



INF: 2024-1685

Marzo 2024

INFORME BE GRAND ALTO POLANCO
TORRE DE 20 Y 39 NIVELES Y 8 SÓTANOS EN:
LAGO ALBERTO NO. 300, COLONIA ANÁHUAC, 1° SECCIÓN,
ALCALDÍA MIGUEL HIDALGO, CIUDAD DE MÉXICO

RESUMEN

El estudio de mecánica de suelos (EMS) se realizó para el diseño de la cimentación y el análisis de estabilidad de la excavación del proyecto Be Grand Alto Polanco fase 3, el cual consiste en la construcción de dos torres (Torres 5 y 6) a desarrollarse en Lago Alberto No. 300, colonia Anáhuac, 1° sección, Alcaldía Miguel Hidalgo, Ciudad de México.

El sitio presenta una estratigrafía compuesta por un relleno de 0.0 m a 1.90 m, subyacente a éste y hasta 16.0 m en promedio se encontró una arcilla limosa de consistencia media con intercalaciones de lentes de arena muy compactos, seguido de una toba limosa poco arenosa muy dura de 16.0 m a 48.0 m en promedio y finalmente, de 48.0 m a 70.0 m (profundidad máxima explorada) se tiene una toba arenosa muy compacta. A 4.60 m de profundidad con respecto al nivel de banqueta se detectó la presencia de un manto colgado.

La zona donde se construirán las estructuras no se reporta la presencia grietas, fracturas ni fallas geológicas, que pongan en riesgo la estabilidad de la estructura.

Para conocer el coeficiente sísmico que le corresponde a la zona en estudio, se ingresaron las coordenadas del sitio en estudio en el programa SASID, resultado un espectro elástico de 0.66 g, el cual deberá de ser afectado por los coeficientes que mejor se adapten a las características de la superestructura.

La cimentación óptima de las torres será a base de pilas desplantadas a 47.0 m de profundidad, con el fin de que estas queden empotradas en la toba, considerando que la excavación máxima será de 26.0 m, las pilas tendrán una longitud efectiva de 21 m.

La capacidad de carga para pilas se presenta en la tabla 2 de este informe, estos serán en total de 171 elementos, de 1.0 m de diámetro en la zona donde sólo se construirán los sótanos y de 1.4 m a 2.0 m de diámetro en la zona donde se construirá la torre con sótanos.

Los movimientos que sufrirá la estructura serán por asentamientos elásticos, mismos que tendrán una magnitud máxima de 4.0 cm.

Para la construcción de los sótanos se requerirá de una excavación a 25.2 m y 26.0 m de profundidad, el sistema de estabilización será mediante la construcción de un muro Milán en todo el perímetro, instalación de un sistema de bombeo y contención del muro mediante anclaje o bien troquelado contra las losas y traveses de proyecto (sistema Top Down).

Otra opción será mediante un muro Milán anclado desplantado a 24 m de profundidad aproximadamente y a partir de esta profundidad la excavación será mediante un sistema de anclaje y muro de concreto lanzado descendente, sin embargo, esta opción se analizará en su momento.

Durante los trabajos de excavación se deberá llevar un control topográfico para detectar posibles movimientos de las colindancias y poder implementar medidas correctivas.

El procedimiento constructivo se presenta en el cuerpo del informe.

CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN

2. CONDICIONES GEOTÉCNICAS DEL SITIO

- 2.1 Información geológica y zonificación geotécnica
- 2.2 Trabajos de exploración
- 2.3 Resultados del Presiómetro de Menard
- 2.4 Interpretación Estratigráfica
- 2.5 Determinación del coeficiente sísmico del sitio

3. ANÁLISIS Y DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN

- 3.1 Solución de cimentación
- 3.2 Análisis de la cimentación mediante pilas
- 3.3 Análisis de asentamientos
- 3.4 Módulos de reacción vertical y horizontal

4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

- 4.1 Presiones horizontales a corto plazo y sistema de contención del muro
- 4.3 Presiones horizontales del suelo a largo plazo

5. REVISIÓN SEGÚN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA LA CIUDAD DE MÉXICO

6. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y PROTECCIÓN A COLINDANCIAS

- 6.1 Proceso constructivo del muro Milán
- 6.2 Proceso constructivo de las pilas de cimentación
- 6.3 Procedimiento para la excavación a cielo abierto
- 6.4 Procedimiento para la excavación mediante sistema Top Down
- 6.5 Proceso constructivo de la losa de fondo
- 6.6 Control de la excavación

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8. REFERENCIAS

LISTA DE FIGURAS

- Figura 1. Ubicación del predio en estudio. Imagen satelital Google Earth.
- Figura 2. Esquema geológico general del Valle de México
- Figura 3. Mapa geológico general del valle de México
- Figura 4. Zonificación geotécnica del Valle de México (NTC, 2023)
- Figura 5. Zonificación geotécnica del Valle de México (NTC, 2023)
- Figura 6. Factor de Menard para obtención de módulo de elasticidad [Briaud, 1992]
- Figura 7. Correlación del ángulo de fricción con la Presión Límite (Briaud, 1992)
- Figura 8. Coeficiente sísmico obtenido con SASID.
- Figura 9. Detalle constructivo de brocal
- Figura 10. Esquema donde se ilustra una almeja hidráulica guiada
- Figura 11. Detalle de la colocación de armaduras
- Figura 125. Centrales tubulares (patines)
- Figura 13. Secuencia de construcción de tableros para muros Milán
- Figura 14. Detalles de la columna de colado
- Figura 15. Junta en tableros de muros Milán
- Figura 16. Referencias superficiales para el control de la excavación

1. INTRODUCCIÓN

Antecedentes. Se solicitó a CIMANC Cimentaciones y Anclajes S.A. de C.V, el estudio de mecánica de suelos para el diseño geotécnico de la cimentación y estabilidad de excavación del proyecto Be Grand Alto Polanco fase 3, el cual consiste en la construcción de dos torres (Torres 5 y 6) a desarrollarse en Lago Alberto No. 300, colonia Anáhuac, 1° sección, Alcaldía Miguel Hidalgo, Ciudad de México (Figura 6).



Figura 6. Ubicación del predio en estudio. Imagen satelital Google Earth.

Características del proyecto. El proyecto consiste en la construcción de dos torres (torre 5 y 6) de 20 y 39 niveles respectivamente, ambos con 8 sótanos de estacionamientos, así como cisternas y planta de tratamiento, con un nivel de piso terminado a -26.0 m con respecto al nivel de banquetta. El proyecto se llevará a cabo en un área de 8900 m² aproximadamente.

