA PILA D (m)	MÓDULO ELÁSTICO $E_c = 10000 (f_c^{0.5})$ (ton/m ²)	MOMENTO DE INERCIA $I = (\pi D^4)/64$ (m ⁴)	MODULO DE REACCIÓN Kh (ton/m ²)	RIGIDEZ RELATIVA $T = (EI/Kh)^{0.5}$ (m)
INICIAL (m)	FINAL (m)					
32.20	35.80	0.6	141421	0.00636173	920.00	0.9955
32.20	35.80	0.8	141421	0.02010619	690.00	1.3274
32.20	35.80	1	141421	0.04908739	552.00	1.6592
32.20	35.80	1.2	141421	0.1017876	460.00	1.9911
32.20	35.80	1.4	141421	0.1885741	394.29	2.3229
32.20	35.80	1.6	141421	0.32169909	345.00	2.6548
32.20	35.80	1.8	141421	0.51529974	306.67	2.9866
32.20	35.80	2	141421	0.78539816	276.00	3.3185

PROFUNDIDAD		DIÁMETRO DE LA PILA D (m)	MÓDULO ELÁSTICO $E_c = 10000 (f_c^{0.5})$ (ton/m ²)	MOMENTO DE INERCIA $I = (\pi D^4)/64$ (m ⁴)	MODULO DE REACCIÓN K_h (ton/m ²)	RIGIDEZ RELATIVA $T = (EI/Kh)^{0.5}$ (m)
INICIAL (m)	FINAL (m)					
35.80	37.00	0.6	141421	0.00636173	670.00	1.0607
35.80	37.00	0.8	141421	0.02010619	502.50	1.4143
35.80	37.00	1	141421	0.04908739	402.00	1.7679
35.80	37.00	1.2	141421	0.1017876	335.00	2.1214
35.80	37.00	1.4	141421	0.1885741	287.14	2.4750
35.80	37.00	1.6	141421	0.32169909	251.25	2.8286
35.80	37.00	1.8	141421	0.51529974	223.33	3.1822
35.80	37.00	2	141421	0.78539816	201.00	3.5357

PROFUNDIDAD		DIÁMETRO DE LA PILA D (m)	MÓDULO ELÁSTICO $E_c = 10000 (f_c^{0.5})$ (ton/m ²)	MOMENTO DE INERCIA $I = (\pi D^4)/64$ (m ⁴)	MODULO DE REACCIÓN K_h (ton/m ²)	RIGIDEZ RELATIVA $T = (EI/Kh)^{0.5}$ (m)
INICIAL (m)	FINAL (m)					
37.00	40.60	0.6	141421	0.00636173	920.00	0.9955
37.00	40.60	0.8	141421	0.02010619	690.00	1.3274
37.00	40.60	1	141421	0.04908739	552.00	1.6592
37.00	40.60	1.2	141421	0.1017876	460.00	1.9911
37.00	40.60	1.4	141421	0.1885741	394.29	2.3229
37.00	40.60	1.6	141421	0.32169909	345.00	2.6548
37.00	40.60	1.8	141421	0.51529974	306.67	2.9866
37.00	40.60	2	141421	0.78539816	276.00	3.3185

PROFUNDIDAD		DIÁMETRO DE LA PILA D (m)	MÓDULO ELÁSTICO $E_c = 10000 (f_c^{0.5})$ (ton/m ²)	MOMENTO DE INERCIA $I = (\pi D^4)/64$ (m ⁴)	MODULO DE REACCIÓN K_h (ton/m ²)	RIGIDEZ RELATIVA $T = (EI/Kh)^{0.5}$ (m)
INICIAL (m)	FINAL (m)					
40.60	41.20	0.6	141421	0.00636173	595.56	1.0860
40.60	41.20	0.8	141421	0.02010619	446.67	1.4480
40.60	41.20	1	141421	0.04908739	357.33	1.8100
40.60	41.20	1.2	141421	0.1017876	297.78	2.1720
40.60	41.20	1.4	141421	0.1885741	255.24	2.5340
40.60	41.20	1.6	141421	0.32169909	223.33	2.8960
40.60	41.20	1.8	141421	0.51529974	198.52	3.2580
40.60	41.20	2	141421	0.78539816	178.67	3.6200

PROFUNDIDAD		DIÁMETRO DE LA PILA D (m)	MÓDULO ELÁSTICO $E_c = 10000 (f_c^{0.5})$ (ton/m ²)	MOMENTO DE INERCIA $I = (\pi D^4)/64$ (m ⁴)	MODULO DE REACCIÓN K _h (ton/m ²)	RIGIDEZ RELATIVA $T = (EI/K_h)^{0.5}$ (m)
INICIAL (m)	FINAL (m)					
41.20	50.03	0.6	141421	0.00636173	2256.56	0.8320
41.20	50.03	0.8	141421	0.02010619	1692.42	1.1093
41.20	50.03	1	141421	0.04908739	1353.93	1.3867
41.20	50.03	1.2	141421	0.1017876	1128.28	1.6640
41.20	50.03	1.4	141421	0.1885741	967.10	1.9414
41.20	50.03	1.6	141421	0.32169909	846.21	2.2187
41.20	50.03	1.8	141421	0.51529974	752.19	2.4960
41.20	50.03	2	141421	0.78539816	676.97	2.7734

A partir de los valores de T se pueden calcular los momentos M_p y las deflexiones d_p a cualquier profundidad, usando las siguientes formulas:

$$M_p = F_m P T$$

$$\delta_p = \frac{F_\delta (PT^3)}{EI}$$

M_p: Momento a la profundidad z, ton-m

d_p: deflexión a la profundidad z, m

F_d: Factor de deflexión a la profundidad z, dado por:

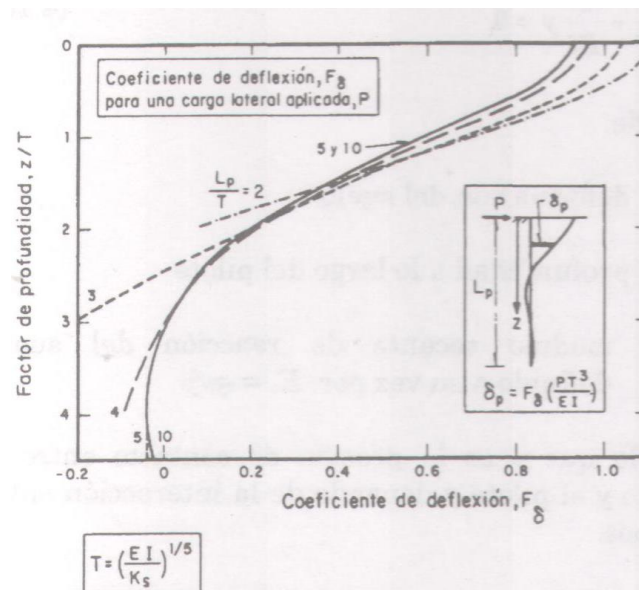


Figura 3.4.- Coeficiente de deflexión para pilas sometidas a carga lateral (CGS 1978)

Fm: Factor de momento a la profundidad z, dado por:

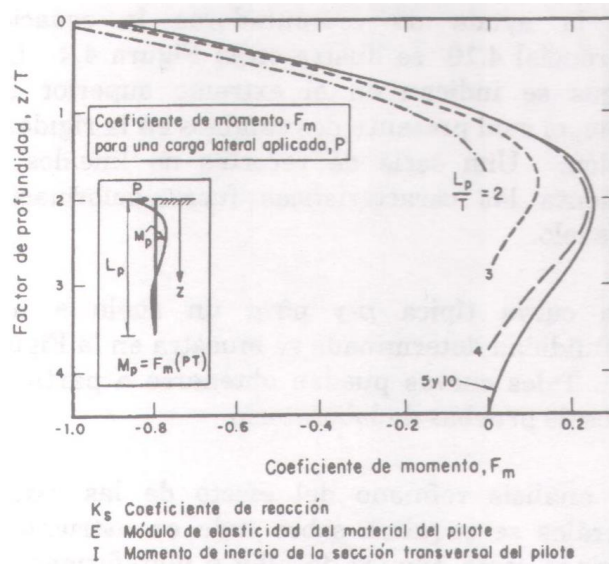


Figura 3.5.- Coeficiente de momento para pilas sometidas a carga lateral (CGS 1978)

P: Carga lateral, ton

T: Rigidez relativa, m

I: momento de Inercia de la sección transversal de la pila, m^2

Para el cálculo y las deformaciones es necesario se tome en cuenta la carga lateral P (ton), a que estará sujeta la pila de cimentación.

IV.- PROCESO CONSTRUCTIVO Y PROTECCIÓN A COLINDANCIAS

Debido a que el cajón tendrá que estar desplantado a una profundidad de - 4.20 m, considerando que se tiene el nivel de piso terminado del sótano a -3.90 m de profundidad y que el nivel freático se tiene a 1.72 m de profundidad respecto al nivel banquetta en un punto medio, se propone emplear Muro Milán de 50 cm de espesor perimetralmente.

Cabe mencionar que el cajón de cimentación deberá quedar totalmente hermético para garantizar que durante la vida útil de la estructura el agua freática no se infiltre a través de este.

IV.1- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

A continuación, se resume el procedimiento constructivo que deberá realizarse para el proceso de excavación y la construcción del sótano, que posteriormente se explican de una manera más amplia.

- 1.- Inicialmente se realizará un despalme de 80 cm, de tal manera que se retiren los materiales de relleno y las cimentaciones antiguas.
- 2.- Se iniciarán los trabajos para la construcción del Muro Milán.
- 3.- Se iniciará el proceso constructivo para las pilas y de la colocación del sistema de bombeo.
- 4.- De acuerdo a los tiempos que indique el calendario se iniciará el abatimiento del nivel freático mediante el sistema de bombeo.
- 5.- Se comenzará a realizar el proceso para la excavación que alojará al sótano, mediante la alternativa que se considere más adecuada.
- 6.- Se continuará con el proceso constructivo de la estructura siguiendo las recomendaciones de Mecánica de Suelos.

IV.1.1.- Protección a colindancias

Considerando que se tienen rellenos de mala calidad con espesor promedio de 0.80 m, el nivel freático a 1.72 m de profundidad respecto al nivel de banquetta en un punto medio y que se requiere efectuar una excavación de 4.20 m de profundidad a continuación, se presenta el proceso constructivo que deberá efectuarse.

La excavación se podrá realizar en seis o más etapas en toda el área cubierta por el terreno, hasta la profundidad máxima (4.20 m) a partir del nivel de banquetta considerado como la cota 0.00, iniciando por la zona donde se desplantara la estructura más ligera constituida por sótano y estacionamiento superficial, como se muestra en la figura 4.1. En esta misma figura se presenta el sembrado del Muro Milán.

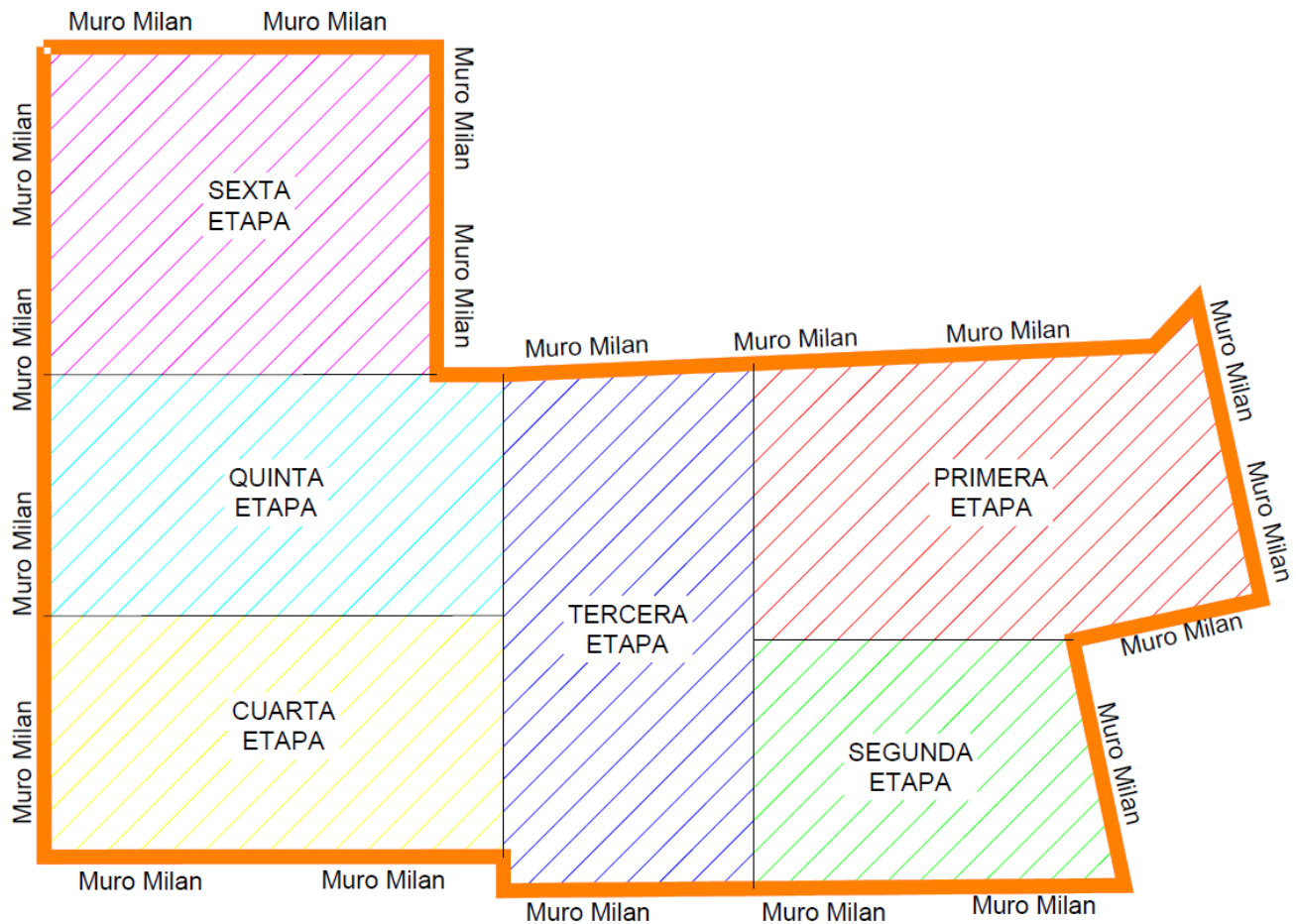


FIGURA 4.1.- ETAPAS DE EXCAVACIÓN.

Dado que el área por excavar será la que tiene el terreno en su totalidad, se requiere estabilizar los cortes verticales mediante un sistema de contención que garantice la estabilidad de los taludes, que se dejarán perimetralmente y la cimentación de las estructuras que se tienen en las colindancias, así como de la vía pública.

En esta zona y de acuerdo a las características de los materiales, se establece que deberá construirse un muro Milán de 50 cm de espesor para dejar taludes verticales.

En caso de llevar a cabo primeramente la estructura que se conforma por sótano y estacionamiento superficial para el servicio de estacionamiento de la Mega Comercial, se deberá colocar un tablestacado temporal (de concreto armado e hincado in situ) para estabilizar la excavación entre las etapas de la estructura ligera y la estructura pesada, troquelando entre columnas de la estructura y el Muro tablestaca temporal, el cual quedara arremetido en el área de la estructura pesada para dejar preparaciones para la junta que se realizara con la estructura pesada.

Una vez concluida la estructura al nivel de banquetta en la primera etapa, se iniciarán los trabajos correspondientes a la segunda etapa, para proceder a la excavación y colocación de puntales en la segunda etapa.

Durante las etapas de excavación, se considerará dejar un talud (0.8:1.0, Horizontal: Vertical) en el perímetro de la excavación para estabilizar el terreno en lo que se troquela contra la losa central.

Una vez concluidas las etapas de la estructura ligera, se procederá con las etapas para alojar el sótano en la estructura pesada, por lo que en caso de ser considerado, se tendrá que demoler el Muro Tablestaca para poder realizar la junta correspondiente en la losa fondo. De igual manera se considerará dejar un talud (0.8:1.0, Horizontal: Vertical) en el perímetro de la excavación para estabilizar el terreno en lo que se troquela contra la losa central.

IV.1.2.- Protección a Colindancias Mediante Sistema Muro Milán

El Muro Milán es un elemento estructural que puede ser colado en sitio o prefabricado, cuya finalidad es la de contener los empujes del terreno, y mantener la estabilidad de las construcciones aledañas, durante los trabajos de excavación de sótanos (en el caso de edificaciones).

El Muro Milán puede funcionar como elemento estructural de contención de taludes, temporal o permanente de la cimentación, cargando las zonas perimetrales de cualquier edificación; además de que sirve de tablestaca con pocas filtraciones (estas son fáciles de controlar) para trabajos de abatimiento del nivel freático.

A continuación se indica el procedimiento constructivo de la excavación necesaria para alojar el sótano utilizando el sistema de muro Milán:

La excavación se podrá realizar en seis o más etapas en toda el área cubierta por la estructura, hasta alcanzar una profundidad de 4.20 m respecto al nivel de banquetta.

Se podrá realizar una excavación previa en todo el terreno de 0.80 m para retirar rellenos.

El proyecto requiere la construcción un sótano para alojar los cajones de estacionamiento que formaran parte de una estructura constituida por planta baja y un nivel superior, para lo cual se necesita efectuar una excavación mínima a 4.20m de profundidad, y cuya excavación podrá ser resuelta mediante un muro Milán con un espesor de 50 cm, el cual contará con 7.70 m de profundidad para una excavación de 4.20 m respecto al nivel de banquetta considerado como la cota 0.00.

IV.1.2.1.- Procedimiento constructivo

Con objeto de dar rapidez y seguridad a la excavación que alojará el sótano de la estructura, resulta necesario que esta se efectúe limitándola mediante el uso de un ademe troquelado de concreto armado, que se construirá en el perímetro del área de excavación que contempla el proyecto.

El muro Milán de 50 cm de espesor alcanzará una profundidad de 7.70 m, para una excavación de 4.20 m de profundidad respecto al nivel cero; al tenerlo en el perímetro, funcionará como una pantalla impermeable que impida el flujo del agua hacia la excavación.

El muro estará constituido por elementos de concreto armado colados in situ y tendrá las siguientes funciones:

- a) Contener los cortes verticales como se establecerá en el procedimiento constructivo de la excavación.
- b) Reducir el flujo horizontal de agua hacia las zonas de excavación de los estratos superficiales de mayor permeabilidad.
- c) Reducir el riesgo de falla de fondo por sub-presión.

Para la definición detallada del procedimiento de excavación se hicieron los siguientes análisis:

- Estabilidad de taludes considerando falla por traslación.
- Falla de fondo por cortante.
- Falla de fondo por sub-presión.
- Presiones temporales sobre muro Milán y troqueles.
- Presiones a largo plazo sobre muros rígidos.
- Revisión de la pata en muro Milán.
- Abatimiento del nivel freático.