Colindancias: Al poniente se tiene la torre 3 y 4, al sur con la torre 1, dichas torres pertenecientes al proyecto de Be Grand Alto Polanco, al poniente de tienen la Calzada General Mariano Escobedo y al norte la calle Laguna de Mayran.

Objetivos de este estudio. Con base en la información obtenida de los trabajos de exploración, las pruebas de Presiómetro y los resultados de laboratorio, se establecen las condiciones estratigráficas del sitio en estudio con el fin de definir el tipo de cimentación más favorable, así como la profundidad de desplante y la capacidad de carga del terreno de apoyo tanto en condiciones estáticas como sísmicas. Además, los asentamientos que se producirán en la masa de suelo por efecto de la sobrecarga. Se realiza el análisis de taludes con la finalidad de garantizar la estabilidad de las excavaciones. Todo ello cumpliendo con los requerimientos estipulados en el Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México vigente.

2. CONDICIONES GEOTÉCNICAS DEL SITIO

2.1 Información geológica y zonificación geotécnica

Geología

La cuenca del valle de México asemeja una enorme presa azolvada: *la cortina*, situada en el sur, está representada por los basaltos de la sierra del Chichinautzin, mientras que *los rellenos* del vaso están constituidos en su parte superior por arcillas lacustres y en su parte inferior por clásticos derivados de la acción de ríos, arroyos, glaciares y volcanes (Figs. 2 y 3).

Todo material contenido en los depósitos de la cuenca del valle de México es directa o indirectamente de origen volcánico. De origen volcánico directo son, por ejemplo, las lavas del cerro de Chapultepec, Tepeyac y la sierra del Chichinautzin, como también las lavas, brechas, tezontles y cenizas del Peñón del Marqués, la sierra de Santa Catarina y el Pedregal de San Ángel.

De origen volcánico indirecto se deben mencionar las acumulaciones de polvo eólico. En las regiones volcánicas abundan detritos finos derivados de cenizas volcánicas. El viento levanta este polvo y lo transporta a veces a grandes distancias; si el viento lo deposita en laderas durante períodos de clima frío, se transforma en suelos inmaduros que con el transcurso del tiempo se convierten en tobas amarillas que tanto abundan en la zona de Lomas. Sin embargo, si se depositan en un lago, como en el antiguo vaso de Texcoco, sus partículas se hidratan transformándose en arcillas.

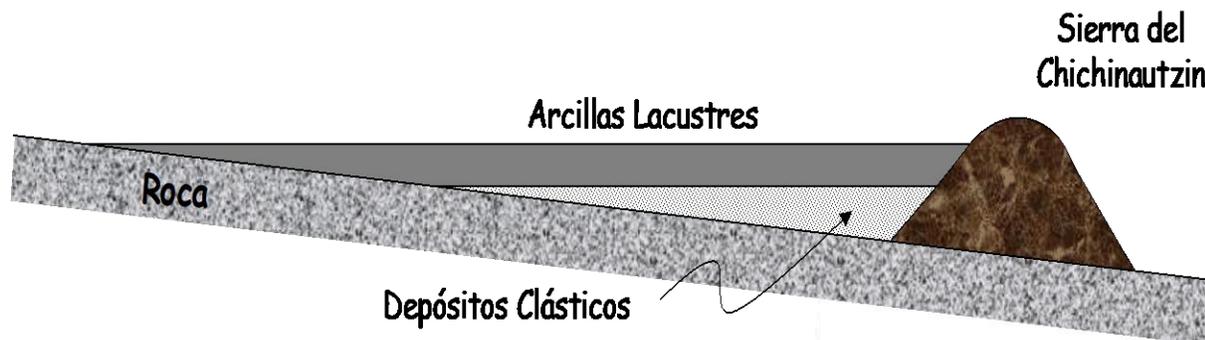


Figura 7. Esquema geológico general del Valle de México

Los depósitos de la planicie del valle de México son los que comúnmente se conocen como depósitos de Lago. Hay que señalar que ello solamente es válido y correcto para ciertos tiempos geológicos con condiciones climáticas que propiciaban la existencia de un lago. En la cuenca cerrada podía existir un lago cuando las lluvias superaban a la evapo-transpiración, el que desaparecía cuando ésta superaba a las lluvias. Obviamente, el factor que dominaba dicho equilibrio era la temperatura ambiental: si el clima se enfriaba, se formaba un lago; si se calentaba, el lago disminuía hasta incluso desaparecer.

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 limo, ceniza, arcillas arenosas, costras secas y arenas de origen piroclástico.