IV.1.2.2.- Estabilidad de taludes considerando falla por traslación

La falla por traslación de una masa de tierra que forma parte un talud, ocurre asociada a estratos débiles donde la resistencia al esfuerzo cortante disminuye en forma importante a la resistencia general. La geometría que deberán tener los taludes para ser estables considerando que se conservarán únicamente durante la construcción (corto plazo), estará gobernada por la longitud de superficie resistente necesaria en cada uno de los estratos que componen el talud para soportar los empujes actuantes debidos a la acción integrada del empuje de tierras activo, el empuje generando por la acción de una sobrecarga de 2.0 ton/m² actuando sobre la corona del talud y el empuje de agua.

El empuje activo se calculó aplicando la teoría de Rankine con un valor del coeficiente de presión de tierras de 0.3.

La geometría que deberían adoptar los taludes sin retención y para satisfacer el factor de seguridad elegido de 1.5, deberá ser tal que la inclinación del talud sea 1.0:1.0 (horizontal: vertical), por lo cual se requiere una excavación con taludes verticales retenidos por un Muro Milán.

IV.1.2.3.- Revisión por falla de empotramiento en Muro Milán

La falla por empotramiento del Muro Milán se produce cuando la pata del Muro se desliza al vencerse la resistencia del suelo frente a la ataguía. Considerando que el nivel del troquel se encuentre colocado a 1.7 m de profundidad por arriba del nivel de máxima excavación, en esa etapa de excavación se genera una articulación plástica.

Considerando una resistencia al esfuerzo cortante de 3.5 ton/m², que la punta del Muro Milán quedará a 7.70 m de profundidad con respecto al nivel cero, que la excavación tendrá 4.20 m de profundidad en el perímetro y despreciando el momento flexionante del Muro Milán, se obtuvo un factor de seguridad de 2.40 que es admisible.

IV.1.2.4.- Abatimiento del nivel freático

Dado que en el sitio de estudio se detectó nivel freático a 1.72 m, con respecto al nivel de banqueta, y que la excavación quedará confinada por el Muro Milán, el agua que se infiltrará hacia ella y que se filtre a través de las juntas entre los módulos, se reduciría inyectando una mezcla de arena fina-bentonita-cemento, introduciendo un tubo hasta la parte inferior del Muro.

El agua que se filtre a la excavación deberá ser controlada mediante bombeo profundo y de achique, este último se efectuará conduciéndola a través de drenes superficiales hacia los pozos profundos, de donde será bombeada al exterior; una vez alcanzada la máxima profundidad de excavación se tenderá una cama de grava de 10cm de espesor, y se mantendrá el bombeo hasta la construcción de la losa del nivel de terreno cuando menos.

IV.1.2. 5.- Trabajos previos al procedimiento constructivo

Para retirar los rellenos toda en el área que ocupará la estructura, se podrá realizar una excavación previa en todo el terreno de 0.80 m con respecto al nivel de piso terminado de la Mega.

Primeramente se construirá el Muro Milán, y posteriormente se realizara la colocación del sistema de bombeo.

Una vez excavados los primeros 0.80 m antes mencionados se procederá a revisar el estado de las cimentaciones de las construcciones colindantes, pero es recomendable rehabilitarse en caso necesario, mediante la aplicación de un mortero de cemento que garantice el buen comportamiento de la cimentación vecina durante los trabajos por ejecutar. De igual manera se recomienda proteger los muros de las colindancias que lo requieran con un mortero de cemento o bien se puede colocar un concreto lanzado que le de rigidez durante el proceso de construcción del Muro Milán.

IV.1.2. 6.- Secuencia del proceso constructivo

El proceso constructivo para la construcción del muro Milán que se recomienda, deberá realizarse será la siguiente manera:

- Colocación de un tapial e instrumentación en todo el perímetro.
- Construcción de un muro Milán perimetral de 50 cm de espesor, con sus respectivos brocales.
- Inicio del sistema de bombeo 2 semanas antes de la excavación y construcción de la cimentación profunda.

Previo a la excavación de la primera etapa, deberá instalarse y operar el sistema de bombeo, así como construir el muro Milán, y efectuar un despalme mínimo de 0.80 m adicional en toda el área del predio por excavar, una vez que sea colado el muro faldón o trabe corona.

Se procederá a excavar primeramente hasta 1.50 m de profundidad sin la necesidad de colocar troqueles a esa profundidad, una vez alcanzada esta profundidad (1.50 m) se excavara el corazón central dejando perimetralmente una berma de 1.00 m de ancho y un talud 0.8:1.0 (horizontal-vertical) hasta el nivel de máxima excavación y posteriormente se irá retirando conforme a la modulación de bermas colocando troqueles a 2.50 m por debajo del nivel de coronamiento del muro Milán.

Cada puntal se colocará con una precarga de 35 ton mediante un gato operado con una bomba manual o eléctrica de 50 ton, que se apoyará en otro puntal más corto. El sistema gato-bomba deberá tener un manómetro para medir la magnitud de la presión aplicada.

En el Muro Milán se pueden dejar los armados de traveses y columnas embebidas en el mismo, protegido con poliestireno, para posteriormente desdoblar y traslapar colocando un refuerzo especial en esta zona, para unir con las propias traveses de la estructura a nivel sótano.

IV.2.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DEL MURO

IV.2.1.- Construcción del Brocal guía para equipo guiado

El brocal es una estructura de concreto armado, alojado en una zanja previamente hecha, cuya construcción puede ser hecha por maquinaria, siendo recomendable que se haga por medios manuales con el objeto de detectar posibles interferencias e instalaciones como son: cableado de teléfono, energía eléctrica, líneas de gas, drenaje, agua potable, etc.

El objetivo de la construcción del brocal, es proporcionar una guía que garantice la posición y verticalidad correcta del equipo guiado, durante el proceso de excavación de una de las posiciones que requiera el muro Milán, además lo anterior sirve para contener el terreno de la parte superficial, ya que durante los movimientos de la maquinaria y camiones, pueden ocurrir derrumbes.

El trazo es de vital importancia en el procedimiento constructivo ya que de este dependerá la correcta ubicación y el número de tableros por construir.

- a) Se realizará la excavación de la zanja, para muros Milán de espesor de 0.50 m, las dimensiones del brocal son 1.50 m de profundidad por 0.80 m de ancho, la profundidad puede variar según se requiera.
- b) Se procede al armado, cimbrado y colado de las partes que conforman el brocal, siendo estas: el alerón de banquetta (fijado al pavimento o terreno firme por medio de varillas a buena profundidad que garantice su inmovilidad).

IV.2.2.- Excavación del tablero

La excavación se inicia una vez terminada la construcción del brocal y cuando el concreto ha alcanzado su madurez, se debe de contar con una secuencia de trabajo progresiva, ya programada de antemano, los tableros comúnmente se dimensionan con 0.50 m de espesor, longitudes entre 6.0 y 7.5 m, y una profundidad de 5.5 m, el largo mínimo que puede tener un tablero está determinado por la apertura de las quijadas de la almeja (2.50 m).

Definido el tablero a construir, se procede a realizar la excavación de las zanjas hasta el nivel de desplante según el proyecto, debiendo usar una lechada bentonítica para garantizar la estabilidad de las paredes, manteniendo el nivel constante, el cual debe ser menor a 1.0 m por debajo del borde superior de los brocales.

El uso de bentonita en la construcción del muro Milán otorga un grado de mayor seguridad y es conveniente procurar su utilización, a continuación se dan una serie de recomendaciones para la excavación:

- a) Es necesario señalar la secuencia conveniente de construcción de los tableros, para la fácil identificación, por lo que es necesario usar un plano que incluya la ubicación o despiece de todos los tableros por construir, y asignándoles un número progresivo de ejecución, en el alerón del brocal se marca la numeración de los muros, esta técnica acarrea como beneficio el conservar un orden en el habilitado y armado de las parrillas por su uso secuencial. e identificar a los tableros con posibles fallas en el procedimiento constructivo y, finalmente mantener una correcta secuencia de trabajo.
- b) Marcar el brocal las posiciones de la grúa (eje de la máquina) con el objeto de asegurar la extracción total de material, iniciando en los extremos del muro para finalizar en el centro del muro.
- c) Al señalar las posiciones de la draga o grúa, deberá inclinarse en la longitud del muro el ancho correspondiente a las juntas metálicas que se colocan para soportar la banda de PVC.
- d) Colocar la máquina sobre el terreno firme, debiendo quedar sensiblemente horizontal lo más posible, para ayudar a conservar la verticalidad del equipo guiado. Si el terreno no ofrece las condiciones para que el equipo quede a plomo, se procederá a la compensación del desnivel, rellenando la parte que produce el desnivel.
- e) Colocar tapones de madera en los extremos del muro por excavar, sellados con materia local, para evitar la fuga de la lechada bentonítica durante el proceso de excavación y colado del muro.
- f) Checar constantemente el plomo del equipo guiado, para garantizar durante todo el proceso de excavación, que las paredes queden verticales.
- g) Para evitar las deformaciones del equipo es necesario, impedir el golpe brusco de este sobre el terreno, logrando con esto eliminar los desprendimientos del propio terreno.
- h) Mantener una constante vigilancia en el funcionamiento del equipo, para lo cual es necesario revisar mangueras cables y poleas principalmente.
- i) Es recomendable la limpieza de la almeja en cada una de sus salidas de la zanja para aprovechar a su máxima capacidad el volumen de extracción del material.
- j) Con el propósito de garantizar la profundidad de desplante del muro Milán, se marcara en el Kelly del equipo, la medida necesaria, haciéndole chequeo constante mediante el uso de una sonda referida al nivel de la superficie del alero.

k) Una vez terminada la excavación, es recomendable realizar un nuevo sondeo de la excavación terminada mediante el uso mismo de la almeja, ubicada en el nivel de desplante del muro, en cada una de las tres posiciones.

l) Es recomendable mantener una constante limpieza en el área de trabajo para evitar accidentes.

m) Para tener un mejor aprovechamiento del equipo, la secuencia de construcción de los tableros se efectuara de manera alternada, es decir, se construirán un tablero y se dejará un tablero intermedio sin construir, se procede a construir el tablero siguiente, así sucesivamente. Los tableros que se dejaron sin construir serán terminados de regreso, quedando intermedios entre muros con el concreto ya resistente.

n) Es importante evitar trabajos y movimientos innecesarios de la maquinaria y equipo durante los trabajos, es decir procurar respetar en lo posible el plan de trabajo ya programado para evitar daños en los mismos y con esto no generar tiempos perdidos.

o) En caso de fugas de la lechada bentonítica en la excavación, como consecuencias de grietas en el terreno, presencia de lentes de arena, instalaciones municipales no detectadas, etc., se procede de la siguiente manera:

I.- Si la excavación se encuentra en la primera posición, es conveniente retirar el equipo y rellenar de inmediato con material local, e informar a la supervisión para consultar al proyectista y dar una pronta solución al problema.

II.- Si la excavación se encuentra en segunda o tercera posición, se recomienda acelerar la excavación para de inmediato colar.

IV.2.3.- Colocación de juntas

Sin caídos

La estabilización de las paredes de una zanja excavada o excavación, depende de la misma cohesión de los suelos en que se realizan los trabajos, la profundidad de la misma y del empuje hidrostático del fluido que llena dicha perforación, si el lodo espontáneo es suficiente para estabilizar la excavación se prosigue con los trabajos; de no suceder esto y se detecten derrumbes se procederá a la colocación de lechada bentonítica sódicos o cálcicos con menos de 3.5% de arena.

Con caídos

El efecto de los caídos durante las perforaciones debe a la presencia de una capa de suelo inestable. Cuando el agregado de agua para producir lodo espontáneo no es suficiente para detener los derrumbes, ni el vaciado de lodo bentonítico; se utilizan productos estabilizantes alternativos; como es el caso de la

barita que aumenta la densidad del lodo (lodo pesado) y logra estabilizar la perforación; existen otros productos como: el gel a base de polímeros mezclas de aceites con polímeros o arcillas atapulgitas (se usa en aguas de alta concentración salina).

Es necesario tener en cuenta el análisis de las fuerzas que actúan durante la construcción, así como el correcto uso de un coeficiente de seguridad, esto para tener una idea más clara del tipo de terreno que se va a trabajar.

Factores de seguridad en función de la profundidad

Profundidad de la excavación (m)	Factor de seguridad	
	Con agua	Con lodo
2.00	5.30	5.41
4.00	2.98	3.06
6.35	2.17	2.31

TABLA 4.1.- Esta tabla es aplicable en la ciudad de México y con arcillas que tengan una cohesión por lo menos de 3 ton/m² o más.

IV.2.4.- Maniobra del lanzado de juntas

Una vez alcanzado el nivel de desplante según proyecto, se procede a colocar en los extremos de la perforación abierta, las juntas de colado, las cuales son elementos metálicos huecos de forma trapezoidal, abiertos en su parte baja (para facilitar su colocación y evitar que floten), en cuya cara frontal lleve una ranura donde se aloja una banda de P.V.C, que quedara ahogada en el muro colado. La punta inferior debe de quedar clavada en el fondo de la perforación, por lo que debe tener la forma tipo “espada”, para evitar movimientos durante las maniobras del lanzado del armado y hacer que la junta de P.V.C. se caiga o mueva de lugar.

Estas juntas funcionan como cimbra tapón para contener el concreto del muro que se va a colar y darle la forma machihembrada al muro, que a su vez protege la banda P.V.C. en la excavación del muro complementario. Cabe mencionar que entre dos muros colados con estas juntas se construye un muro complementario, pero ya sin estas, debido a que las paredes de los muros ya existentes funcionan como cimbra y como la banda de PVC fijada. El motivo de poner bandas PVC es sellar las juntas frías que se generan entre los muros durante su construcción, y para su colocación se utilizan grúas de pluma rígida o telescópica comúnmente llamadas máquinas nodrizas. A continuación se dan una serie de recomendaciones para este trabajo:

- 1) Es necesario verificar la verticalidad de las juntas al ser introducidas, éstas siempre deben de estar a plomo.
- 2) La cara de la junta que quede en contacto con el concreto, debe de aplicársele una película de grasa para chasis o cualquier desmóldante de marca, para evitar la adherencia innecesaria con el concreto y de esta manera facilitar la su extracción.
- 3) La banda de PVC debe de quedar completamente fijada en la ranura de la junta, esto se logra retacando el espacio anular entre la ranura y la banda, con estopa alquitranada que es completamente antiadherente y a su vez evita el paso de la lechada del concreto a la ranura.
- 4) La banda de PVC nunca debe de ser perforada para su fijación o cualquier otro motivo, dado que si esto se hace no se cumpliría la finalidad que tiene dicha junta, que es evitar el paso del agua freática a través de la junta constructiva que se crea por la construcción de los muros de manera independiente.
- 5) Al retirar las juntas es menester la limpieza de estas y de todo el equipo utilizado. Con esto se prolonga su vida útil y buena conservación.

IV.2.5.- Colocación del armado

Maniobra del lanzado del armado, estando las juntas en su posición correcta (en caso de muros que lleven), se procederá a la colocación del acero de refuerzo o parrilla de refuerzo como se le conoce, ésta maniobra también la realiza una grúa nodriza, a continuación se dan una serie de recomendaciones para los trabajos del lanzado del armado:

- a) Se debe programar con detalle, la secuencia de construcción de los tableros, y por consiguiente el armado de las parrillas correspondientes. El armado de las parrillas siempre debe de estar adelantado respecto a la excavación y no tener tiempos muertos por esto.
- b) Debido a que el armado de la parrilla de acero no es simétrico en ambas caras, es necesario al finalizar el armado, identificar perfectamente ambas caras para su correcta colocación.
- c) Es necesario realizar una constante revisión de soldadura, en tensores y orejas de izaje. Es necesario contar con soldadores calificados para este importante trabajo.

Es elemental contar con el número suficiente de estrobos con la medida adecuada, balancín de izaje para el armado no sufra deformaciones indeseadas o ruptura de la soldadura durante el levante y lanzado.

d) Es importante fijar correctamente la parrilla de armado, ya que esta no debe quedar asentada en el fondo, es decir debe de quedar suspendida en el nivel correcto, con esto se evita que descansa en el fondo o que flote el armado durante el colado, deberá anclarse al brocal colocando barras transversales apoyadas en orejas de acero previamente coladas en el brocal que impidan los movimientos ya mencionados.

e) Es requisito la colocación de roles de concreto en la distribución correcta y el número exacto (en ambas caras y fijados con pedacería de varilla), para un buen desplazamiento de la parrilla a lo largo de la excavación, estos también sirven de separadores, evitando que el acero quede sin recubrimiento de concreto y sea atacado por los agentes corrosivos de las sales minerales presentes en el agua freática, para que los roles funcionen las paredes de la excavación deben ser suficientemente resistentes, para que los roles giren sin hundirse para garantizar el centrado correcto se pueden utilizar roles más grandes o en su caso utilizar centradores de P.T.R , que serán retirados una vez terminado el colado o antes de ser posible.

f) Durante el anclaje de las parrillas, es necesario etiquetarlas para no perder la programación establecida y su secuencia de uso, es frecuente utilizar un armado en una perforación que no le correspondía, siendo el armado más chico que esta y generando el problema de tener un armado grande de sobra.

IV.2.6.- Colado del elemento

Una vez que la parrilla ha sido colocada, centrada y nivelada en su posición correcta, se procede al colado, este se realiza por el método Tremie descrito en la construcción de pilas y para no ser reiterativos, solo se dará una secuencia resumida de dicho procedimiento y las recomendaciones:

a) Colado con tubo Tremie. Siempre el colado de los muros Milán se realiza por el método Tremie, debido a que se realizan bajo lechada bentonítica, siendo los siguientes puntos a cuidar:

- 1.- El diámetro de la tubería debe ser entre 20 y 30 cm (8 y 12 pulgadas).
- 2.- La longitud de los tramos de tubería será de 3 m como máximo.
- 3.- La tubería debe ser lisa por dentro y por fuera, para que el concreto fluya libremente y evitar atoramientos en el armado.
- 4.- Las uniones entre los tramos deben ser herméticas, es decir no se permitirá que la lechada bentonítica penetre a través de ellas.

5.- Las cuerdas de cada tramo de tubería deben de estar en perfecto estado para facilitar las maniobras de acoplado y desacoplado, son recomendables las cuerdas de listón o trapezoidales.

6.- Debe emplearse dos líneas de colado para cada tablero de muro Milán, cuya longitud sea, tal que el extremo inferior quede a una distancia no mayor de 30 cm del fondo de la zanja.

7.- Antes de iniciar el colado se colocara un tapón deslizante (diablo) dentro de cada línea de colado que puede ser una pelota de vinil, o de poliestireno, que impida la contaminación del concreto con la lechada bentonítica al inicio del colado.

8.- El extremo inferior de las líneas de colado permanecerán ahogadas en el concreto cuando menos 1.50 m (5 o 6 diámetros, dependiendo del que se use).

9.- El concreto debe tener agregado máximo de 19 mm (3/4") y un revenimiento de 18 ± 2 cm.

10.- El colado deberá de realizarse de manera continua evitando lapsos de espera prolongada que provoque taponamientos en la tubería por el fraguado inicial del concreto.

IV.2.7.- Recomendaciones para el colado

1.- Siempre se debe de contar con suficientes balones de látex o diablos de reserva y para colados nocturnos, de no contar con esto se puede artificial una bola de papel (costales de cemento o bentonita que es muy resistente).

2.- En medida que el concreto es vaciado el nivel de éste en la excavación aumenta y esto provoca que el concreto se desplace con dificultad, por lo que es necesario recortar tubería, esto debe de realizarse con las debidas precauciones y teniendo cuidado de no sacar la parte inferior de la tubería del concreto ya que esto provocaría que el concreto se contamine.

3.- Si teniendo la longitud de tubería mínima y el concreto no fluye, es necesario provocar una serie de movimientos repetidos y verticales de arriba hacia abajo o "chaqueteo", este se realiza por medio de la maquina nodriza, pero también puede ser efectuando por un malacate, esta maniobra evita también que la tubería quede atrapada en el concreto.

4.- El vaciado del concreto debe de realizarse de manera alterna y pausada, entre las dos líneas de colado, para mantener una distribución uniforme del concreto y evitar taponamientos durante el colado.

5.- Es necesario contar con una bomba de lodos activa durante el colado, ya que al ser depositado el concreto éste desplaza al agua o lodo hacia fuera de la zanja por arriba del brocal regándose y provocando incomodidades durante los trabajos.

6.- Es necesario llevar un control del colado, midiendo en forma permanente la variación del nivel de la superficie del concreto a lo largo del tablero y anotarlo en un registro apropiado, esto permite asegurar un llenado homogéneo a los niveles de proyecto y a su vez el retiro oportuno de los tramos de tubería.

7.- Para verificar los niveles de excavación y vaciado de concreto en un muro, es conveniente usar sondas con "buzo", esto es un alambre con un trozo de placa en el extremo que sirve de lastre.

8.- Al término del colado es necesario mover las juntas de colado, esto puede hacerse ya iniciado el primer fraguado (fraguado inicial) en el lapso de la primera hora. Se recomienda obtener testigos del concreto vaciado para saber cuándo el concreto empieza a fraguar y efectuar los movimientos de despegue de las juntas metálicas, es importante contar con varios pares de juntas, por si se da el caso que algunas se queden pegadas y su recuperación tenga que realizarse tiempo después, cuando se realice la excavación del tablero intermedio (el que no requiere de juntas metálicas).

IV.3.- ALTERNATIVA DE EXCAVACIÓN PARA LA CIMENTACIÓN MEDIANTE PILAS Y MURO MILÁN

Considerando que el nivel de piso terminado del sótano se encuentra en la cota -3.90 m con respecto al nivel de banqueta considerada como la cota 0.00, y considerando una sobre excavación de 30 cm para alojar a la losa de fondo, cuyo peralte deberá ser rectificadas por el Ing. Estructurista, siendo así que el nivel de máxima excavación será de 4.20 m de profundidad, se propone una cimentación mixta empleando cajón de cimentación por proyecto y complementado con pilas de punta y fricción desplantados a 35 m de profundidad con respecto del nivel de Banqueta, es decir con una longitud efectiva de 30.80 m.

Inicialmente se efectuará un corte de 0.8 m de espesor, esto para retirar los materiales de relleno de mala calidad que existen sobre el predio. (Ver figura 4.2)

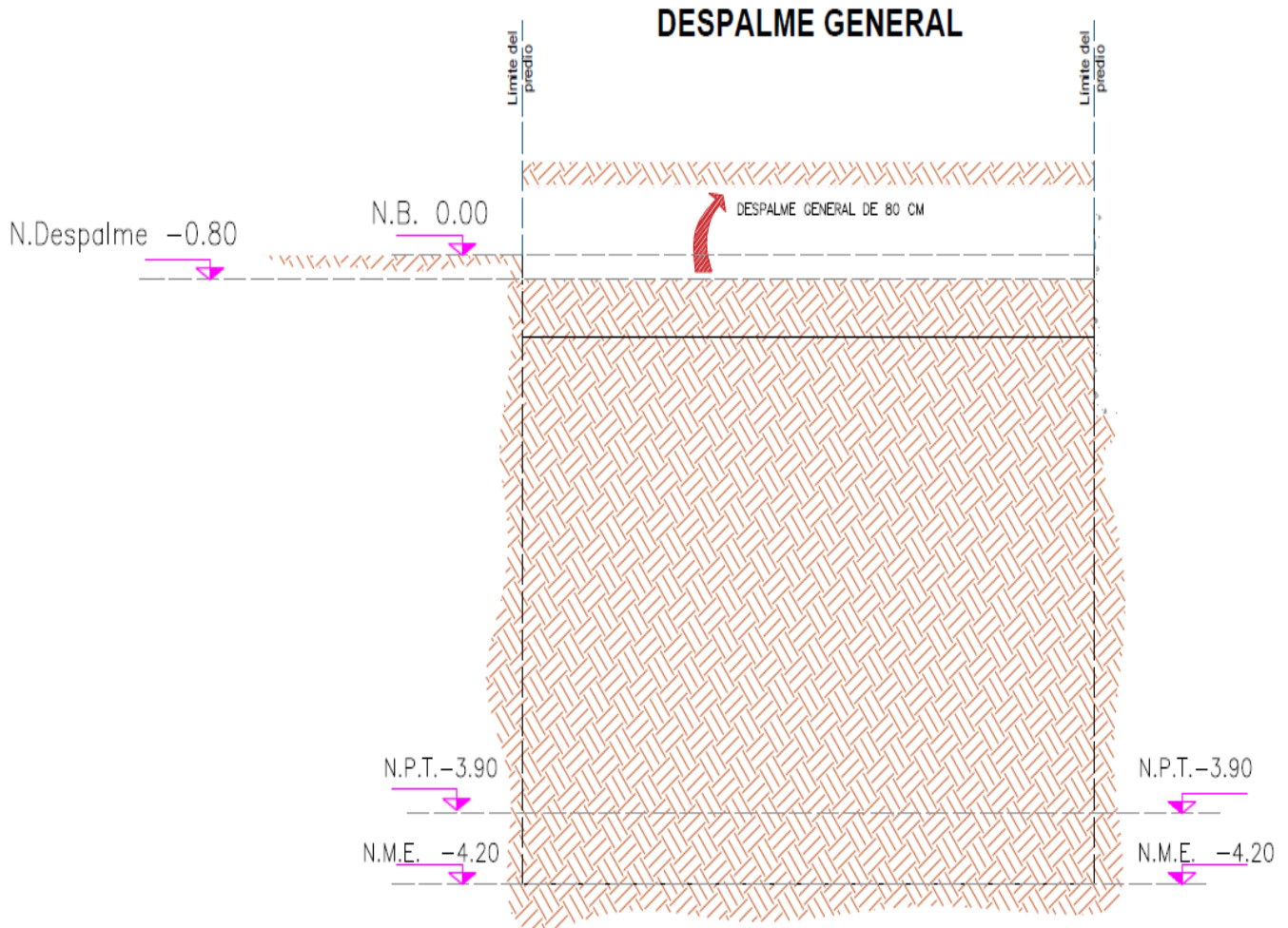


FIGURA 4.2.- DESPALME INICIAL

- Previo a la excavación de la primera etapa, deberá instalarse y operar el sistema de bombeo, así como construir el muro Milán el cual tendrá una profundidad de 7.70 m respecto al nivel de banqueta, y se tendrá que efectuar una excavación de 80 cm para retirar materiales de mala calidad con respecto al nivel de banqueta. (Figura 4.3)
- Se construirá una plataforma de apoyo para el equipo de excavación del muro Milán.
- El sistema de bombeo se iniciará dos semanas antes de la excavación.

CONSTRUCCIÓN DE MURO MILÁN

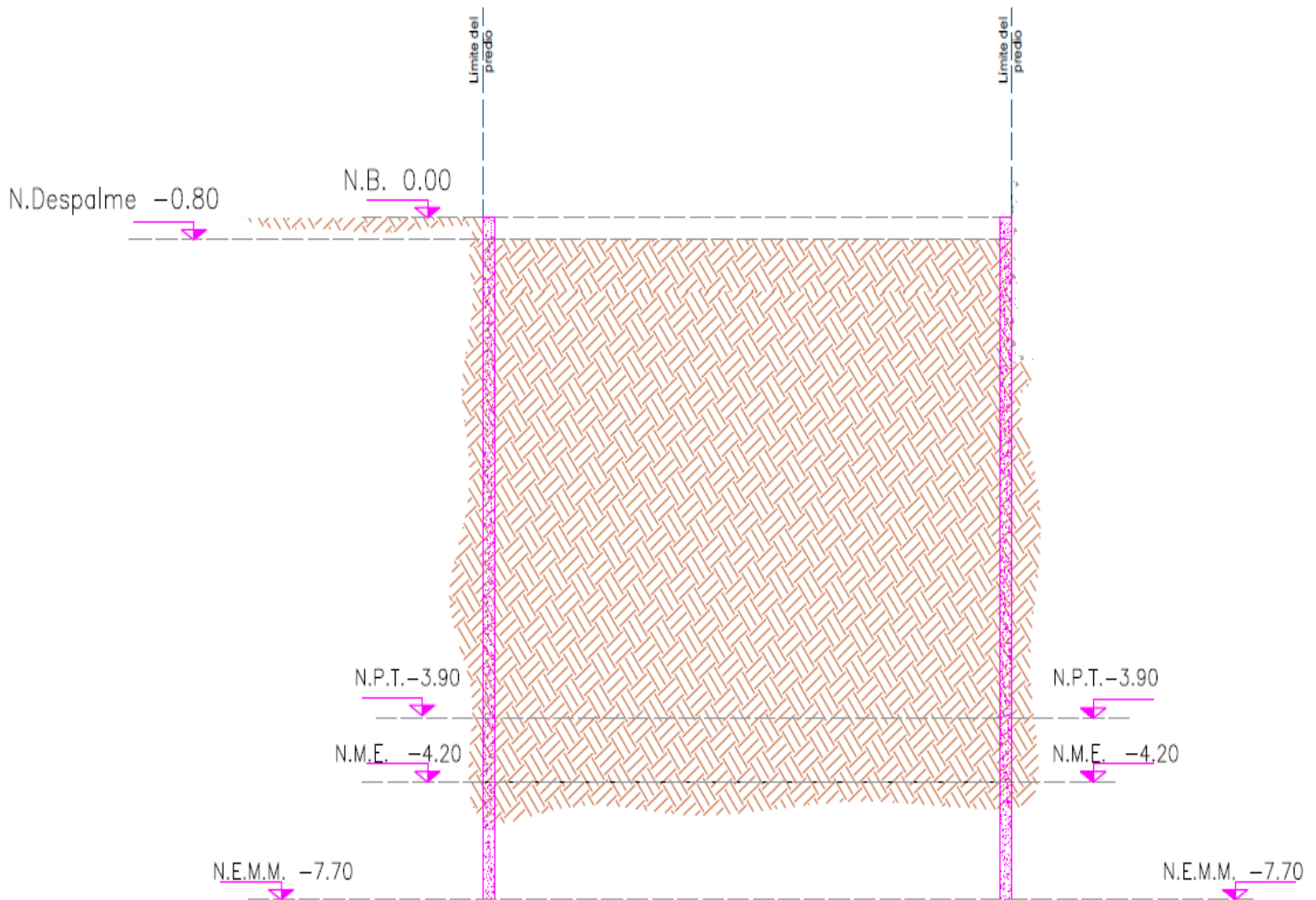


FIGURA 4.3.- COLADO DE MURO MILÁN

Posteriormente se iniciaran los trabajos para la construcción de pilas centrales y laterales, desplantadas a 35 m de profundidad respecto del nivel de banqueteta, dejando una longitud adicional en la sección que conformará la cabeza de la pila para cuando se realice el descabece de la pila y unión con el cajón de cimentación garantizando la longitud efectiva de diseño. (Ver figura 4.4).

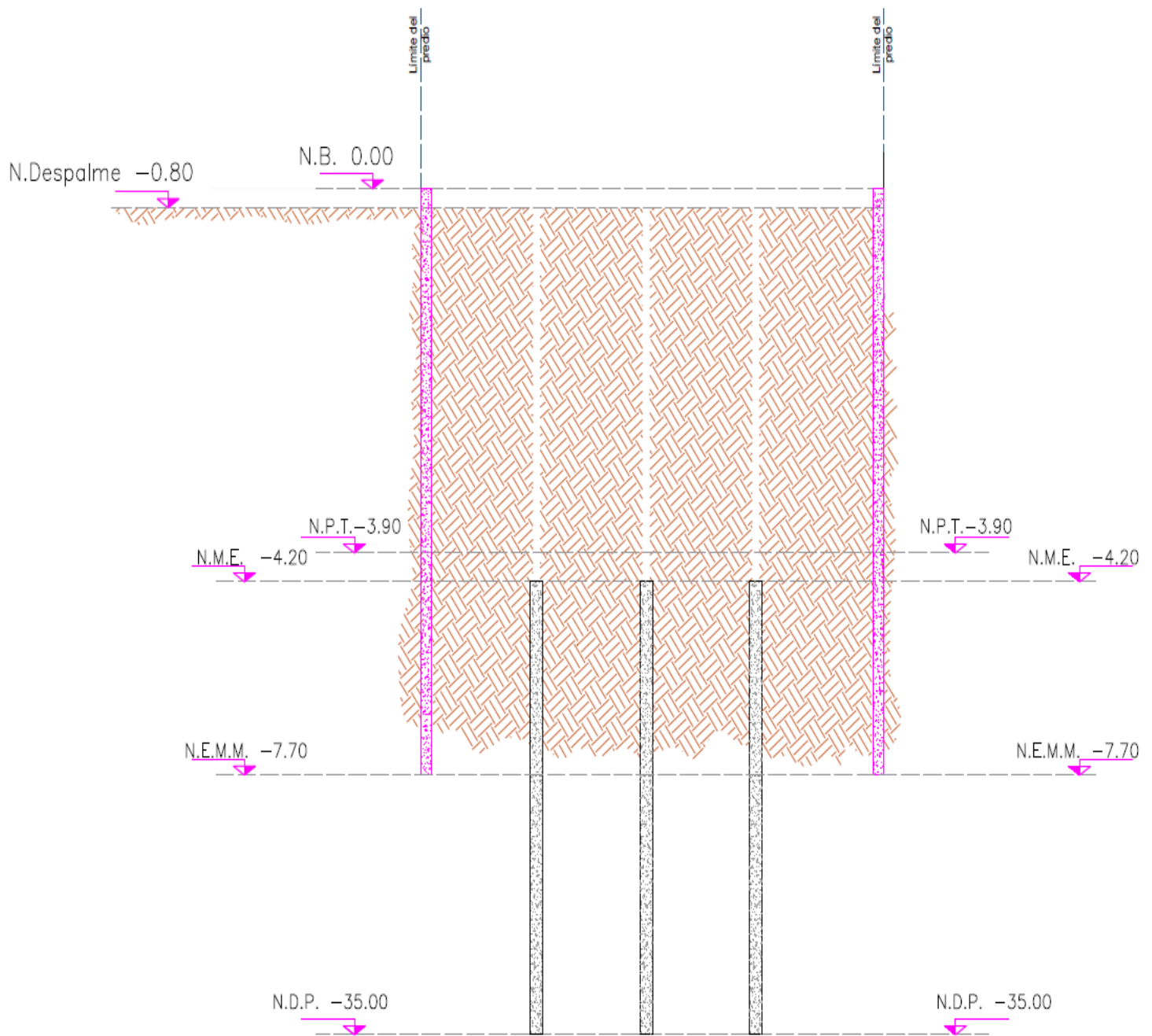


FIGURA 4.4.- PERFORACIÓN Y COLADO DE PILAS

A continuación, se continuará la excavación hasta 1.50 m de profundidad respecto al nivel de banquetta con taludes verticales sin la necesidad de colocar algún troque a esta profundidad (figura 4.5).

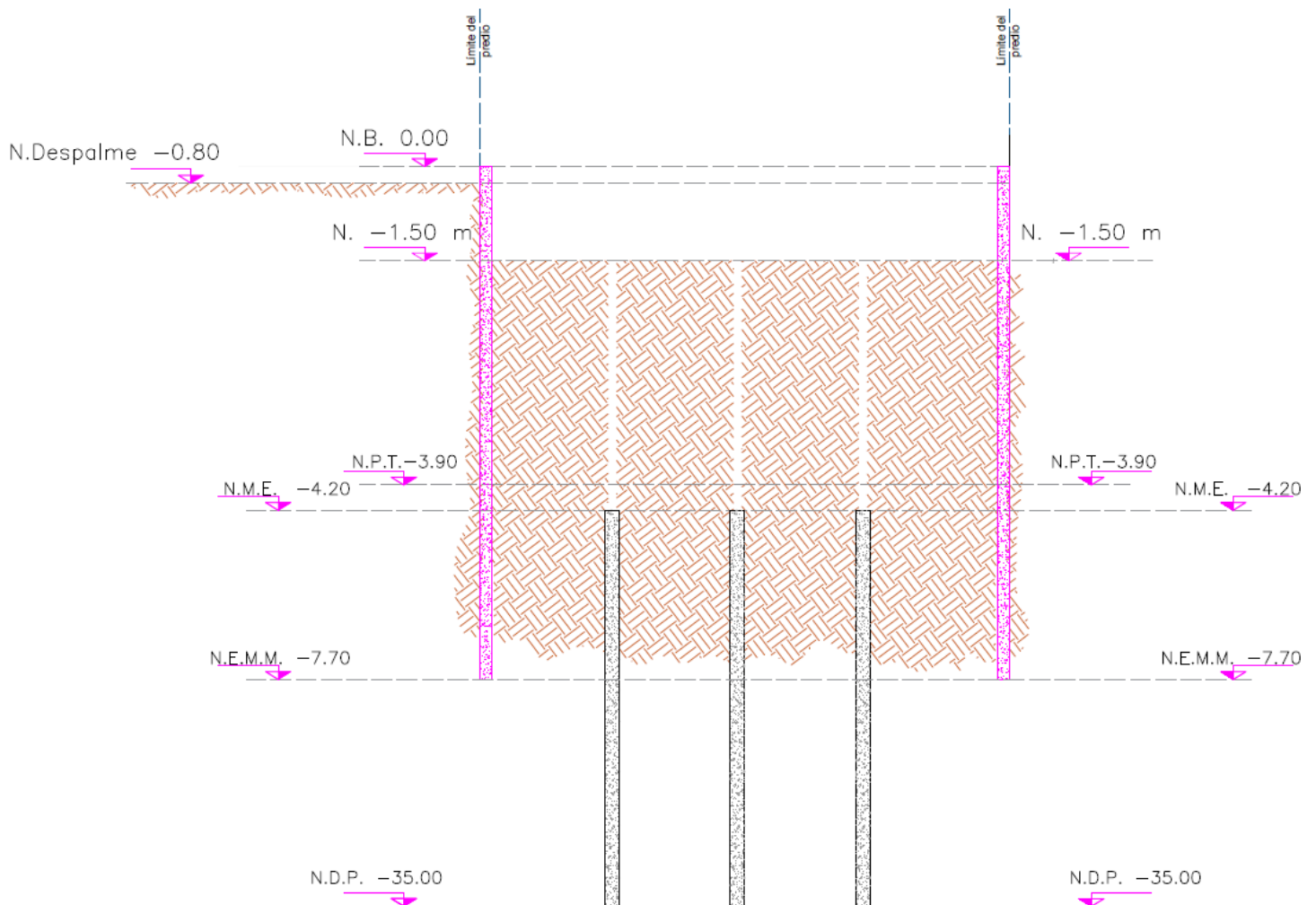


FIGURA 4.5.- EXCAVACIÓN HASTA 1.50 m DE PROFUNDIDAD

A continuación se excavara el corazón central hasta el nivel de máxima excavación, generando una berma de 1.0 m de ancho y taludes 0.8:1.0 (horizontal-vertical), compactando el terreno natural al 90% de su P.V.S.M. según la prueba AASHTO estándar, procediendo a la colocación de una plantilla de concreto pobre de 5 cm de espesor para nivelar el terreno como se observa en la figura 4.6.