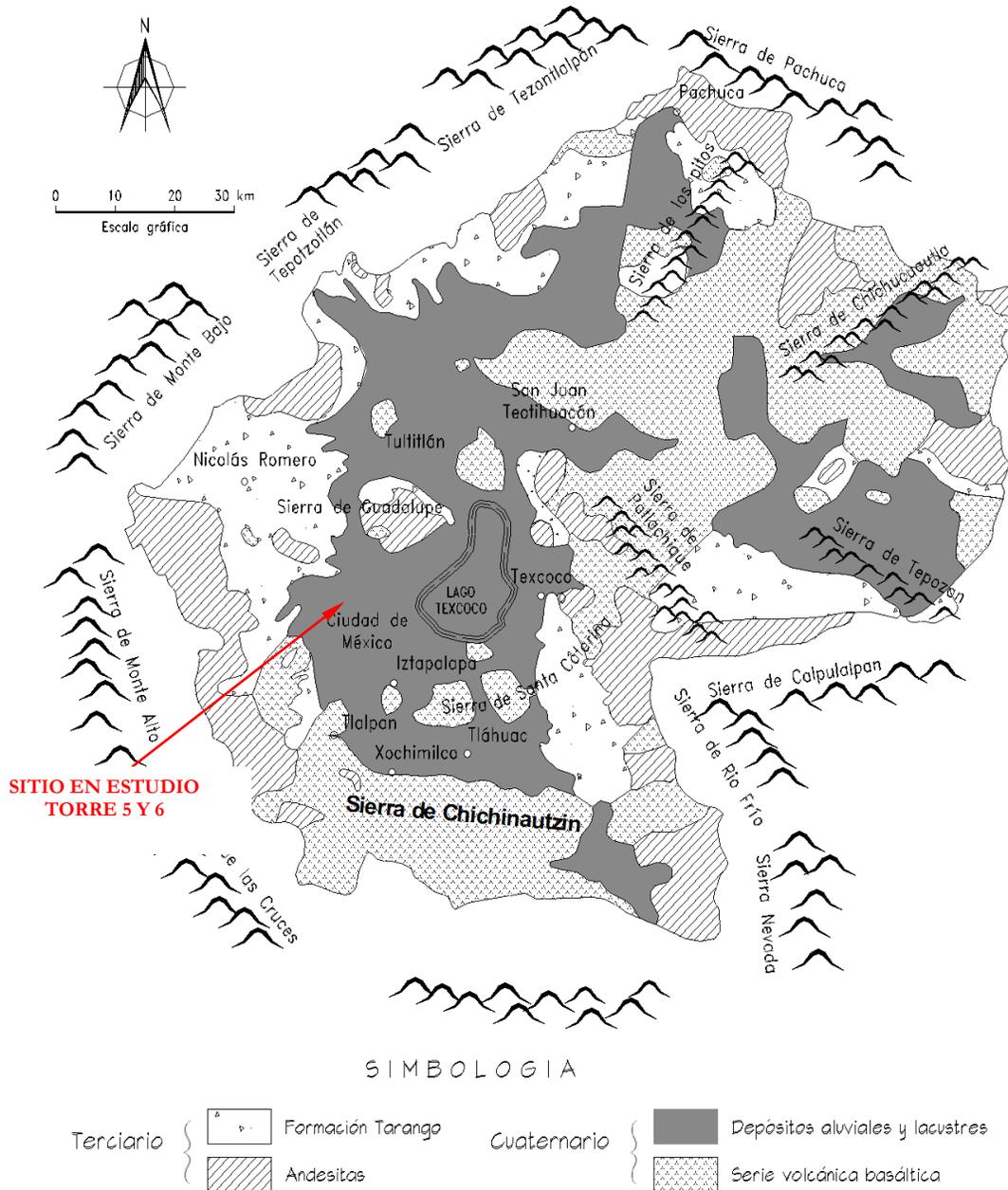


Figura 8. Mapa geológico general del valle de México

Zonificación geotécnica

De acuerdo con la zonificación geotécnica de la ciudad de México, el sitio en estudio se localiza en la denominada *Zona de Transición* (Fig. 4), “en la que, superficialmente, pueden existir rellenos antrópicos y suelos afectados por secado solar de espesores variables desde unos centímetros hasta varios metros y, posteriormente, un depósito constituido predominantemente por estratos de arcilla lacustre intercalados con capas de arena limosa compacta, arena limpia o limos arenosos, con un espesor

máximo del depósito de 20m. A mayor profundidad, se presentan depósitos aluvio o fluvio-lacustres más competentes. En esta zona pueden encontrarse diferentes anomalías estratigráficas como: corrientes lávicas superficiales o intercaladas entre los depósitos arcillosos, oquedades naturales o antrópicas, abanicos o conos aluviales con boleos, zonas de agrietamiento, galerías de minas, rellenos no controlados, cimentaciones enterradas y terrenos contaminados. La existencia y características de estas anomalías deberán ser investigadas con métodos de exploración directos” (NTC,2023).

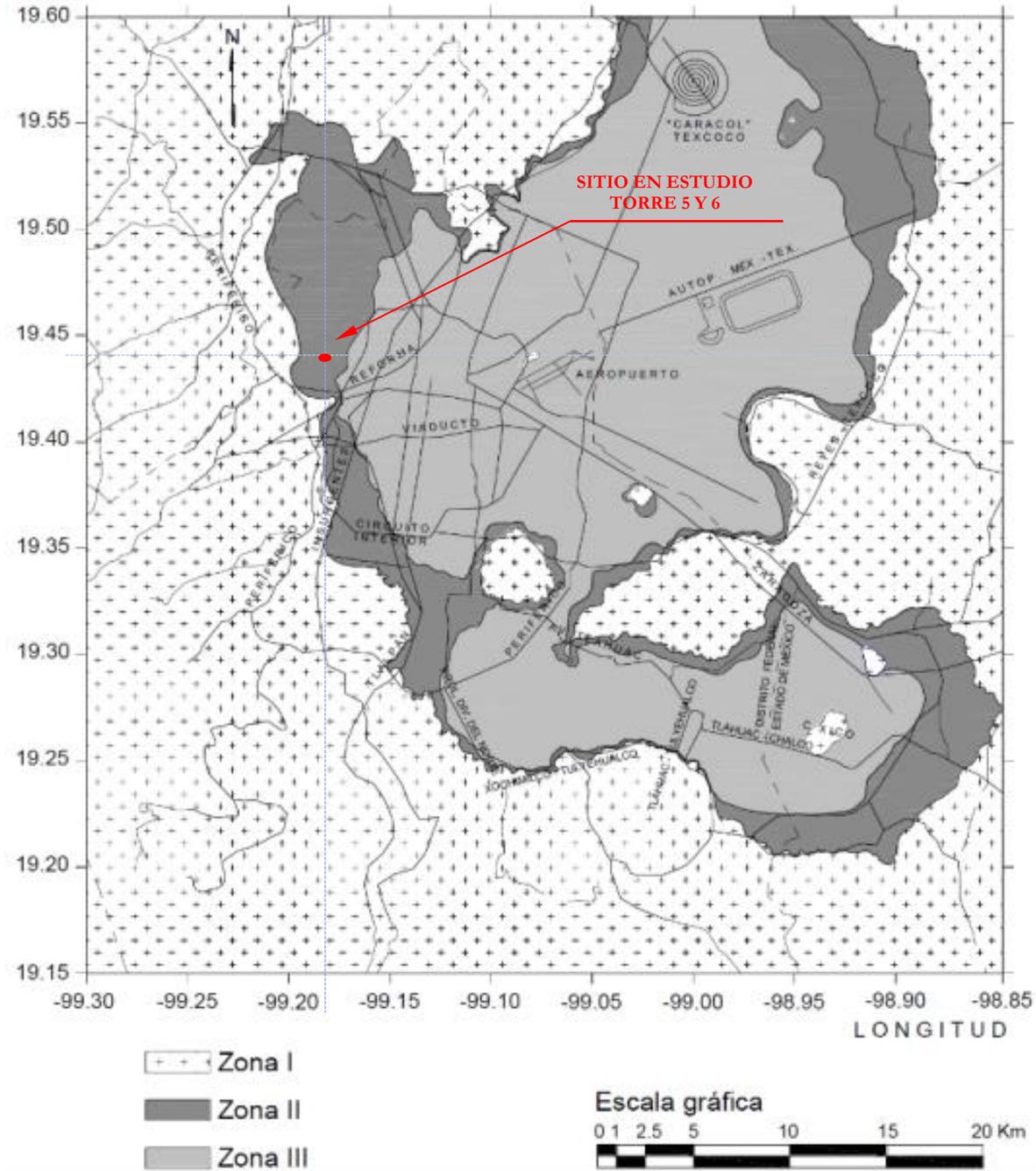


Figura 9. Zonificación geotécnica del Valle de México (NTC, 2023)