Una vez realizada la excavación del corazón central se realizara la excavación de las cepas para el habilitado del dado estructural en el que se dejaran los preparativos para la losa fondo y las contratrabes. (Ver figura 4.7).

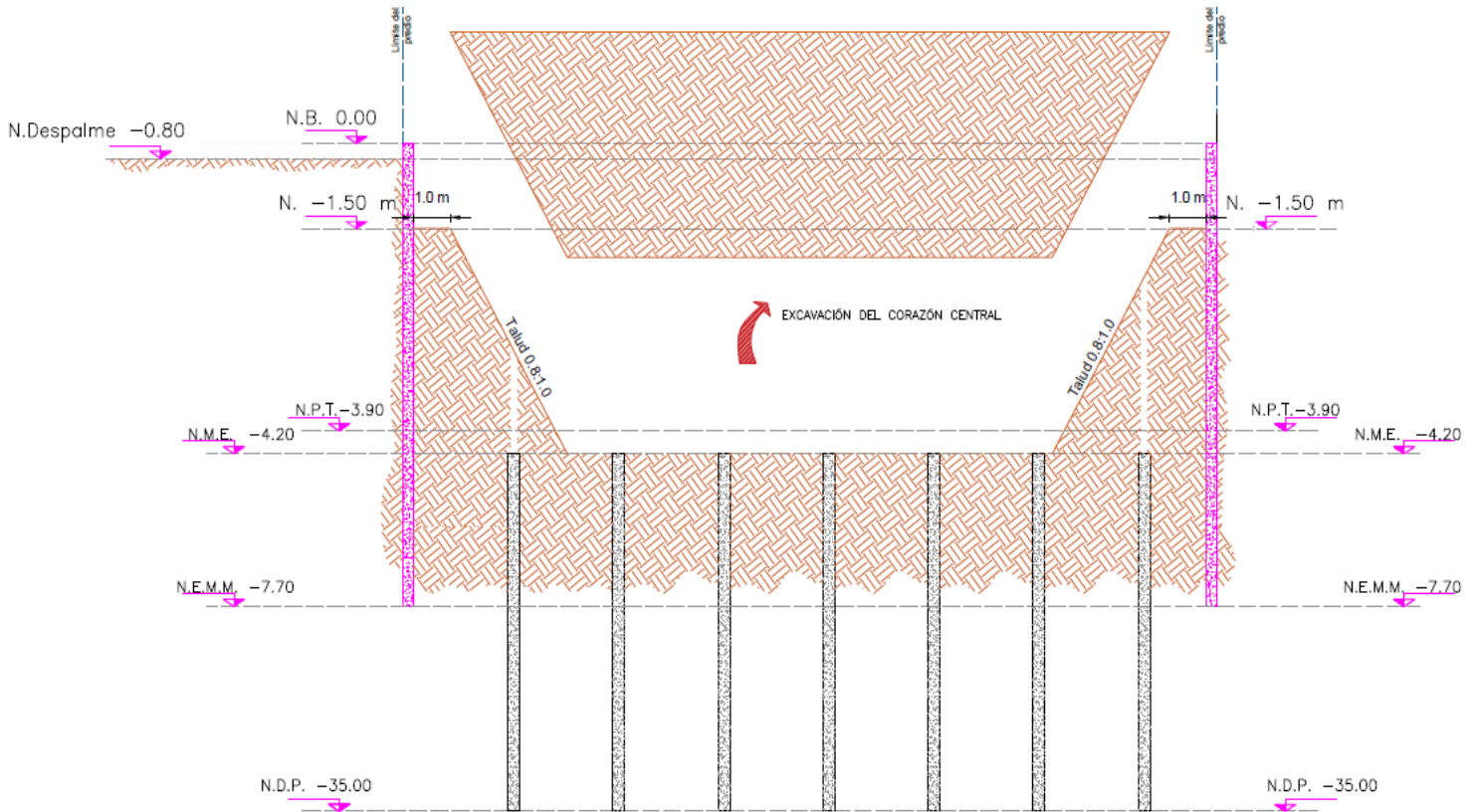


FIGURA 4.6.- EXCAVACIÓN DEL CORAZÓN CENTRAL

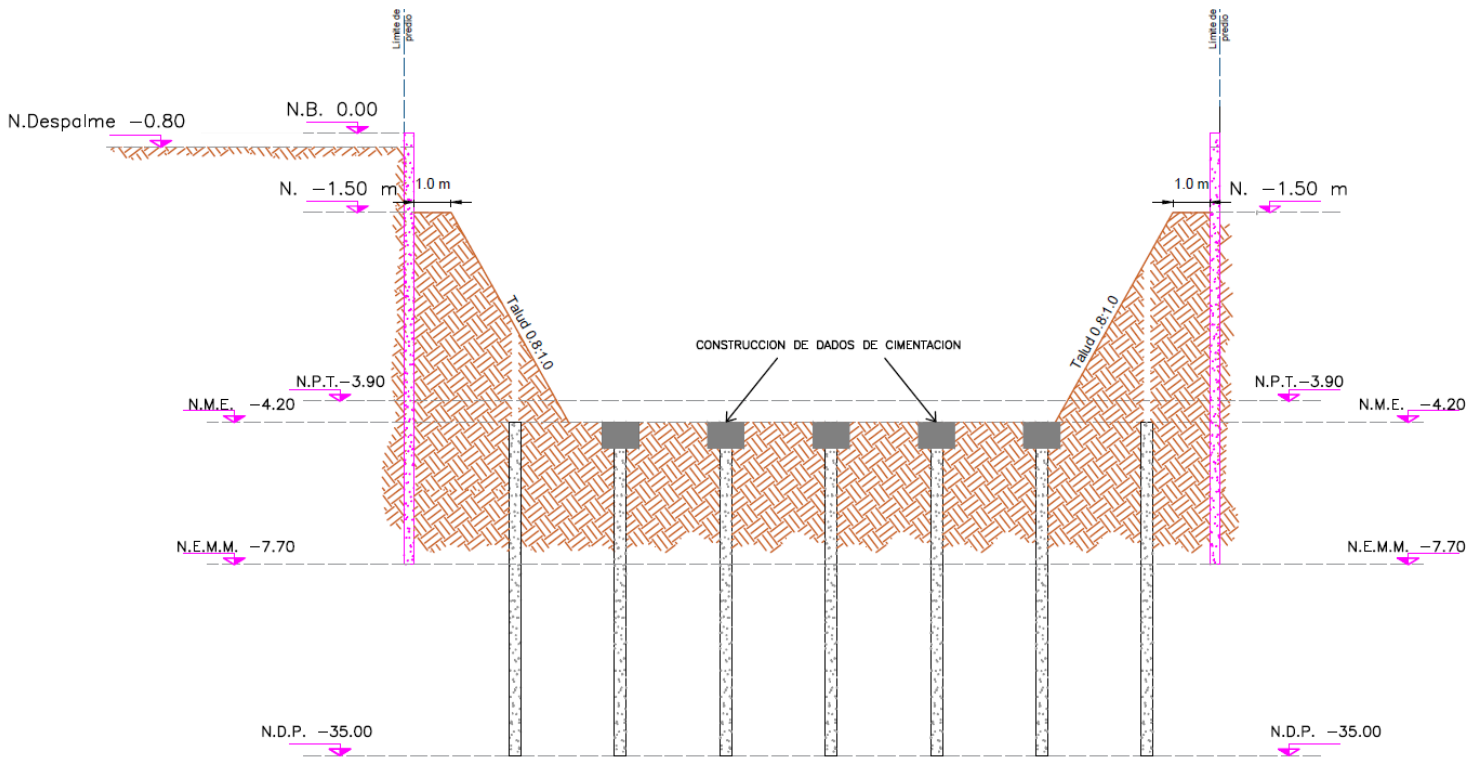


FIGURA 4.7.- HABILITADO DE DADOS DE REACCION

Se continuará con la excavación de las zanjas para alojar las contratrabes, mediante taludes verticales; enseguida se colará la plantilla de concreto simple, de 5 cm de espesor para evitar alterar el suelo de apoyo durante las maniobras de construcción, y después del fraguado de la misma, se procederá a efectuar el colado de las contratrabes, dejando las preparaciones necesarias para la liga estructural con la losa de piso del sótano, según las indicaciones del proyecto estructural.

Veinticuatro horas después de coladas las contratrabes, se procederá a colocar el armado y colado de la losa de piso del último sótano. (Ver figura 4.8).

Durante el colado de la losa de piso deberá construirse un muñón o segmento de muro estructural, debiendo dejarse ahogada en él una banda PVC, para formar la junta de colado y evitar futuras filtraciones, de acuerdo con el detalle estructural correspondiente. Asimismo, en la construcción de cada etapa deberá realizarse en la losa, la junta de construcción respectiva, según el detalle estructural correspondiente y considerar un aditivo impermeabilizante.

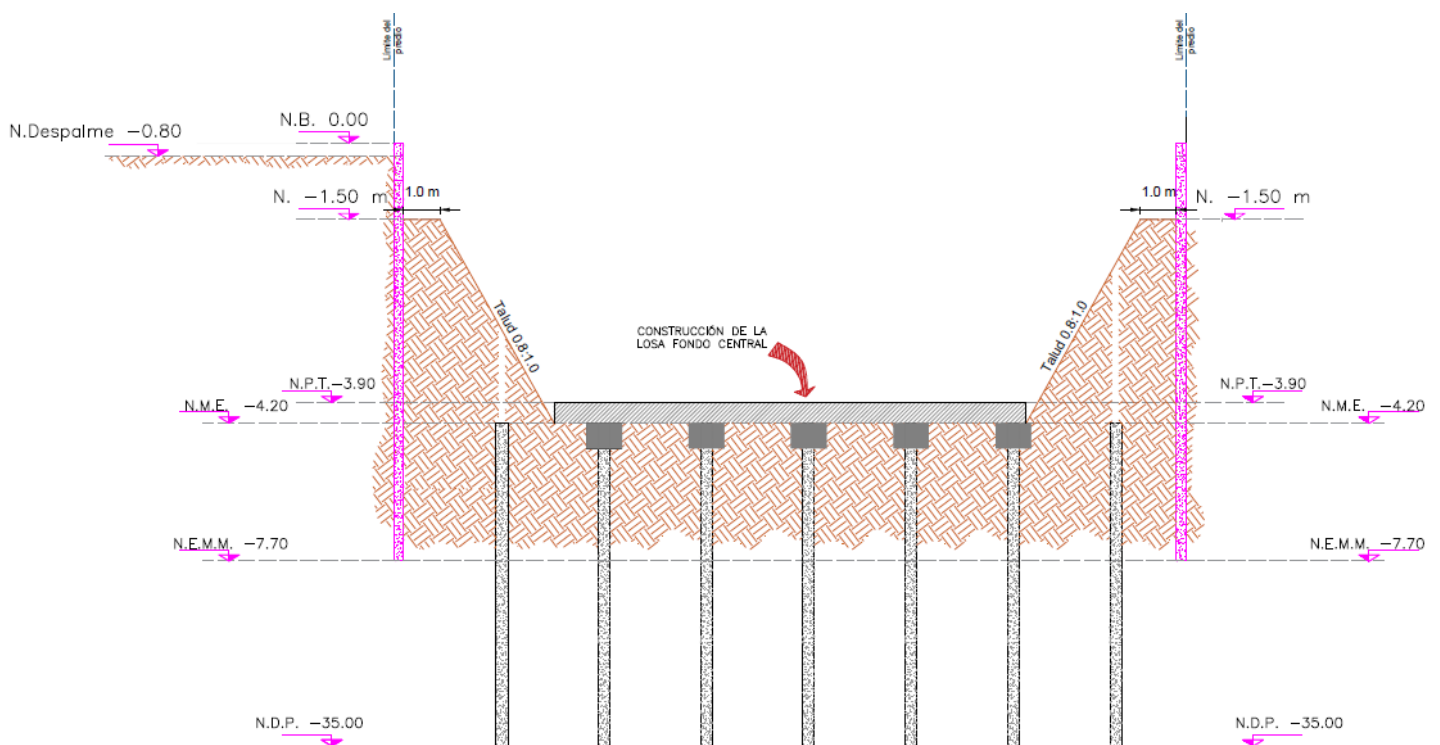


FIGURA 4.8.- CONSTRUCCIÓN DE LA LOSA CENTRAL

En caso de lluvia se recomienda colocar una capa de grava de 10 cm de espesor y sobre esta una plantilla de concreto pobre.

Una vez construida la losa de franja central se procederá a retirar la berma perimetral por módulos, en tramos de 4.8 m de ancho en forma alternada para tener varios frentes, enumerados del 1 al 4 como se muestra en la figura 4.9.a, y podrán ser retirados en forma alternada cada 14.4 m, es decir se atacarán en forma simultánea todos los módulos numerados con 1.

En la figura 4.9.a se muestra un corte esquemático de la modulación de bermas, mientras que en la figura 4.9.b se muestra la modulación de las mismas en una vista en planta.

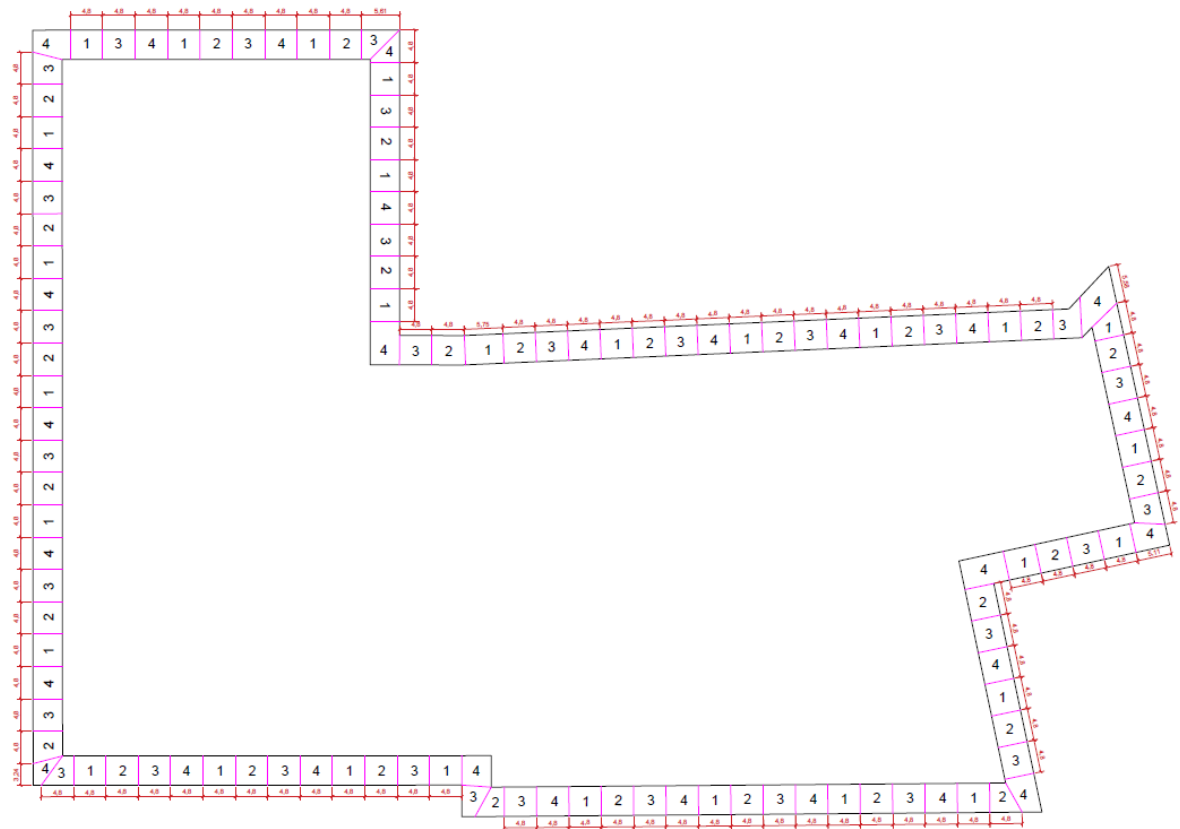


FIGURA 4.9.a.- MODULACIÓN DE BERMAS

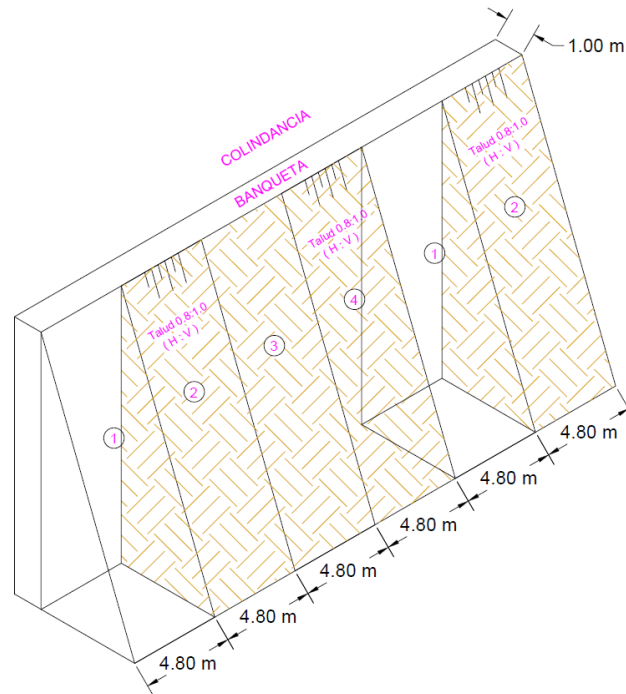


FIGURA 4.9.b.- MODULACIÓN DE BERMAS

A continuación se irá troquelando contra la losa central sobre los muertos de concreto contruidos previo al retiro de bermas y el Muro Milán en el nivel -2.50 respecto al nivel de banquetta mediante puntales metálicos de 8 pulgadas, cada puntal se colocará con una precarga de 35 ton mediante un gato operado con una bomba manual o eléctrica de 50 ton, que se apoyará en otro puntal más corto. El sistema gato-bomba deberá tener un manómetro para medir la magnitud de la presión aplicada. Una vez troquelado el Muro Milán, se procederá a construir la losa fondo perimetral realizando las respectivas juntas con el muro Milán. (Ver figura 4.10).

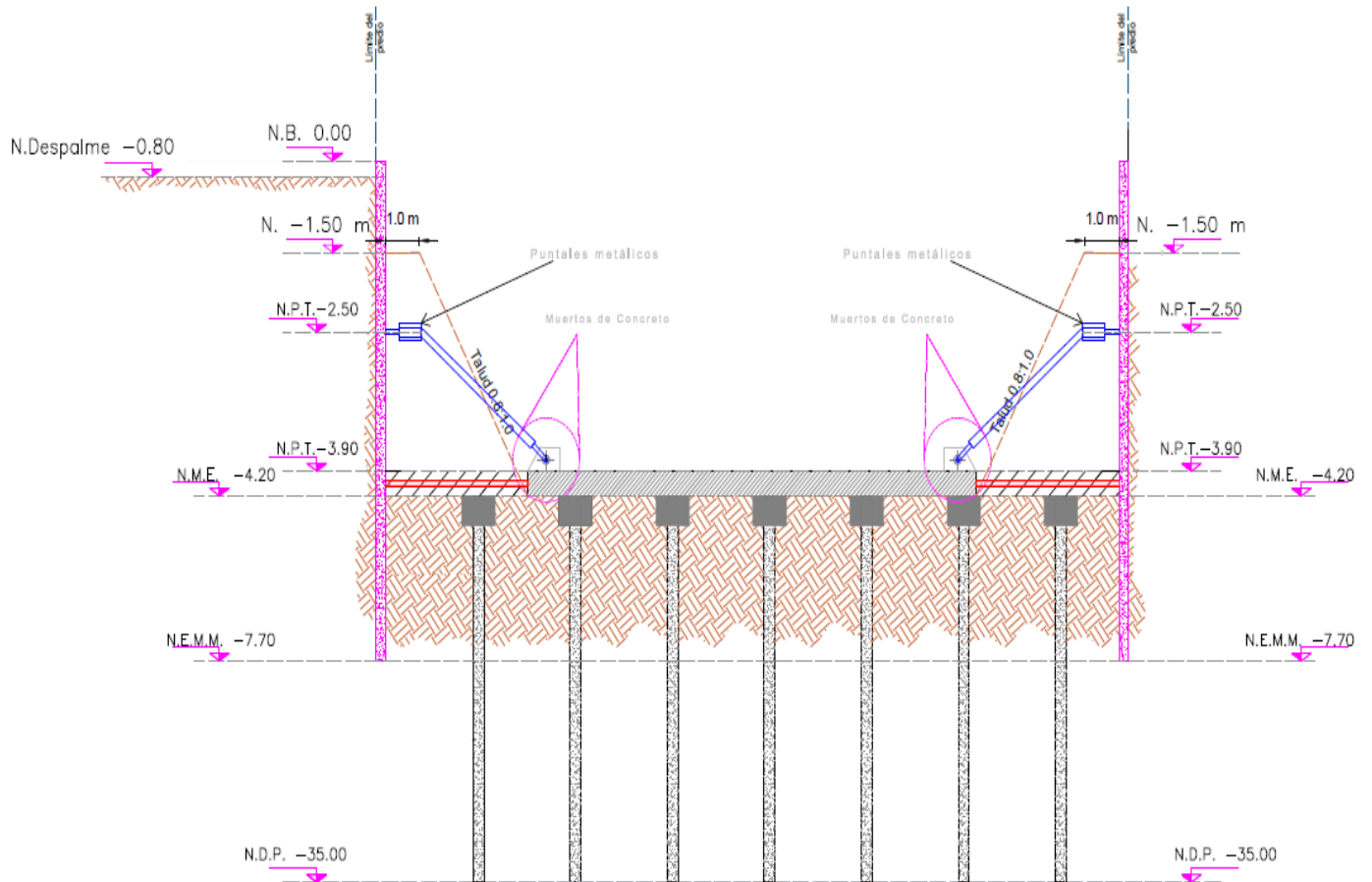


FIGURA 4.10.- TROQUELAMIENTO DEL MURO MILÁN Y CONSTRUCCIÓN DE LOSA PERIMETRAL

Se procederá a realizar el mismo procedimiento con los módulos 2, 3 y 4. Posteriormente se realizara la construcción de los elementos estructurales (trabes y columnas) propios de la estructura para poder retirar el sistema de troquelamiento finalizando así la construcción de la subestructura dando paso a la construcción de la superestructura. (Ver Figura 4.11).

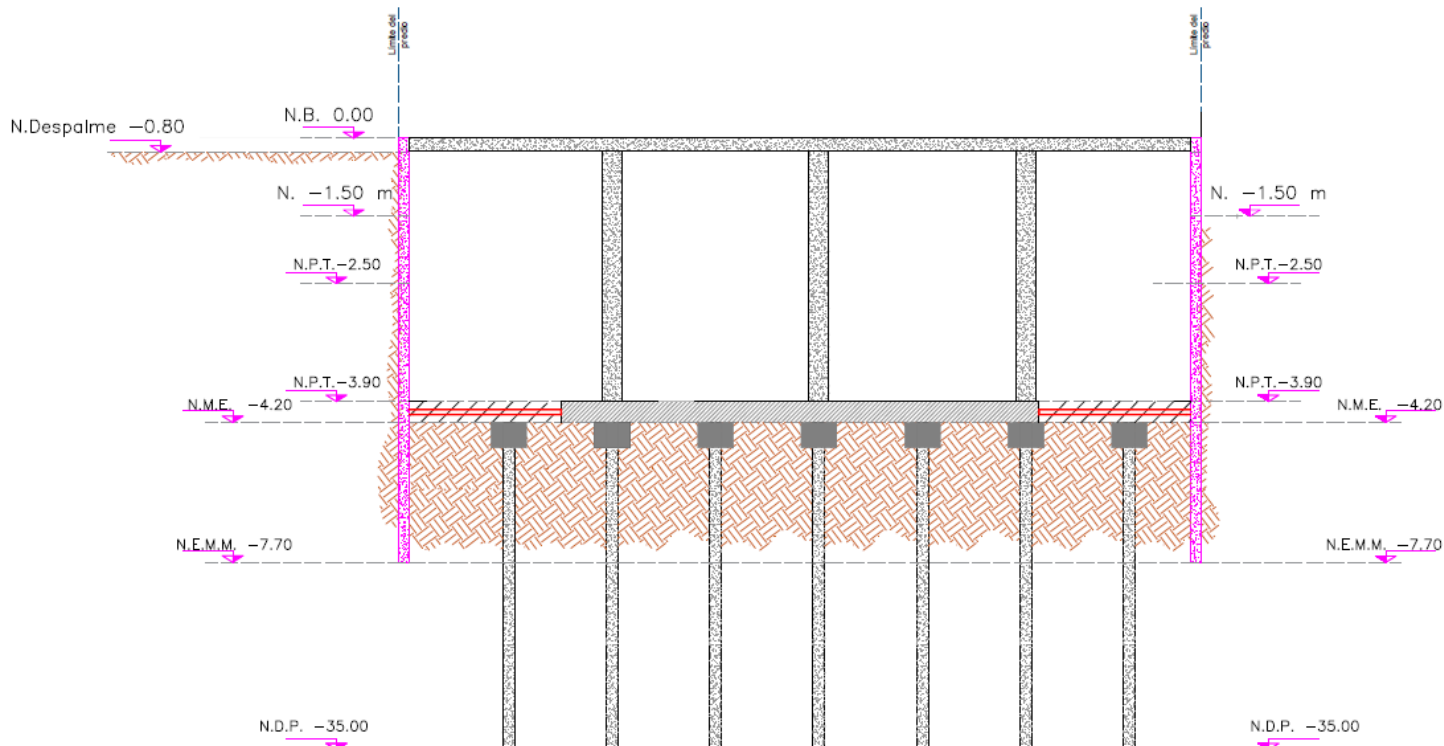


FIGURA 4.11. CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURA CENTRAL

Considerando que el cajón de cimentación tendrá un nivel de desplante a 4.20 m de profundidad con respecto al nivel de banquetta y que el nivel freático se encuentra a 1.72 m de profundidad con respecto al nivel de banquetta, deberá considerarse la aplicación de un impermeabilizante XYPEX o equivalente a la losa y los muros que formaran el cajón de cimentación. Además de que se tendrá que colocar una banda ojillada y una geomembrana en la junta constructiva que se generara a nivel de losa fondo para tratar de evitar filtraciones al cajón de cimentación. ***Cabe recalcar que estos sistemas de impermeabilización en juntas constructivas no son suficientes para evitar filtraciones, por lo que se recomienda analizar otras alternativas.***

IV.4.- SISTEMA DE RETENCIÓN

Se recomienda el sistema de Muro Milán, y debe considerarse lo siguiente:

- Construcción de brocales de 15 cm a ambos lados de lo que será el Muro Milán, y que servirá de guía; como especificación es necesario que la profundidad mínima de los brocales sea de 1.50 m.

- Los Muros Milán serán de 50 cm de espesor, con módulos variables entre 2.5 y 7.08 m, desplantados a 8.50 m, y que las barbas de acero en la parte superior sobresalgan del brocal por lo menos 50 cm.
- La almeja de excavación tienen una abertura hasta de 2.50 m, se excavarán las partes extremas del módulo de ataque y posteriormente la franja central del módulo atacado.
- Conforme se excave se irá vaciando lodo bentónico con el fin de mantener la estabilidad de las paredes de la excavación.
- El espacio perdido por Muro Milán será de 15 cm de brocal + 50 cm de Muro Milán resultando 80 cm, por lo que se puede eliminar el Muro de sótano, únicamente habrá que considerar que se requerirá amartelinar y aplanar la superficie expuesta del Muro Milán para proporcionarle una apariencia adecuada, o bien podrá adaptarse una cimbra para dejar una superficie lo más uniforme posible.
- Las juntas del Muro Milán serán entre 2.5 y 7.08 m y su tratamiento se efectuará mediante un tubo de diámetro igual al espesor del muro.
- Con este sistema se tendrán pequeñas fugas al que se le dará un tratamiento adecuado tomando en cuenta que el NAF se encuentra a 1.72 m de profundidad respecto al nivel de banqueteta.

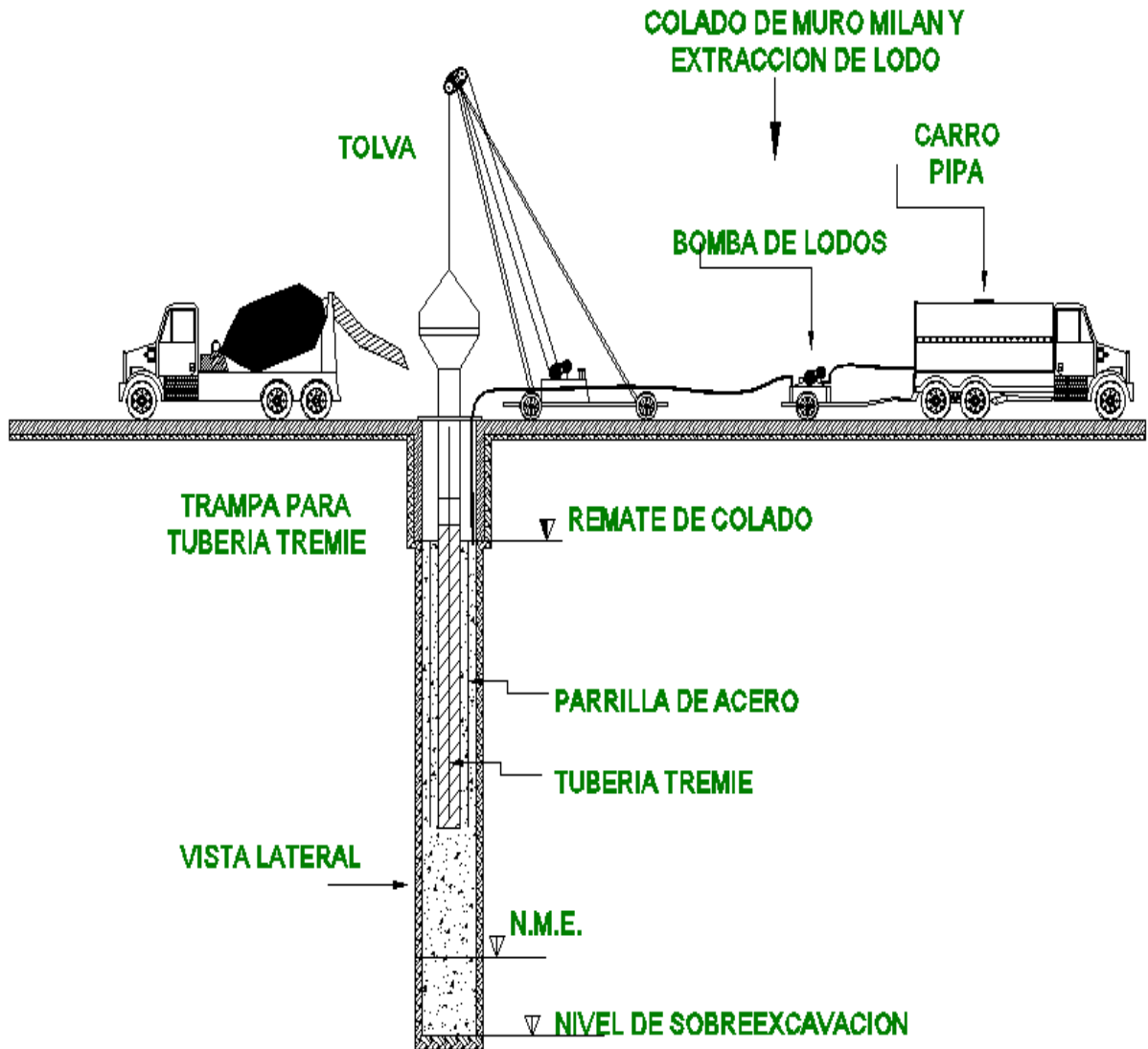


FIGURA 4.12.- COLADO DE MURO MILÁN.

Ventajas

- Menor vibración provocada por los equipos al subsuelo.
- Requiere menos troquelamiento.
- Tratamiento de fugas con inyecciones.
- Se recomienda utilizar troqueles metálicos de 15" de diámetro con precarga.

Desventajas

- Se dificulta el anclaje de traveses y losas en sótano y cimentación.
- La apariencia no es perfecta.
- Manejo de lodos bentoníticos.

En el Muro Milán se pueden dejar los armados de trabes y columnas embebidas en el mismo, protegido con poliestireno para posteriormente desdoblar y traslapar colocando un refuerzo especial en esta zona.

IV.5.- PROCESO DE CONSTRUCCIÓN DE MURO MILÁN

La secuela constructiva recomendada es la siguiente: 1) construcción de brocales guía; 2) excavación de tableros; 3) estabilización de la perforación con lodo bentonítico; 4) colocación de armaduras; 5) juntas con tubos metálicos; y 6) colado del muro con tubería Tremie.

IV.5.1.- Muros guía (pre trinchera) o Brocales

Se recomienda construir un brocal de una altura de 1.5 m y de un ancho de 0.80 m. Algunas de las funciones que tiene la construcción de los elementos son las siguientes:

- Permite marcados y nivelaciones.
- Sirve de apoyo para las maniobras (tubo de junta, armaduras).
- Sirve de reserva de lodo al principio de la perforación.
- Asegura la estabilidad del suelo en superficie.
- Sirve de guía a los equipos de excavación.

IV.5.2.- Fluido para excavación (Lodo bentonítico)

Será necesario implementar en obra una planta de lodos o un proveedor que suministre el volumen mínimo por tablero. El lodo bentonítico será reciclable, después del colado del muro se hará pasar por una planta desarenadora previamente instalada. El volumen recuperado será aproximadamente del 60% que podrá usarse en el muro subsecuente.

Otra opción es que durante el colado del muro se tengan pipas de la capacidad suficiente para acarrear fuera de la obra el lodo extraído durante el proceso de colado. Para la elaboración del lodo, se deberá contar con una toma de agua que aporte un gasto mínimo del volumen de cada tablero; o en su defecto suministrar agua tratada en pipas.

Lodos de polímeros. Sirven como fluidos estabilizadores de la excavación con algunas ventajas sobre los lodos con bentonita; químicamente se trata de polímeros orgánicos de poliacrilamida que forman moléculas grandes en cadena constituidas por un mismo grupo de partículas o moléculas del mismo material; al mezclarse con agua obtiene rápidamente cualidades estabilizadoras por su habilidad aniónica, con un peso volumétrico de 1.04t/m³. Los fabricantes de este

tipo de productos manifiestan que fácilmente pueden alcanzar una viscosidad Marsh de 40 segundos cuando el agua tiene un PH variable entre 8 y 10.

También mencionan como ventajas que es fácil de transportar, en general 20 litros de polímero sustituyen una tonelada métrica de bentonita. Es interesante aclarar que estos lodos no forman costra en la pared de la excavación ya que el polímero se infiltra y une las partículas por atracción iónica. La densidad de este tipo de lodos se puede incrementar agregándole sulfato de bario y bentonita cálcica o sódica.

Los fabricantes de polímeros los presentan con distintas propiedades, algunos como producto biodegradable y no contaminante que permite formar un lodo que facilita realizar una obra con gran limpieza y puede ser desalojado directamente al drenaje público sin contaminarlo.

Nombre	Dosificación	Aditivo recomendable
Super Mud	1.25 lt para 1m ³ de agua	Bicarbonato de sodio
Federal Summit FSF 2000	-----	Sal de cloruro de potasio
Drill Mate	3 kg para 1 m ³ de agua	-----

TABLA 4.2.- POLÍMEROS USUALES EN MÉXICO

IV.5.3.- Selección del equipo de perforación

De conformidad con la profundidad de las zanjas y las características del suelo, se define cual es el equipo más adecuado para la excavación. En nuestro caso se recomienda utilizar una almeja hidráulica guiada. Esta máquina consta de una almeja operada hidráulicamente fijada a una barra metálica deslizante llamada Kelly que sirve de guía y control de la verticalidad del sistema.

Estos equipos van montados sobre dragas de 45 o más toneladas de capacidad y puedan alcanzar profundidades del orden de los 30 m; la cantidad de camiones de volteo deben ser suficientes para sacar fuera de obra el material producto de la excavación.

IV.5.4.- Perforación o excavación de zanjas

Desde inicio de la excavación debe inyectarse lodo para evitar la socavación de la boca de la trinchera. Al sacar la herramienta con suelo, debe evitarse la caída de detritus y dejar escurrir el lodo sobrante en la zanja. Otro aspecto importante durante la excavación de la trinchera es cuidar la verticalidad de la herramienta de excavación, evitando desviaciones o inclinaciones en la trinchera, garantizando la verticalidad del muro.

No se debe dejar la trinchera totalmente excavada y estabilizada por mucho tiempo, no más de 24 hrs., antes de colar el muro. Se recomienda que la

excavación se realice como sigue: primero se excavan las porciones laterales y finalmente la central, con el propósito de lograr simetría y conservar la verticalidad.