La zona donde se construirán las estructuras no se reporta la presencia grietas, fracturas ni fallas geológicas, que pongan en riesgo la estabilidad de la estructura (Figura 5).

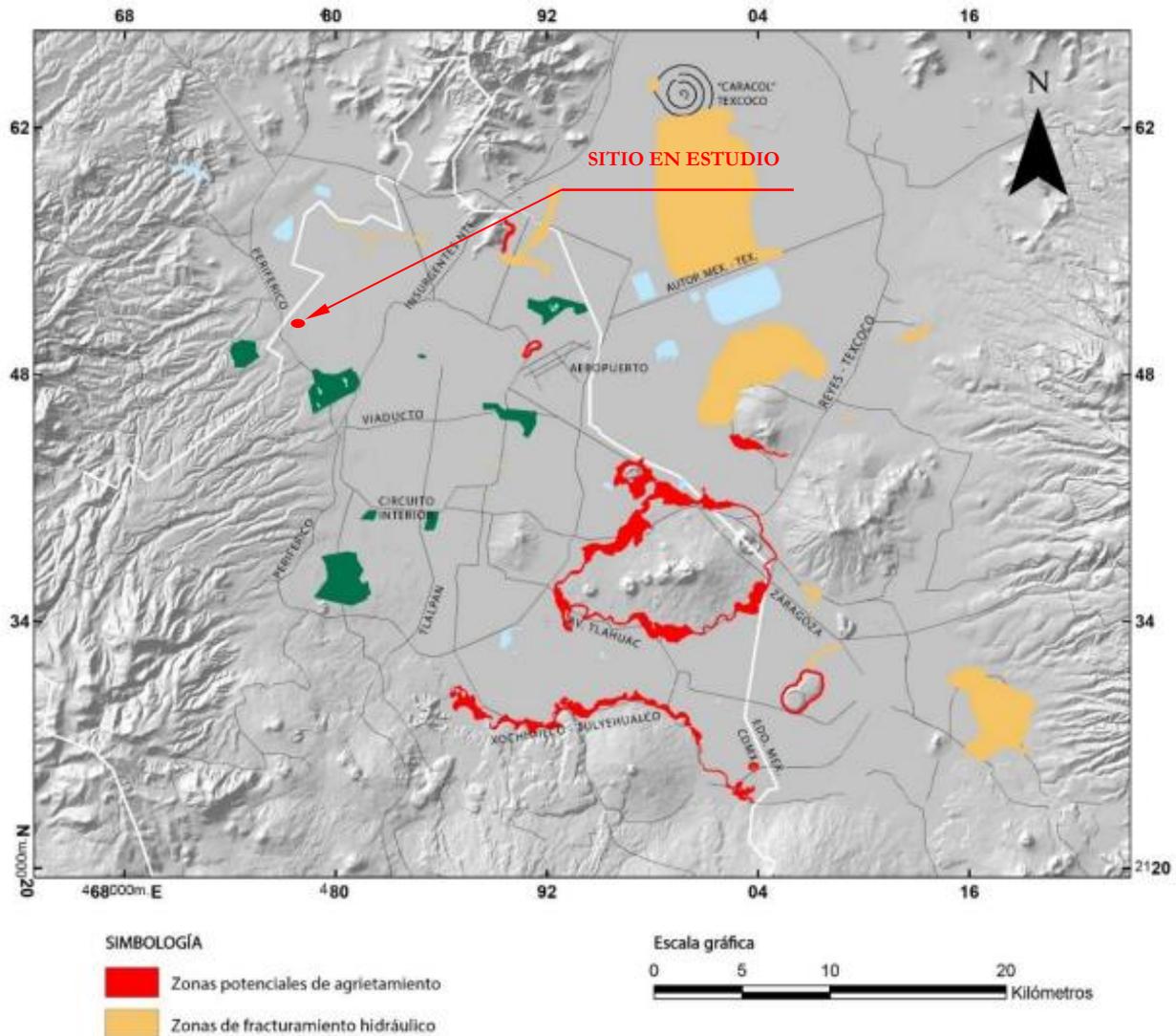


Figura 5. Zonificación geotécnica del Valle de México (NTC, 2023)

2.2 Trabajos de exploración

Con el fin de determinar el perfil estratigráfico del sitio en estudio y definir las propiedades índices, de resistencia y deformabilidad, se llevaron a cabo los siguientes trabajos de exploración:

- Un (1) sondeo aplicando la técnica de Penetración Estándar (SPT-1) a 70 m de profundidad con respecto al nivel de terreno actual.
- cuatro (4) sondeos mixtos combinando la técnica de Penetración Estándar y cono eléctrico (SM-1 a 4), a 70 m de profundidad con respecto el nivel de terreno actual.
- Dos (2) sondeos de muestreo selectivo a 30 m de profundidad con recuperación de muestras inalteradas a diferentes profundidades en cada uno, mediante tubo Shelby.
- Cinco (5) pruebas de Presiómetro de Menard (PMT) a 19.0 m, 26.0 m, 36.5 m, 45.0 m y 50.0 m de profundidad.

Sondeo con penetración estándar. Mediante esta técnica la resistencia del suelo se obtiene contabilizando el número de golpes “N” requerido para penetrar los 30.0 cm centrales de un tubo cilíndrico muestreador de 60.0 cm de longitud y 4.0 cm de diámetro, aproximadamente. Los golpes son dados por una masa de 64.0 kg de peso que se deja caer libremente a 75.0 cm del punto de impacto (SPT). Cuando el número de golpes N es superior a 50 (suelo de resistencia muy alta o con presencia de gravas) en un avance máximo de 15.0 cm, se continúa la perforación con una broca tricónica hasta complementar los 60.0 cm. Este tipo de sondeo permite extraer muestras alteradas para observar directamente el tipo de suelo en donde penetró el tubo muestreador.