IV.5.5.- Colocación del armado

Los aceros especiales y verticales deben dejar entre sí un espacio libre de 10 a 15 cm para el paso del concreto. Con objeto de garantizar una buena envoltura lateral, las armaduras tienen un ancho inferior al de la pared en unos 10 cm aproximadamente. Son necesarios centradores (rodillos o patines) y elementos de izado (asas, rigidizadores) para manipular y posicionar la armadura. Una vez colocada la parrilla se debe amarrar al brocal por medio de unas orejas, para evitar su flotación durante el colado.

IV.5.6.- Maniobras de izaje

Esta maniobra es muy importante en el proceso de construcción de muro Milán y debe realizarse tratando de evitar la deformación de la parrilla de acero. Debe contarse con un balancín, que sujete al armado en varios puntos a la vez. Con este aditamento será introducido en la zanja cuidando que no quede asentada en el fondo de ella, es decir, debe mantenerse suspendida en el nivel correcto. Para evitar el efecto de flotación del esfuerzo que frecuentemente se presenta durante el proceso de colado, deberá anclarse al brocal colando barras transversales apoyadas en orejas de acero previamente colocadas en el brocal, que impida el movimiento ascendente del armado.

IV.5.7.- Centrado del acero de refuerzo

En este caso es recomendable el uso de centradores tubulares (patines) hechos con base de perfiles PTR de 4" x 3". Se colocaran en la zanja apoyados en el brocal antes de proceder a instalar el armado y serán extraídos al momento de terminar el colado o antes si este se ha retrasado por algún imprevisto y ya se ha iniciado el fraguado del primer concreto vaciado.

Terminada la excavación del primer tramo se introducen los tubos junta, de sección circular o trapezoidal, ligeramente inferior al ancho de la excavación. Llevada la excavación hasta su máxima profundidad de proyecto se colocarán las juntas metálicas; una por cada extremo que delimitan la longitud del muro, el largo de la junta será como mínimo 1.0 m mayor a la profundidad de desplante del muro; estos elementos tienen la función de formar el machimbre entre muros.

Para el manejo de estas piezas se utilizara una grúa con pluma. En la extracción de estas piezas se puede utilizar el mismo tipo de equipo pero además con patesca.

Se hace el colado con una tubería Tremie (columna de vaciado o trompa) bajo agua o lodo. La operación de vaciado no debe ser interrumpida: debe hacerse en una sola operación.

Se tardara a menudo el fraguado del concreto (en 10 horas como máximo) y se usan cadencias elevadas (hasta 50 m³/h de rendimiento). Más allá de 5 a 6 m de abertura, el concreto tiene poca fluidez horizontalmente y deben preverse 2 columnas.

El tubo debe llegar hasta 20 o 30 cm arriba del fondo de la excavación, para vaciar la primera carga de concreto, antes de realizar el primer vaciado debe colocarse un tapón (pelota) en el interior del tubo para que se empujado por el concreto, desaloje el lodo y sirva como seguro para evitar la penetración del lodo.

A continuación se mencionan algunos puntos importantes de este procedimiento:

- El diámetro de la tubería debe ser entre 8" a 12" y su longitud será de 3 m como máximo. Deberá ser lisa por dentro y por fuera para que el concreto fluya libremente y evitar atoramiento en el armado.
- Las uniones entre los tramos deben ser herméticas, no se permitirá que el lodo o agua penetre a través de ellas. Las cuerdas de cada tramo de tubería deben estar en perfecto estado para facilitar las maniobras de acoplado y desacoplado. Son recomendables las cuerdas de listón o trapezoidales.
- Antes de iniciar el colado se colocara un tapón deslizante dentro de cada línea de colado que puede ser pelota de vinil, o de poliestireno, que impida la contaminación del concreto con el lodo o agua al inicio del colado.
- El extremo inferior de las líneas de colado permanecerá ahogadas en el concreto cuando menos 1.5 m.
- El concreto debe ser con agregados de 19 mm como máximo y revenimiento de 18 + 2 cm.
- El colado deberá realizarse de manera continua evitando lapsos de espera prolongada que provoquen taponamientos en la tubería por el fraguado inicial del concreto.

IV.5.8.- Juntas

Se observa un croquis de los elementos que comúnmente se emplean para moldear las juntas de los tableros del muro Milán, para lograr el machihembrado entre ellos. Son piezas generalmente metálicas que constan de un cuerpo tubular

de sección rectangular, de ancho igual al muro Milán, que sirve de respaldo y rigidizador a la parte de la junta que deja una huella en el concreto del tablero. Esta parte es trapezoidal y en algunos casos tiene un pequeño canal para alojar una banda de PVC usada como sello entre tablero y tablero.

Se aclara que estas juntas se emplean en tableros alternados. Se instalan inmediatamente después de terminar la excavación y antes de que se coloque el acero de refuerzo. Su extracción debe realizarse al concluir el colado, es importante determinar el momento en que es conveniente moverlas tomando en consideración el fraguado del concreto ya que pueden quedarse atrapadas cuando el concreto se endurece o bien provocar que el concreto fluya hacia el hueco que deja la junta cuando se le levanta si aún no tiene la resistencia adecuada.

Se recomienda obtener testigos de fraguado de cada olla que se vacíe y cuidar el tiempo en que presente su fraguado inicial. En este momento se podrá mover ligeramente la junta para despegarla, repitiendo esta operación hasta que el concreto tenga auto-soporte y sean retiradas las juntas.

IV.5.9.- Machihembrado contra infiltraciones

En varias zonas es factible que se presenten filtraciones entre juntas de muros; dependiendo de la aportación, se podrán “calafatear” o inyectar y se tratarán conforme se vaya excavando el núcleo y descubriendo muros.

IV.6.- SISTEMA DE BOMBEO

La forma más económica de controlar la estanqueidad de la excavación con este tirante de agua es por medio de abatimiento del nivel freático con un sistema de bombeo profundo. El sistema recomendado es con pozos de bombeo a base de bombas con electroniveles.

El objeto del bombeo profundo es trabajar en seco y controlar las expansiones durante la excavación y en el proceso de construcción de la cimentación, es necesario abatir el nivel freático, hasta una profundidad de 7.50m en la periferia y de 8.50 m en los pozos centrales. El nivel dinámico del agua en los pozos perimetrales se mantendrá a 7.50 m de profundidad y a 8.50 m en los pozos centrales.

En caso de no efectuarse se tendrá como consecuencia complicaciones en el proceso constructivo y el excedente de bombeo trae como resultado posibles asentamientos en la periferia, por lo que será necesario cuidar este aspecto con las recomendaciones establecidas a continuación y efectuar un abatimiento con un sistema de bombeo profundo, pues a mayor profundidad dentro del nivel freático mayor presión se genera en el fondo de la excavación.

- Será necesario implementar un sistema de bombeo mediante pozos perforados a 15 m con respecto al nivel de la banqueteta. Su ubicación será en toda el área evitando se intersecte con algún elemento estructural.

- Los pozos tendrán un diámetro de 30 cm (12") y se perforarán con máquina rotatoria, equipada con broca del tipo de aletas o broca ahuer, inyectando agua a presión como fluido de perforación no se utilizaran lodos bentoníticos.

- Alcanzada la profundidad especificada se lavará el pozo, hasta que el agua de retorno salga limpia (*libre de lodo o arena*).

Posteriormente, en la perforación se colocará un ademe ranurado, formado por un tubo de PVC de 15 cm (6") de diámetro interior y sostenido por una armadura formada por 3 ángulos de $\frac{3}{4}$ por $\frac{1}{8}$. El ranurado será en toda su longitud, excepto en los 2.0 m superiores, y las ranuras serán de 1 mm de ancho, espaciadas 10 cm entre sí.

- El espacio anular entre el ademe y la pared del pozo se rellenará con gravilla de tamaños variables entre 5 y 10 mm, bien graduada (confitillo) de tamaño máximo que ocupe el área que se tengas entre la pared de la perforación y el ademe; para evitar que el material del filtro pase al interior del ademe, se deberá colocar una malla de mosquitero o fieltro de 300 g/m^2 alrededor del ademe.

Dentro del ademe se instalarán bombas de tipo eyector de 1" x 1 1/4" operadas a una presión de 4 kg/cm^2 o bombas sumergibles eléctricas de $\frac{1}{2}$ caballo; el nivel de succión de las mismas estará a 12 m de profundidad para los pozos interiores y en los de la periferia a 11 m, medidos con respecto a la superficie del terreno. El detalle de los pozos de bombeo profundo, se muestra en la fig. 4.13.

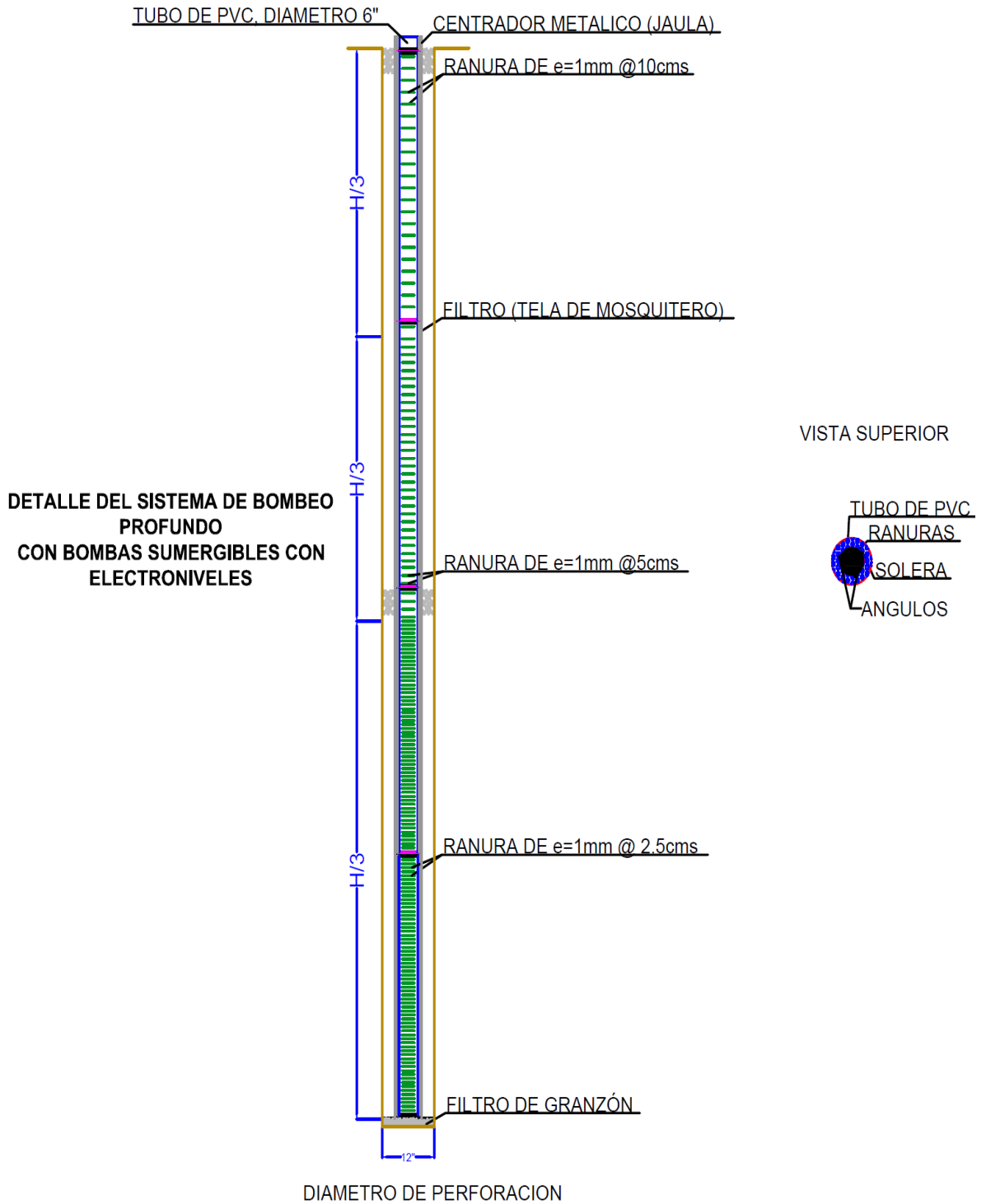


FIGURA 4.13.a.- SISTEMA DE BOMBEO

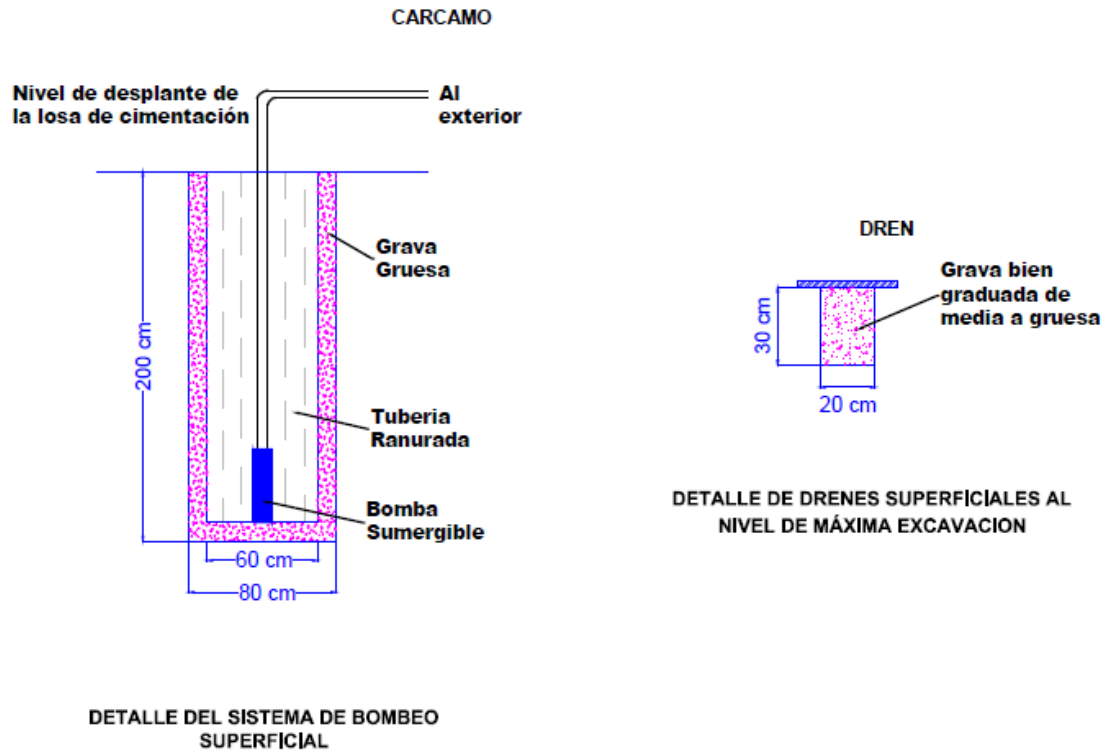


FIGURA 4.13.b.- SISTEMA DE BOMBEO

- Se estima un total de 20 pozos por etapa de excavación propuesta, con la posibilidad de que esta se reduzcan, de acuerdo al comportamiento de la excavación y de las etapas de excavación.
- Estos pozos se irán recortando conforme se efectuó el avance de la excavación.
- Los electroniveles se manejarán en la zona lateral a -7.50 m y en la central a -8.50 m.

Dado que dependiendo de la época en que se realicen los trabajos de excavación y ante la presencia de época de lluvias podría requerirse un sistema de bombeo de achique complementario, además del sistema de bombeo profundo para abatir el nivel freático, dado que la excavación estará por debajo del mismo.

Dependiendo del comportamiento del nivel freático en fondo de la excavación de ser necesario se empleará un sistema de bombeo de achique, especificado en la figura 4.13.a, constituido por cárcamos de bombeo y bombas autocebantes colocados en sitios estratégicos para cada etapa de la excavación, por lo que la

distribución de estas bombas se realizará de tal manera que se cubra toda el área de la excavación para que el abatimiento del nivel de agua freática sea uniforme.

Se podrá emplear un tambo metálico de 200 lts el cual deberá estar ranurado a cada 15cm en todo su perímetro hasta la mitad, para que pueda llenarse con el agua recaudada. Este tambo deberá estar forrado con malla mosquitero de tipo plástica para minimizar que se azolve y el flujo pueda ser bombeado sin ningún problema, deberá tener mayor número de ranuras donde se conecte con los drenes o veneros que se requieran.

El dren o venero es el que recorrerá la distancia con una pendiente necesaria para captar el agua de todo el terreno y reconozca hacia el cárcamo, este se compone de una excavación de 30cm con un ancho de 20cm y este relleno con grava bien graduada, para que pueda conducirse el flujo hacia el cárcamo. (Ver figura 4.14 y 4.15).

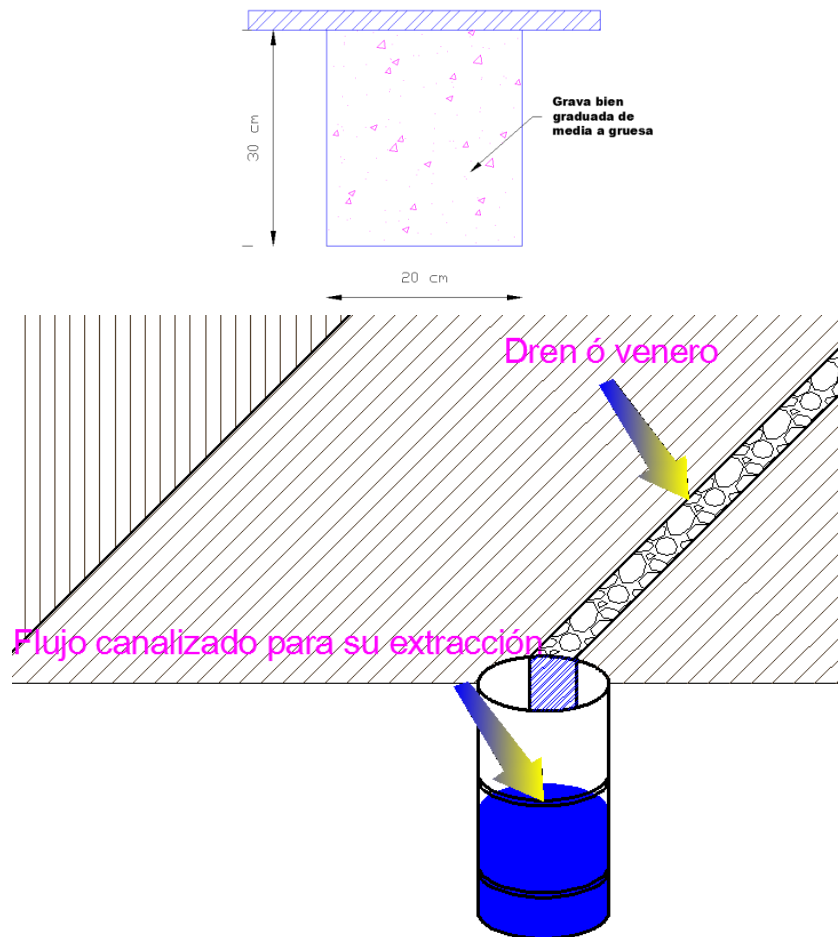
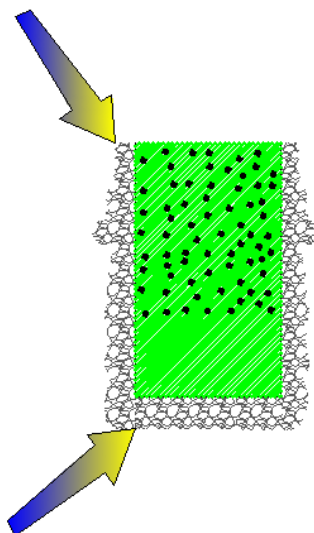


FIGURA 4.14.- CANALIZACIÓN DE FLUJO

Se deberá excavar a partir del nivel de máxima excavación, para poder introducir el tambo, sin embargo, se sobre excavará del orden de 15cm en todo el perímetro y también en el fondo para colocar un filtro de grava.