Sondeo de cono eléctrico. Éste consiste en medir la resistencia del suelo mediante el hincado de una celda de carga que se instala en la parte inferior de la sarta de perforación; la velocidad de hincado es de 1.0 cm/seg. Los resultados se capturan en una consola, conectada a la celda, que se encuentra en la superficie en la que se digitalizan las lecturas de resistencia del suelo, mismas que posteriormente son graficadas con respecto a la profundidad.

Presiómetro de Menard. El ensayo consiste en inyectar agua dentro de una probeta cilíndrica de membrana sensible, previamente introducida en el terreno en una perforación hecha previamente. Es una prueba de carga que asegura su propia reacción; el ensayo solicita un volumen de terreno considerable, contrario a ensayos de laboratorio. La perforación se realiza de modo que la pared de ésta quede parcialmente intacta, que el diámetro sea de acuerdo con el tamaño de la sonda y que el suelo resulte lo menos alterado posible.

El aparato consta, esencialmente, en una sonda y un cilindro que controla las variaciones de volumen. La sonda se ha subdividido en tres células de membranas de caucho, cuya dilatación se realiza por medio de la inyección de agua a presión controlada con un manómetro. Estas células se han formado de tal manera, que sólo permitan una expansión radial. La célula central regula las observaciones, mientras que la inferior y superior tienen por objeto eliminar todas aquellas causas que impedirían una repartición cilíndrica de las deformaciones objeto de estudio y observación. El cilindro que controla el volumen es de cristal, graduado, y permite leer las variaciones de volumen debidas a la dilatación de la célula central. La inyección de agua en las células se verifica por medio de gas a presión retenido en un depósito que se halla en la parte superior del cilindro. Este gas, conducido por canalizaciones especiales, actúa sobre las dos células que comprenden a la central. Cuando la sonda se encuentra a la profundidad de ensaye, se van incrementando las presiones progresivamente, dejando unos segundos o minutos de tiempo a presión constante antes de aumentar nuevamente la presión esto es cuando se estabiliza la deformación, que aumenta de presión se da en incrementos de 250 a 500 g, según los casos, las lecturas se grafican obteniendo como resultado la curva esfuerzo-deformación.

2.3 Resultados del Presiómetro de Menard

Las pruebas fueron realizadas a presión controlada: 1) hasta alcanzar la presión máxima del sistema, 2) hasta alcanzar la falla del suelo ó 3) hasta alcanzar un volumen de 600 cm³ en la sonda, cualquiera que ocurra primero.

Para el caso de las pruebas realizadas a 27.0 m, lo que ocurrió primero fue que se alcanzó la presión máxima del sistema, es decir, que debido a la dureza del material no se pudo alcanzar a medir claramente ni la presión de fluencia ni la presión límite; por lo tanto, la presión límite mínima será la presión máxima alcanzada en el sistema.

La variación del volumen en la prueba se interpreta como las deformaciones del suelo, y, por tanto, son las que permiten obtener el módulo de elasticidad del material, así como la presión límite. Ambos se obtienen a partir de la *curva presiométrica*, la cual se gráfica con los valores corregidos obtenidos en la prueba.

El primer rango de la curva corresponde a la interacción de la probeta contra la pared de la deformación, por lo cual, dicha zona no deberá de ser considerada para la obtención del módulo presiométrico. Una vez que la curva empieza a estabilizarse, es cuando el suelo empieza a tomar la presión aplicada, por lo que, este tramo de la curva permite definir el módulo de presiométrico, siendo éste la pendiente de la parte recta de la curva presiométrica.

El módulo presiométrico puede obtenerse bajo la siguiente ecuación [Briaud, 1992]:

$$E_m = 2(1 + \nu) \left[V_0 + \frac{V_2 + V_1}{2} \right] \frac{P_2 - P_1}{V_2 - V_1} \quad (1)$$

Donde:

- E_m Módulo presiométrico, MPa
- ν Relación de Poisson del suelo,
- V_0 Volumen de agua en la sonda durante la calibración, cm³
- V_2 Volumen de agua en el punto 2 en el intervalo elástico, cm³
- V_1 Volumen de agua en el punto 1 en el intervalo elástico, cm³
- P_2 Presión corregida en el punto 2 en el intervalo elástico, MPa
- P_1 Presión corregida en el punto 1 en el intervalo elástico, MPa

Soil type	Peat		Clay		Silt		Sand		Sand and gravel	
	E/p_L	α	E/p_L	α	E/p_L	α	E/p_L	α	E/p_L	α
Over consolidated		1	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
Normally consolidated	For all values	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Weathered and/or remoulded		1	7-9	1/2		1/2		1/3		1/4
Rock	Extremely fractured			Other			Slightly fractured or extremely weathered			
	$\alpha = 1/3$			$\alpha = 1/2$			$\alpha = 2/3$			

Figura 6. Factor de Menard para obtención de módulo de elasticidad [Briaud, 1992]

Una vez obtenido el módulo presiométrico, por medio del factor de Menard, α , el cual dependerá de la relación E_m/P_L y del tipo de suelo, se podrá obtener el módulo de elasticidad del material a la profundidad donde se realizó la prueba.

Tabla 1. Resultados obtenidos de la prueba de presi6metro

Prueba	Profundidad [m]	Material	P _L [MPa]	E _m [MPa]	E [MPa]	G [MPa]
1	19.0	Toba areno arcillosa	2.92	55.41	110.82	20.69
2	27.0	Toba areno arcillosa	*4.78	265.61	531.22	98.13
3	37.0	Toba areno arcillosa	4.42	120.38	240.76	44.93
4	45.0	Toba areno arcillosa	5.28	82.45	164.90	30.38
5	50.0	Toba areno arcillosa	4.66	107.31	214.62	39.85

P_L = Presi3n L6mite
G = M3dulo de rigidez al corte

E = M3dulo de elasticidad

E_m = M3dulo Presi6metrico

*Debido a la dureza del material no se pudo definir claramente la presi3n l6mite (P_L), sin embargo, se puede afirmar que, el **valor m6nimo** de la P_L ser6a el de la presi3n alcanzada en la prueba

Debido a que la prueba fue con base en un Presi6metro sencillo, se utiliz3 la correlaci3n emperica, en la cual interviene la presi3n l6mite y el 6ngulo de fricci3n [Briand 1992].

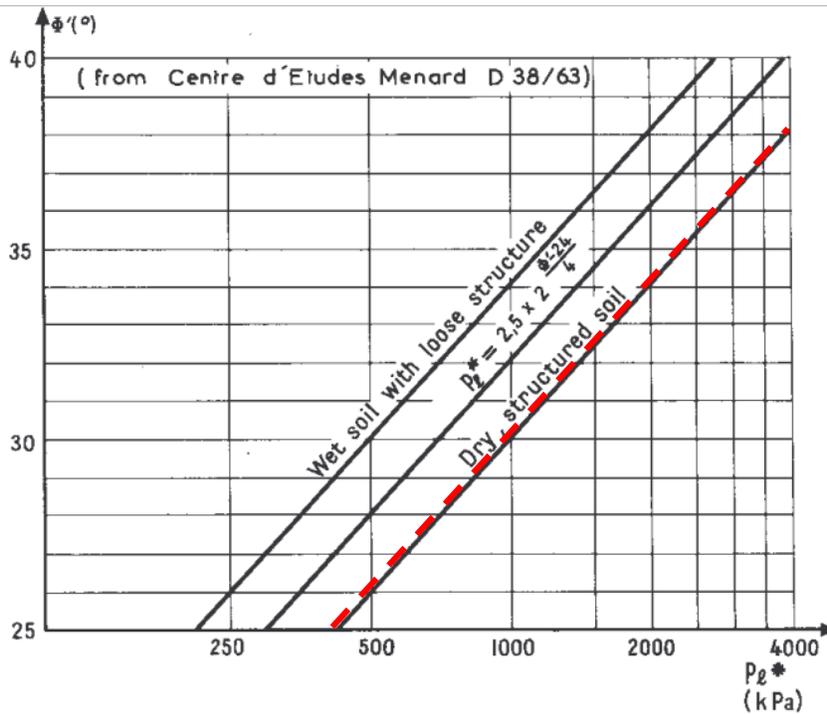


Fig. 6-86: MÉNARD's graph to determine Φ' from p_1^* .

Figura 7. Correlaci3n del 6ngulo de fricci3n con la Presi3n L6mite (Briaud, 1992)

De acuerdo con la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.7**, la línea punteada corresponde a suelos secos [Devincenzi, 1995], por lo que, si consideramos las presiones límites netas de acuerdo con lo reportado en la tabla 1, se tiene que los ángulos de fricción del material van de los 35.5° a los 38°.

2.4 Interpretación Estratigráfica

Estratigrafía. Con base en los resultados obtenidos de los trabajos de exploración, se tiene que en el lugar la estratigrafía está constituida por los siguientes materiales (las profundidades que se reportan son a partir del nivel de terreno actual en el punto de exploración):

Sondeo de penetración estándar SPT-1

Relleno de 0.0 m a 1.90 m. Relleno constituido por arcilla arenosa de consistencia media café oscuro con gravas, gravillas. El número de golpes medido en la prueba de penetración estándar (SPT) varió de 21 a 32.

Suelos de pradera de 1.90 m a 15.60 m. Estrato constituido por una arcilla limosa café oscuro de consistencia blanda a media con intercalaciones de lentes de arena muy compacta, registrando un número de golpes promedio en el SPT de 10.

Toba limo arenosa de 15.60 m a 48.00 m. Estrato constituido por un toba limo arenosa café de consistencia muy firme a dura con presencia de gravillas, algunos lentes de arena muy compacta y posibles boleos, registrando un número de golpes en el SPT de 30 el más bajo a golpes superiores 50; excepto un lente de arena pumítica con un número de golpe de 5 en el SPT.

Toba arenosa de 48.0 m a 70.0 m. Estrato conformado por una toba arenosa muy compacta color café oscuro con presencia de gravillas, aglomerado y posibles boleos. El número de golpes medido en el SPT fue superior a 50 en todo el estrato.

Sondeo Mixto SM-1

Relleno de 0.0 m a 1.30 m. Relleno constituido por arcilla arenosa café oscuro con gravas, gravillas y desperdicio de material de construcción en los primeros 60 cm. El número de golpes medido en la prueba de SPT fue de 7 en promedio.

Suelo de pradera de 1.30 m a 15.40 m. Estrato constituido por una arcilla limosa de consistencia media a firme, color café oscuro con intercalaciones de lentes de arena muy compactas, registrando un número de golpes en el SPT de 6 a 20 y resistencias a la penetración del cono de 10.0 kg/cm² en promedio.

Toba limosa poco arenosa de 15.50 m a 47.60 m. Estrato constituido por una toba limosa poco arenosa café rojizo de consistencia muy firme a dura, con presencia de gravillas, registrando una resistencia a la penetración del cono de superior a 50 kg/cm² y número de golpes en el SPT de 12 el más bajo a 50 el mayor.

Toba arenosa de 47.60 m a 70.00 m. Estrato conformado por una toba arenosa muy compacta color café oscuro con presencia de gravillas, aglomerado y posibles boleos. El número de golpes medido en el SPT fue superior a 50 en todo el estrato.

Sondeo Mixto SM-2

Relleno de 0.0 m a 1.20 m. Relleno constituido por arcilla arenosa café oscuro con gravas y gravillas. El número de golpes medido en la prueba de SPT fue de 15 en promedio.

Suelo de pradera de 1.20 m a 16.20 m. Estrato constituido por una arcilla limosa de consistencia media a firme, color café oscuro con intercalaciones de lentes de arena muy compactas, registrando un número de golpes en el SPT de 3 a 8 y resistencias a la penetración del cono de 8.0 kg/cm² en promedio.

Toba limosa poco arenosa de 16.20 m a 47.50 m. Estrato constituido por una toba limosa poco arenosa café rojizo de consistencia muy firme a dura, con presencia de gravillas, registrando una resistencia a la penetración del cono a 50 kg/cm² y número de golpes en el SPT de 14 el más bajo a 50 el mayor.

Toba arenosa de 47.50 m a 70.00 m. Estrato conformado por una toba arenosa muy compacta color café oscuro con presencia de gravillas, aglomerado y posibles boleos. El número de golpes medido en el SPT fue superior a 50 en todo el estrato.