FILTRO DE GRAVA PERIMETRAL



FILTRO DE GRAVA EN EL FONDO

FIGURA 4.15.- FILTRO DE GRAVA BIEN GRADUADA

La secuencia será excavar el área donde se ubicará el cárcamo, preparar el bote de 200 lts ranurado y forrado con la malla tipo mosquitero, Después se colocará el granzón al fondo del bote para que el agua pueda reconocer hacia el tambo, y una vez colocado el granzón en el fondo se instalara el tambo de 200lts, procediendo a confinar con el granzón todo el perímetro para dejarlo fijado.

Una vez instalado el cárcamo se comenzara a captar el flujo, por lo cual se tendrá que conectar una bomba, y se canalizara a donde indique la dirección de obra.

Finalmente se establece que deberá implementarse un sistema de instrumentación que permita monitorear el comportamiento de las colindancias y de la excavación antes, durante y después de haber terminado la excavación que alojará a la cimentación de la estructura de Interés.

IV.7.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO EN PILAS

1.- Se deberá localizar el centro y posición exacta para cada pila y realizar su trazo.

2.- El equipo de perforación deberá emplear brocas helicoidales con alabes y elementos de ataque adecuados. Previo a los trabajos de inicio de perforación, deberá ubicarse mediante una brigada de topografía la ubicación correcta del centro de las pilas y construirse sus respectivos brocales. También deberá verificarse la verticalidad del equipo de perforación con el objeto de garantizar que la perforación se realice en forma adecuada.

3.- La construcción de los brocales de cada una de las pilas, es con el objeto de tener la certeza de verificar el trazo de la pila y contener los materiales superficiales.

4.- Se recomienda que las perforaciones que alojarán las pilas, se realicen con un diámetro 10 cm mayor al diámetro de proyecto de las mismas, hasta una profundidad mínima de -13.0 m con respecto al nivel de banqueta.

5.- Se procederá a realizar la perforación de las pilas en seco.

6.- Se inspeccionaran por un ingeniero especialista en Mecánica de Suelos los materiales del subsuelo existentes a la profundidad mínima de 13.0 m, quien determinará si las características de los materiales consideradas en los análisis de capacidad de carga de pilas, corresponden a los existentes en campo.

7.- Una vez que se concluye la perforación con la máquina, se realizará la limpieza del fondo de la excavación para eliminar todo material suelto, empleando un bote desazolvador, el que se meterá tantas veces como sea necesario.

8.- El armado se introducirá a la perforación momentos antes de realizar el colado, con sus separadores correspondientes para un correcto centrado dentro de la perforación.

9.- Una vez terminada la limpieza de todo material suelto, se introducirá el armado de las pilas con sus separadores correspondientes para su centrado y se colará a la brevedad, empleando un tubo de colado tipo tremie, manteniendo su punta 0.5m abajo del nivel de concreto.

10.- El colado será continuo y con el procedimiento Tremie, deberá llevarse a una altura de 0.4 m mínimo arriba del nivel inferior de las contratrabes, con objeto de tener concreto de buena calidad en la unión de dichos elementos, y evitando la contaminación del concreto.

11.- La punta inferior del tubo irá ascendiendo conforme avance el colado, de tal manera que ésta permanezca dentro del concreto, durante todo el colado, una longitud recomendada es de 1 m.

12.- Se deberá llevar un registro del volumen del concreto vaciado a la perforación, el que se cotejará con la ubicación de la misma.

13.- El colado se suspenderá una vez que el concreto no contaminado tenga la altura correspondiente al nivel inferior de las contratrabes, lo que se estima ocurre 0.4 m abajo del nivel superior del concreto.

14.- Se recomienda usar concreto con revenimiento de 20 cm + 2 cm.

15.- Se llevará un registro de la localización de las pilas, las dimensiones de las perforaciones, las fechas de perforación y colado, la profundidad y los espesores de los materiales encontrados y las características del material de apoyo.

La colocación del concreto en la perforación ya realizada, que en común buscan evitar su segregación, por medio de tubería de conos segmentadas, llamadas comúnmente trompas de elefante o por medio de tubos tremie, por donde el concreto se vacía directamente de la olla revolvedora al cono. Éste debe fluir libremente por lo que se tiene que cumplir con el revenimiento especificado y en un intervalo de tiempo adecuado entre olla y olla (2 horas a lo máximo).

Además de los requisitos de calidad que deben cumplir los agregados y demás materiales que intervienen en la fabricación del concreto, deben tomarse en cuenta los siguientes aspectos:

Tamaño del agregado. Es importante para que el agregado pase libremente entre el armado de acero y logre un verdadero acomodo en todo lo largo de la perforación, se recomienda que el tamaño máximo de los agregados no sea mayor de 2/3 partes del paso libre entre vuelta y vuelta del acero transversal y del espesor del recubrimiento o lo que resulte menor de ambos.

Revenimiento. Se recomienda un revenimiento de 18 cm \pm 3.5 cm, además del empleo de aditivos tanto para retardar el fraguado durante el colado como para mejorar las características de fluidez. Es importante no suspender el colado con el fin de evitar la creación de juntas frías.

Aditivos. Se recomienda el uso de aditivos retardantes que pueden ser útiles en ciertos casos de emergencia, los cuales deben de contar con dos horas de retraso antes de que el concreto inicie su fraguado. Además, es recomendable el uso de un fluidizante para mayor acomodo del concreto a lo largo de toda la pila. El aditivo que es recomendable en todos los casos es el que procura la mínima utilización de agua.

IV.7.1.- Construcción de la losa de cimentación

La excavación para la construcción de la losa para el cajón de cimentación se realizará conforme a las siguientes recomendaciones:

- Una vez realizada la excavación hasta el nivel de máxima excavación, se procederá a colocar una capa de pedraplén de 10 cm, podrá ser tezontle o balastro con tamaño máximo de partículas de 4". La capa de pedraplén deberá quedar debidamente bandeada.
- Se procederá a colocar una plantilla de concreto de 5 cm en la superficie para evitar movimientos durante la construcción.
- Perforación y construcción de las pilas.
- Descabece de las pilas para unión del refuerzo con la losa de cimentación.
- Armado y colado de las contra trabes, dados y losa.

IV.8.- INSTRUMENTACIÓN

a) *Banco de nivel flotante*

Con el fin de medir los movimientos verticales causados por las expansiones y hundimientos generales en el fondo de la excavación, se instalará un banco de nivel flotante al centro de cada etapa. Las mediciones de éste instrumento deberán estar referidas a un banco de nivel profundo.

La profundidad de instalación del banco de nivel flotante será de 1.0 m abajo del nivel máximo de excavación, para lo cual deberá efectuarse una perforación de 6" de diámetro, con una máquina que cuente con equipo para el lavado del barreno.

Realizada la perforación se introducirá un cilindro de concreto (*muerto*) de $f'c=100\text{kg/cm}^2$, de 10 cm de diámetro y 30 cm de altura; el cilindro deberá tener acoplado tramos de tubería galvanizada de 1.0 m, de 1" de diámetro, cuya longitud será la profundidad de la instalación. Deberá asegurarse que el cilindro de concreto apoye firmemente en el fondo de la perforación, por lo que se debe cuidar la profundidad de perforación.

Después de instalado el banco de nivel flotante, deberá rellenarse con grava de tamaño máximo de $\frac{3}{4}$ ".

Se tomarán lecturas una vez por semana durante el proceso de excavación y construcción del edificio. Durante la excavación los tubos deberán desacoplarse por tramos de 1.0 m, trasladándose el nivel de referencia original.

Las mediciones del banco del nivel flotante formarán parte del control topográfico de las excavaciones.

b) Referencias superficiales

Tendrá por objeto medir los desplazamientos horizontales y verticales que ocurran en la superficie del terreno que circundará la excavación. Estas mediciones permiten detectar oportunamente el desarrollo de condiciones de inestabilidad, o bien deformaciones inadmisibles.

Las referencias superficiales son puntos fijos de la superficie del terreno que se instalarán definiendo líneas de colimación paralelas al borde de la excavación, observando las líneas de colimación con un tránsito, se detectan los desplazamientos horizontales, mientras que con el nivel óptico y estadales se determinan los desplazamientos verticales.

Las características de las referencias superficiales antes mencionadas se describen a continuación:

Testigo Superficial

Es un cilindro de concreto simple de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, con un perno convencional empotrado en su extremo superior: el perno es de cabeza esférica de 5/8 x 4 pulgadas y tiene una línea grabada en la dirección perpendicular a la ranura para desarmador. La ranura sirve de guía a la regla de medición, que está graduada en milímetros, y cuenta con un nivel de burbuja y mira para enfocar el tránsito.

Criterio de Instalación

Los testigos superficiales se instalarán principalmente definiendo líneas de colimación, apoyadas en dos puntos de referencia fijos, alejados de los extremos de la excavación para evitar que sufran desplazamientos durante el proceso de construcción.

Las líneas de colimación serán paralelas al borde de la excavación, señalando una a cada lado de la excavación, en la colindancia con la vía pública; la separación entre testigos superficiales será de 5 m.

Todas las referencias deberán instalarse antes de la excavación, según los procedimientos que se describen a continuación:

a) Testigos superficiales

- Se trazan las líneas de colimación paralelas a la excavación y a las distancias recomendadas.
- Se perforarán los sitios que alojarán los testigos.
- Se colocarán los testigos en las perforaciones, confinándolos con mortero, inmediatamente se comprueba con un tránsito la alineación de la línea grabada.
- Se marcarán los testigos con su clave de identificación y se protegen hasta que haya fraguado el mortero.

Procedimiento de medición

El tránsito que se utilice deberá tener plomada óptima de centrado y precisión de 15 seg; las mediciones se harán dos veces en cada posición del aparato.

Es indispensable que se compruebe frecuentemente el ajuste del eje vertical del aparato. El nivel topográfico deberá ser de precisión, con radio de curvatura de 20 m y amplificación de 25 diámetros.

Las nivelaciones serán diferenciales, con el aparato nivelado equidistante a los puntos de medición y lecturas máximas a 100 m, utilizando estadales con nivel de burbuja y graduados en milímetros; las mediciones se efectuarán cuando la reverberación sea mínima.

Los desplazamientos horizontales se registrarán con la ayuda del tránsito y la regla metálica, colocándola en cada una de las ranuras de las cabezas de los tornillos, deslizándola horizontalmente hasta que la mira coincida con la línea de colimación.

En la escala posterior de la regla, el cadenero medirá el desplazamiento horizontal entre la marca del perno y la mira; la medición se realizará con aproximadamente de + 0.5 mm.

Previo al inicio del bombeo y de la excavación, se tomarán lecturas de nivelación; durante la excavación y bombeo, la frecuencia de lecturas será de una vez por semana y si las deformaciones son menores de 1 mm/semana, la frecuencia será quincenal.

c) *Mediciones de plomos*

Dadas las características en la colindancia sur donde se tienen construcciones de un nivel, y hacia la colindancia oriente se tienen estructuras de 2 y 3 niveles

superiores, se recomienda efectuar mediciones de plomos, para conocer las componentes de inclinación, tanto en la dirección sur-norte, como en la oriente-poniente.

Se deberá tomar una lectura antes de iniciar el bombeo y la excavación; posteriormente, se hará una lectura mensual, hasta la suspensión del bombeo.

IV.9.- EXCAVACIONES

- Las excavaciones necesarias para retirar todos los materiales de relleno de mala calidad existentes en el terreno y alojar al cajón de cimentación, deberán de realizarse del fondo del predio hacia su acceso, con el objeto de evitar su contaminación y su reblandecimiento.
- La excavación se realizará en varias etapas y de acuerdo al procedimiento constructivo propuesto.
- La excavación central se efectuará con una retroexcavadora operando desde afuera del área excavada, debiendo llevarse como máximo a 0.15 m arriba del nivel máximo de excavación, este último tramo se excavará con herramienta manual, a base de pico y pala para evitar el remoldeo del material de apoyo de la plataforma de materiales mejorados.
- Todo el material producto de la excavación será retirado a donde lo indique, la dirección de obra, por ningún motivo podrá utilizarse como material de relleno mejorado.
- Cuando se alcance la máxima profundidad de excavación, se deberá afinar el fondo, lo cual implica retirar todo el material suelo producto de la excavación.
- En caso de que sea necesario y previo a la colocación del relleno controlado en las zonas de tuberías de drenaje, podrá colocarse una capa de 10 cm. de espesor de tezontle o grava que funcione como filtro y capa estabilizadora.
- Durante el proceso de excavación, se deberá cuidar los siguientes aspectos:
 - a) Cuando el material de relleno existente se encuentre en estado muy suelto, las paredes de la excavación deberán mantener el talud de reposo natural de dicho material y en caso necesario protegerlo mediante un repellado para evitar que pierdan humedad y por consiguiente su estabilidad.
 - b) En caso de detectar alguna cimentación antigua dentro del área de excavación, estas se deberán de extraer en su totalidad, y si la profundidad de dichas cimentaciones es mayor que la recomendada, las capas o zanjas se rellenarán con tepetate, compactándose al 100% de la prueba AASHTO estándar.

c) Deberán evitarse las sobre excavaciones, lo cual se corrige llevando un control de niveles con respecto a un banco de nivel, localizado fuera del área de influencia de la obra en cuestión, estos niveles se deberán referenciar a señales (palomas) en los muros colindantes.

d) Las filtraciones de agua de las colindancias hacia la excavación es muy frecuente, provocando saturamiento en los materiales excavados y sobre todo en el fondo (material aguachinado), en tal caso, se deberá orear la zona afectada y posteriormente colocar un material granular. El fondo de la excavación en el área afectada deberá de sobre excavarse un máximo de 20 cm, y un mínimo de 10 cm con respecto a la máxima profundidad recomendada, la sobre excavación se tratará agregando una capa combinada de grava-tepetate con un proporcionamiento del 70 y 30% respectivamente, compactándose hasta alcanzar el nivel de excavación recomendado.

e) Terminada la excavación se revisará el fondo de las misma, cuidando que no presente material suelto producto de la excavación, que no se tengan rellenos de mala calidad a nivel de desplante y que las características de resistencia de los materiales sea la señalada, si se llegara a presentar algunos de los casos, se deberá profundizar la excavación en capas de 5 cm y solicitar la asesoría de Mecánica de Suelos.

f) Previo a la colocación de la cimentación, deberán preverse las instalaciones hidráulicas y sanitarias, así como la construcción de registros y de cisternas de almacenamiento de agua.

g) No debe permitirse por ningún motivo excavaciones posteriores a la colocación de la cimentación y sobre todo cuando ya se tengan coladas las losas de planta baja y primer nivel, las realizaciones indebidas de estas excavaciones provocan serios problemas de estabilidad del mejoramiento, que se reflejan en movimientos bruscos de la estructura y la presencia de grietas y fisuras en muros.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1.- Se presenta el Estudio geotécnico en un predio que tiene una superficie de 25,206m² aproximadamente, y se encuentra ubicado en Calzada de la Viga No. 1381, Colonia el Retoño, Delegación Iztacalco, Ciudad de México, donde se proyecta construir una estructura constituida por un cuerpo, conformado por un sótano, planta baja y planta alta.

2.- El anteproyecto arquitectónico contempla la construcción de una estructura constituida por un sótano, planta baja y planta alta, la cual estará conformada por losas, traveses y columnas de concreto armado.

3.- El terreno en estudio presenta una superficie irregular, con un área aproximada de 25,206.95 m², con una topografía sensiblemente plana con un desnivel aproximado de 20 cm que va desde el centro del estacionamiento actual hasta la calle Retoño, en el sentido Sur a Norte, el predio actualmente se encuentra ocupado por la Plaza Comercial Mexicana, constituido por una estructura de planta baja y un nivel (en la parte norte); el estacionamiento de la estructura existente se localiza en la parte sur del predio.

4.- El sitio de interés colinda perimetralmente al Norte se encuentra limitado por áreas verdes, estructuras de dos niveles y una estructura de un nivel con doble altura, al Poniente se delimita por la Calle Retoño, en la colindancia Oriente se encuentra la Calzada de la Viga, donde se tiene acceso principal al Centro Comercial existente, finalmente, al Sur se encuentra delimitado por la Vialidad Porto Alegre.

5.- Se realizaron siete pozos a cielo abierto a profundidades variables entre 1.60 y 2.70 m de profundidad y cinco sondeos profundos de tipo mixto a profundidades variables entre 35 y 50 m de profundidad en el interior del predio de interés.

De la tabla 2.1.1 a la 2.5.3 se presentaron los registros de campo de los sondeos profundos de tipo mixto denominados SM-1, SM-2, SM-3, SM-4 y SM-5, y de las figuras 2.10 a la 2.14, se presentan en forma gráfica los perfiles de los sondeos SM-1 al SM-5 con las pruebas de laboratorio correspondientes.

6.- De acuerdo con la zonificación geotécnica de la Ciudad de México, el predio en estudio se localiza en la denominada Zona de Lago III, que se caracteriza por la presencia de grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad y baja resistencia que subyacen a una costra superficial endurecida de espesor variable.

7.- El nivel freático se detectó a una profundidad de 1.72m con respecto al nivel de terreno, mediante un pozo de observación, ya que durante las exploraciones presento variaciones de entre 1.45 hasta 2.40m.

8.- Considerando las características de rigidez de la cimentación, la deformabilidad de los materiales del subsuelo y la presión de contacto aplicada a los materiales de apoyo por la cimentación, el módulo de reacción del suelo deberá considerarse de 1.5 kg/cm^3 .

9.- De acuerdo a las características estratigráficas de los depósitos del subsuelo, y a la zonificación geotécnica de la Ciudad de México el predio de interés se encuentra en la zona IIIc, a la que corresponde un coeficiente sísmico de 0.40, como se observa en la figura 2.16. ***Sin embargo, se realizó un estudio para determinar el coeficiente sísmico particular del sitio de interés, el cual se obtuvo de 0.39 que es el valor que se recomienda usar para el proyecto según el estudio de espectro sísmico realizado.***

10.- El proyecto arquitectónico contempla la construcción de una estructura formada por dos cuerpos, un primer cuerpo y el más ligero constituido por un sótano y estacionamiento superficial y el segundo cuerpo y el más pesado constituido por un sótano, planta baja y planta alta, las cuales estarán conformadas por losas, trabes y columnas de concreto armado. Los niveles de piso terminado de acuerdo al proyecto arquitectónico son: el sótano inferior se encontrará a -3.90m , la planta baja estará en la cota $+0.00\text{m}$, la planta alta se encuentra en el nivel $+8.50\text{m}$ y la planta de azotea se encontrará a $+18.00\text{m}$. Cabe mencionar que todos los niveles antes mencionados se encuentran referenciados con respecto al nivel de banquetta (Nivel 0.00), en el punto medio del terreno.