Sondeo Mixto SM-3

Relleno de 0.0 m a 1.50 m. Relleno constituido por arcilla arenosa café oscuro con gravas y gravillas. El número de golpes medido en la prueba de SPT fue de 15 en promedio.

Suelo de pradera de 1.50 m a 18.00 m. Estrato constituido por una arcilla limosa de consistencia media a firme, color café oscuro con intercalaciones de lentes de arena muy compactas, registrando un número de golpes en el SPT de 3 a 8 y resistencias a la penetración del cono de 8.0 kg/cm² en promedio.

Toba limosa poco arenosa de 18.00 m a 48.50 m. Estrato constituido por una toba limosa poco arenosa café rojizo de consistencia muy firme a dura, con presencia de gravillas, registrando una resistencia a la penetración del cono superior a 50 kg/cm² y número de golpes en el SPT de 16 el más bajo a 50 el mayor.

Toba arenosa de 48.50 m a 70.00 m. Estrato conformado por una toba arenosa muy compacta color café oscuro con presencia de gravillas, aglomerado y posibles boleos. El número de golpes medido en el SPT fue superior a 50 en todo el estrato.

Sondeo Mixto SM-4

Relleno de 0.0 m a 1.30 m. Relleno constituido por arcilla arenosa café oscuro con gravas y gravillas. El número de golpes medido en la prueba de SPT fue de 15 en promedio.

Suelo de pradera de 1.30 m a 18.50 m. Estrato constituido por una arcilla limosa de consistencia media a firme, color café oscuro con intercalaciones de lentes de arena muy compactas, registrando un número de golpes en el SPT de 3 a 8 y resistencias a la penetración del cono de 8.0 kg/cm² en promedio.

Toba limosa poco arenosa de 18.50 m a 48.50 m. Estrato constituido por una toba limosa poco arenosa café rojizo de consistencia muy firme a dura, con presencia de gravillas, registrando una

resistencia a la penetración del cono superior a 50 kg/cm^2 y número de golpes en el SPT de 18 el más bajo a 50 el mayor.

Toba arenosa de 48.50 m a 70.00 m. Estrato conformado por una toba arenosa muy compacta color café oscuro con presencia de gravillas, aglomerado y posibles boleos. El número de golpes medido en el SPT fue superior a 50 en todo el estrato.

Nivel freático (NAF). Este se detectó durante la ejecución de los trabajos a una profundidad de 4.0 m, sin embargo, este corresponde a un manto colgado y puede variar por infiltración de agua en temporada de lluvias o por presencia de fugas.

2.5 Determinación del coeficiente sísmico del sitio

Con el objeto de definir el coeficiente sísmico del sitio en estudio se empleó la metodología descrita en la sección de Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo de la Ciudad de México (NTCDS-CDMX), mediante el programa SASID se ingresan coordenadas del sitio en estudio y/o ubicación de este y se obtienen los espectros mostrados en la Figura 8.

Localización del sitio. El sitio en estudio se ubica en las coordenadas geográficas Latitud 19.441294°N y Longitud -99.183053°O .

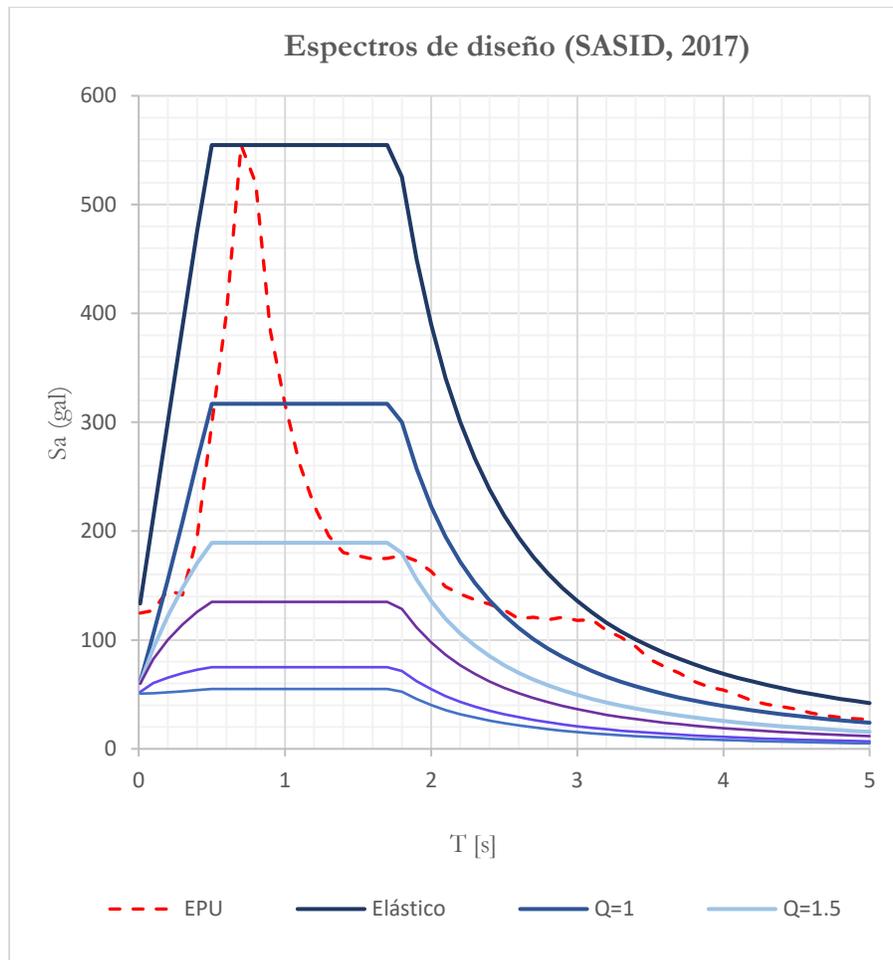


Figura 8. Coeficiente sísmico obtenido con SASID.

Como resultado del análisis mediante la ubicación, se determinó el espectro de diseño elástico sin reducir obteniendo un coeficiente sísmico de 0.66 g, el cual deberá de ser afectado por los coeficientes que mejor se adapten a las características de la superestructura.

3. ANÁLISIS Y DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN

3.1 Solución de cimentación

Tomando en cuenta las características del proyecto y el nivel máximo de excavación de la zona de cisternas y cuarto de máquinas es a -26.0 m, la solución de cimentación óptima será a base de pilas desplantadas a 21.0 m de profundidad con respecto el nivel máximo de excavación, las pilas quedarán desplantadas a 47.0 m de profundidad empotradas en la toba.