11.- Tomando en cuenta las características arquitectónicas donde se proyecta una estructura formada por dos cuerpos, distribuidos de tal manera que en un área aproximadamente de $6,742.42 \text{ m}^2$ se tendrá un sótano para estacionamiento más un estacionamiento superficial (estructura ligera), y en un área aproximadamente de $6,709.13 \text{ m}^2$ se tendrá un sótano, planta baja y un nivel superior (estructura pesada), y que estos niveles tendrán un uso de área de ventas y patio constructor donde se alojaran diversos productos con peso considerable, se analizaran en forma separada para conocer el comportamiento que se tendrá por la diferencia de esfuerzos transmitidos al suelo por la diferencia de cargas transmitidas respecto a la bajada de cargas proporcionada.

Con base en lo anterior, la solución de cimentación del proyecto será formada por una cimentación mixta conformada por un cajón rígido de cimentación desplantado a 4.20 m de profundidad, y pilas por punta y fricción desplantadas a 35 m de profundidad respecto al nivel de banquetta.

12.- La función de las pilas serán trabajar a tensión para reducir la sobrecompensación, y la excentricidad en la zona más ligera, donde se tendrá un sótano y estacionamiento superficial, y para la zona donde se requiere un sótano, planta baja y un nivel superior que es la zona más pesada, las pilas trabajaran por punta y fricción dado que las condiciones estáticas no se satisfacen.

13.- Para la estructura ligera donde se tendrá un sótano y estacionamiento superficial

Área Total del sótano= 6,742.4 m²

Peso proporcionado de la estructura = 15,714.98 ton (incluye peso de la cimentación, y no está factorizada) en condiciones gravitacionales, 14,929.23 ton (incluye peso de la cimentación, y no está factorizada) en condiciones instantáneas y el peso de la estructura en condiciones medias es de 14,143.48 ton (incluye peso de la cimentación, y no está factorizada)

**$W_E =$ 2.30 ton/m² condiciones máximas sin factorizar
2.20 ton/m² condiciones instantáneas sin factorizar
2.10 ton/m² condiciones medias sin factorizar**

Excavación:

Área excavada = 6,742.40 m²

Profundidad de excavación = 3.90 m más 0.30 m de espesor de losa = 4.20 m

Peso volumétrico del suelo excavado = 1.5 ton/m³

Peso del suelo excavado = 6.30 ton/m²

Esfuerzo Total = 2.1 ton/m² (Tomando en cuenta las condiciones medias y con peso de cimentación proporcionados)

Esfuerzo Neto = -4.20 ton/m² sobrecompensado (considerando una compensación de 2.1 ton/m²)

La capacidad de carga preliminar estática y dinámica admisible es 27.96 ton/m² y 33.55 ton/m², respectivamente.

Se obtuvieron que excavando toda el área que ocupará la losa de cimentación, para su despalme las expansiones máximas esperadas al centro son igual a 11.13 cm y en la esquina de 3.54 cm, las cuales están al límite, pero son admisibles.

Debido a que a estructura tiene una sobrecompensación muy alta, no se presentaran asentamientos por consolidación importantes que repercutan en la integridad de la estructura, sin embargo, de acuerdo a la presión neta que se tiene a nivel de despalme del cajón de cimentación, existirá una supresión originada por los esfuerzos liberados en el subsuelo de apoyo por la excavación requerida, siendo necesaria la implementación de pilas que trabajen a tensión para evitar que la estructura emerja y no se refleje en la integridad de la estructura.

Con base en lo anterior, ya que el cajón rígido de cimentación se encuentra en los límites del estado límite de servicio y es necesario que la estructura ligera no tenga un cambio en su nivel de piso terminado respecto al nivel de piso terminado de la estructura pesada, ya que a nivel de sótano estarán comunicadas, se deberá implementar pilas de punta y fricción distribuidos en toda la estructura proyectada.

En la figura 3.1, se muestran los valores obtenidos en forma gráfica, los que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales para sobrecargas de 2 ton/m².

14.- Para la estructura pesada para la zona donde se requiere un sótano, planta baja y un nivel superior

Área Total del sótano= 6,709.10 m²

Peso proporcionado de la estructura = 62,399.74 ton (incluye peso de la cimentación, y no está factorizada) en condiciones gravitacionales, 59,279.76 ton (incluye peso de la cimentación, y no está factorizada) en condiciones instantáneas y el peso de la estructura en condiciones medias es de 56,159.77 ton (incluye peso de la cimentación, y no está factorizada)

$W_E = 9.3 \text{ ton/m}^2$ condiciones máximas sin factorizar
8.8 ton/m² condiciones instantáneas sin factorizar
8.4 ton/m² condiciones medias sin factorizar

Excavación:

Área excavada = 6,709.10 m²

Profundidad de excavación = 3.90 m más 0.30 m de espesor de losa = 4.20 m

Peso volumétrico del suelo excavado = 1.5 ton/m³

Peso del suelo excavado = 6.30 ton/m²

Esfuerzo Total = 8.40 ton/m² (Tomando en cuenta las condiciones medias y con peso de cimentación proporcionados)

Esfuerzo Neto = 2.07 ton/m² parcialmente compensado (considerando una compensación de 8.40 ton/m²)

La capacidad de carga preliminar estática y dinámica admisible es 27.01 ton/m² y 32.41 ton/m², respectivamente.

Durante las solicitaciones sísmicas, no existirá falla por cortante o por tensión debido al sismo, por lo que la concentración de esfuerzos en la base durante la eventualidad de un sismo no se reflejara en la integridad de la estructura.

Se obtuvieron que excavando toda el área que ocupará la losa de cimentación, para su despalme las expansiones máximas esperadas al centro son igual a 11.13 cm y en la esquina de 3.54 cm, las cuales están al límite, pero son admisibles.

En los asentamientos calculados al centro y en la esquina se obtuvieron valores de los **asentamientos máximos esperados a largo plazo de 28.80 cm para el centro y mínimos de 16.71 cm en una de sus esquinas**, los cuales están fuera de los rangos admisibles de acuerdo a los lineamientos de las Normas Técnicas Complementarias (2004).

Debido a que a estructura quedara parcialmente compensada del orden de 2.07 ton/m², se presentaran asentamientos por consolidación importantes que se verán reflejados en la integridad de la estructura, siendo necesaria la implementación de pilas que trabajen por punta y fricción para evitar que la estructura tenga movimientos verticales importantes. Con base en lo anterior, ya que el cajón rígido de cimentación se encuentra fuera de los límites del estado límite de servicio y es necesario que la estructura pesada no tenga un cambio en su nivel de piso terminado respecto al nivel de piso terminado de la estructura pesada, ya que a nivel de sótano estarán comunicadas, se deberá implementar pilas de punta y fricción distribuidos en toda la estructura proyectada.

15.- Diseño geotécnico de pilas por punta y fricción

De acuerdo a la bajada de cargas proporcionadas por columna (en sus diferentes combinaciones), se propone como alternativa: se apoye la estructura en pilas de punta y fricción coladas *in situ* con diámetros variables desplantados a 35 m de profundidad con respecto al nivel de banqueteta.

En los cálculos realizados se consideró una cohesión de 24 ton/m², y un ángulo de fricción interna de 20° para los materiales de apoyo de las pilas o pilotes, (obtenido de correlacionar éste con las propiedades índice de los materiales de apoyo y de los resultados de las pruebas de compresión triaxial rápida que se ejecutaron en muestras inalteradas de los materiales de apoyo obtenidos de otros proyectos mediante su correlación); además de considerar un peso volumétrico de 1.40 ton/m³, tomando en cuenta que el desplante de pilotes o pilas será a una profundidad de 35 m con respecto al nivel de banqueteta.

Las pilas se diseñan para que estáticamente tomen la carga neta y dinámicamente tomen la carga neta más el incremento de carga por sismo.

Las capacidades de carga para pilas de punta apoyadas a 35 m de profundidad de diámetros variables en condiciones estáticas y dinámicas, son las siguientes:

B (m)	Qadm (estático) (Ton)	Qadm (dinámico) (Ton)
0.60	241.88	290.25
0.80	344.44	413.33
1.00	458.85	550.62
1.20	585.30	702.36
1.40	723.89	868.66
1.60	874.68	1049.61
1.80	1037.71	1245.26
2.00	1213.03	1455.63
2.20	1400.64	1680.77
2.40	1600.56	1920.67

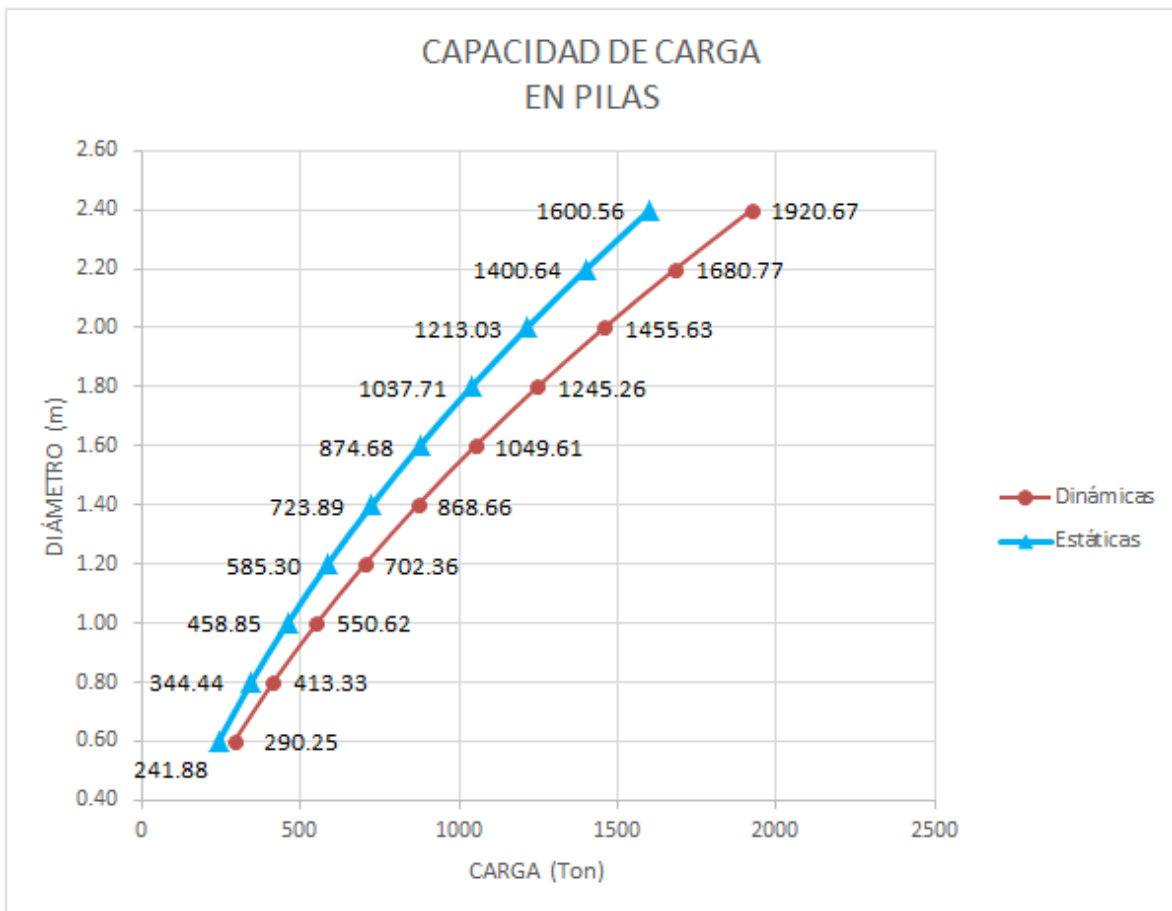


Tabla3.1.- Capacidad por punta y fricción de pilas desplantadas a 35 m de profundidad respecto al nivel de banquetta.

B (m)	Q tensión (Ton)
0.60	66.71
0.80	95.14
1.00	126.67
1.20	161.29
1.40	199.01
1.60	239.83
1.80	283.74
2.00	330.75
2.20	380.85
2.40	434.05

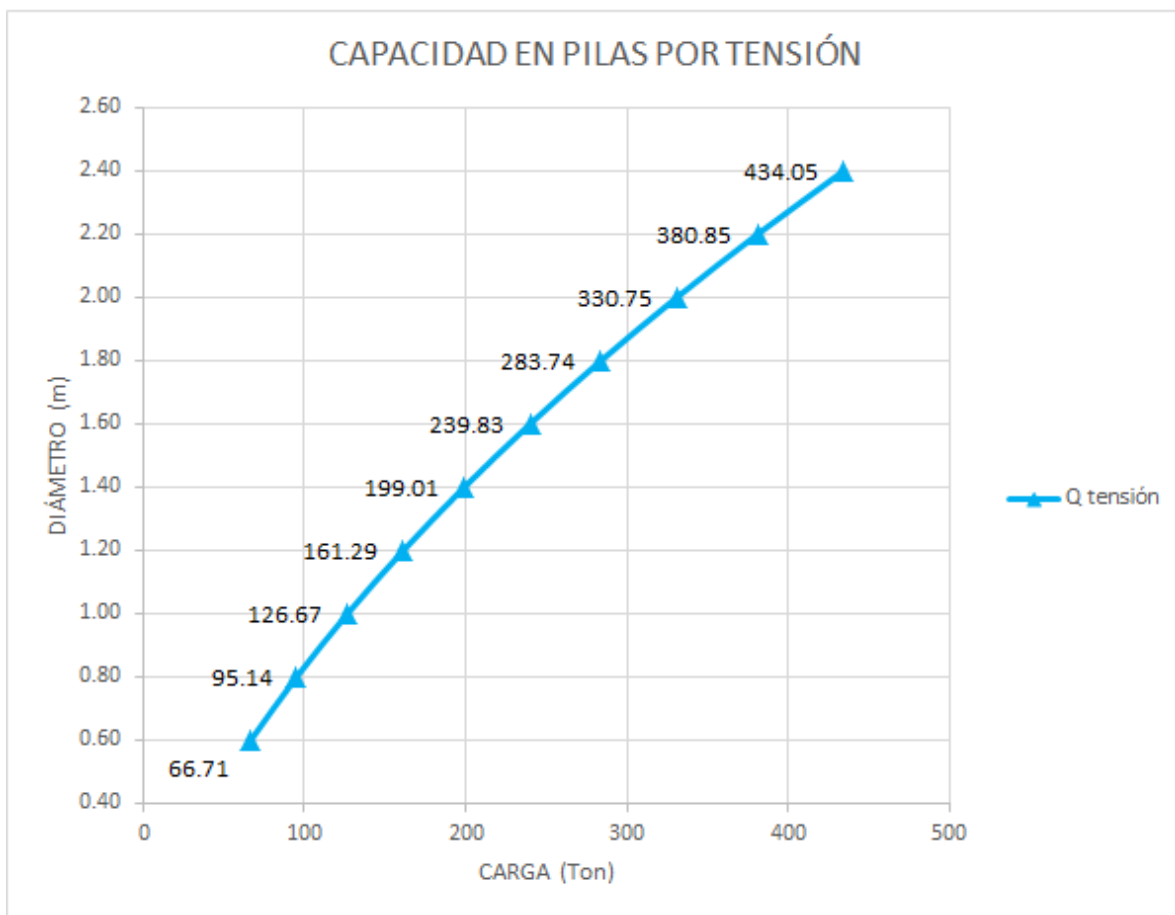


Tabla 3.2.- Capacidad por tensión de pilas desplantadas a 35 m de profundidad respecto al nivel de banquetta.

Se obtuvieron asentamientos entre 1.8 y 3.1 cm, para pilas de 1.0 y 1.4 m de diámetro.

16.- Es importante señalar que las pilas se mantendrán fijas con relación al resto del terreno, debido al asentamiento regional.

17.- El proceso constructivo se describe en el **Capítulo IV**. Se propusieron varios elementos para colocarlos en las juntas constructivas, del cajón de cimentación, sin embargo, no se garantiza que puedan funcionar adecuadamente, dado que los cajones de cimentación deben ser monolíticos.

18.- Para conocer el comportamiento de la estructura, el Reglamento de Construcción específica que deberán instalarse referencias de nivelación para conocer los movimientos verticales que se produzcan desde el inicio de la obra. Se correrán nivelaciones semanales durante la construcción de la cimentación y terminada ésta, las referencias se fijarán en columnas o muros y las nivelaciones se realizarán mensualmente hasta terminar la construcción de la superestructura. Finalmente, estas nivelaciones se continuarán en forma semestral por un periodo mínimo de cinco años. Las nivelaciones deberán referirse a un banco de nivel superficial instalado fuera de la influencia de las áreas cargadas.

REFERENCIAS

- Marzal J. Raúl (1959). El subsuelo de la Ciudad de México, Instituto de Ingeniería. UNAM. México.
- Secretaría de Recursos Hidráulicos (1967). Mecánica de suelos. Instructivo para ensaye de suelos. Colección Breviarios del agua. Serie Educativa, México.
- Departamento del Distrito Federal (2004). Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de cimentaciones. Gaceta Oficial del Distrito Federal. México.
- Santoyo Villa Enrique (2005). Síntesis Geotécnica de la Cuenca del Valle de México. Editorial TGC.
- Gutiérrez Segura Carlos (1978). Manual de Cimentaciones Profundas. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México.
- Comisión Federal de Electricidad. (1969) Manual de Obras Civiles. Sección B: Geotecnia. Instituto de Investigaciones Eléctricas. México.
- Terzaghi, K. Peck, Ralph, B. (1955). Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica. Segunda edición. Editorial El Ateneo.
- Tamez González Enrique. (2001). Ingeniería en cimentaciones: conceptos básicos, TCG GEOTECNIA, México.
- Juárez Badillo E, Rico Rodríguez A. (2012). Mecánica de suelos. Tomo I Fundamentos de la Mecánica de Suelos, editorial Limusa. México.
- Juárez Badillo E, Rico Rodríguez A. (1967) Mecánica de suelos. Tomo II Teoría y Aplicaciones de la mecánica de Suelos, Imprenta Nuevo México. México.
- Bayas S. (2004). Mecánica de Suelos y Cimentación. Editorial Limusa.
- E. Bowles, Joseph, (1981). Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil. Editorial McGraw Hill, México.
- Deménegui Colina Agustín. (2012). Apuntes de mecánica del Medio continuo. Volumen 2, Facultad de Ingeniería UNAM, México.
- Díaz Rodríguez A. (2012). Apuntes de mecánica de suelos teórica. Facultad de Ingeniería. UNAM, México.

CIBERGRAFIA:

UNAM. (S/A). Sismología de México. marzo 20, 2018, de gov.mx Sitio web:
http://www2.ssn.unam.mx/website/jsp/region_sismica_mx.jsp