Las pilas serán de 1.0 m de diámetro en la zona donde sólo se tendrán los sótanos y de 1.4 m a 2.0 m de diámetro en la zona donde se construirán las torres.

3.2 Análisis de la cimentación mediante pilas

La capacidad de carga admisible Q_L para las pilas de cimentación coladas “*in situ*”, fue calculada empleando las pruebas del presiómetro [Briand 1992].

$$Q_p = Q_p + Q_s - Wp \quad (2)$$

$$Q_s = P \int_0^h f_{Lz} dz \quad (3)$$

Donde

Q_p	Capacidad de carga por punta
Q_s	Capacidad de carga por fricción
P	Perímetro de la pila
F_{Lz}	Fricción lateral de la pila

$$Q_p = q_L A_p \quad (4)$$

$$q_L = k(p_{lc} - p_{oh}) \quad (5)$$

Donde:

p_{lc}	Presión límite determinada con la prueba de presiómetro
k	Factor de capacidad que es función del tipo de suelo o roca, y del tipo de pilote o pila se empleó un valor de 5.20 (Ménard L. 1963).
p_{oh}	Esfuerzo horizontal en reposo del suelo o la roca en la profundidad donde estará la punta de la pila o pilote; este esfuerzo podrá determinarse con la propia prueba del PMT

De esta forma se obtuvo la capacidad de carga por punta para diferentes diámetros. Los resultados del análisis se presentan en la Tabla 2.

Tabla 2. Capacidades de carga admisible para pilas desplantadas a 21.0 m de profundidad con respecto al nivel máximo de excavación (47.0 m de profundidad con respecto al nivel de banquetta).

Diámetro D [m]	CAPACIDAD A COMPRESIÓN			TENSIÓN	
	Capacidad de carga por fricción lateral	Capacidad de carga por punta	Capacidad de carga total	Peso de la pila	Capacidad de carga a tensión
	Q_f [ton]	Q_p [ton]	Q [ton]	W_p [ton]	Q_t [ton]
0.6	534	298	832	14	546
0.8	713	530	1242	25	734
1.0	891	827	1718	40	926
1.2	1069	1191	2260	57	1120
1.4	1247	1622	2868	78	1318
1.6	1425	2118	3543	102	1519
1.8	1603	2681	4284	129	1724
2.0	1781	3309	5091	159	1931
2.2	1959	4004	5964	193	2142

3.3 Análisis de asentamientos

Los **asentamientos máximos** que generará la cimentación en la masa de suelo serán del tipo elástico y se calcularon utilizando la solución elástica para una placa rígida apoyada en un medio elástico semi-infinito (suelo) más la deformación del propio elemento (pila), mediante la siguiente ecuación (Holguín, 1992):

$$\delta_t = \frac{qD_f}{A_p E} + \frac{(3-4\nu)(1+\nu)}{2\pi} \frac{q}{E_s d} \quad (6)$$

Donde:

- δ_t asentamiento total bajo la cimentación, cm
- q carga media estática en la cimentación, kg
- D_f longitud de la pila, 2100 cm
- A_p área transversal de la pila, cm²
- E módulo de elasticidad representativo de la pila, 221,359.0 kg/cm² (estimado para $f_c=250$ kg/cm²)
- ν relación de Poisson, 0.3 adimensional.
- E_s módulo de elasticidad del suelo de apoyo, 2,188 kg/cm² obtenida a partir de la prueba de presiómetro
- d diámetro de la pila, cm

Los resultados se dan en la Tabla 3 para diferentes diámetros de pila.

3.4 Módulos de reacción vertical y horizontal

Módulo de reacción vertical. Este se define como el cociente del esfuerzo inducido por la estructura a nivel de cimentación, entre las deformaciones a presentarse. Representa el esfuerzo requerido para producir un asentamiento unitario.

$$K_v = \frac{\Delta\sigma}{\delta} \quad (7)$$

Donde:

$\Delta\sigma$ esfuerzo inducido por la estructura, kg/cm².
 δ deformaciones promedio a presentarse, cm.

Considerando lo anterior, los módulos de reacción vertical son los que se presentan en la Tabla 3

Módulos de reacción horizontal (K_h). Considerando que los primeros 19 m de la pila quedará embebido en un suelo cohesivo, los módulos de reacción horizontal de las pilas empleando la siguiente ecuación Terzaghi, 1955:

$$K_s = \frac{67c_u}{1.5 D} \quad (8)$$

Donde:

K_s coeficiente de reacción horizontal, t/cm³.
 c_u resistencia al corte no drenada del suelo, t/cm².
 D diámetro de la pila, m.

Por otra parte, los últimos 2 metros de la pila se empotrarán sobre un suelo friccionante, por lo que el módulo de reacción horizontal se calculó empleando la ecuación propuesta por Terzaghi, 1955:

$$K_h = 0.2768N_h \frac{z}{B} \quad (9)$$

Donde:

N_b Constante de compacidad del suelo, lb/in³.
 z profundidad promedio, m.
 B diámetro de la pila, m.

Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 3.

4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

El proyecto cuenta con las siguientes dos profundidades de excavación:

- En la zona donde se construirá hasta el sótano 8, la excavación será a 25.2 m.
- En la zona donde se construirá el sótano 8 más la cisterna, la excavación será a 26.0 m.

La estabilización de la excavación se logrará mediante el sistema de muro Milán perimetral dicho muro se estabilizará mediante un sistema de anclaje o bien troquelándolo con las traveses y losas definitivas (*Top Down*).

Otra opción será mediante un muro Milán anclado desplantado a 24 m de profundidad aproximadamente y a partir de esta profundidad la excavación será mediante un sistema de anclaje y muro de concreto lanzado descendente, sin embargo, esta opción se analizará en su momento.

Para realizar el análisis de estabilidad de las paredes de la excavación y poder definir el procedimiento constructivo y el sistema de estabilización; las condiciones que se revisan son las siguientes:

Tabla 3. Módulos de reacción vertical y horizontal para pilas empotradas a 21.0 m en el terreno natural resistente.

Diámetro D [m]	Asentamiento [cm]	Módulo de reacción vertical [kg/cm ³]	Módulos de reacción horizontal [kg/cm ³]		
			0.0 a 12.0 [m]	12.0 a 18.0 [m]	18.0 a 20.0 [m]
0.6	1.8	58.3	67.0	74.4	102.4
0.8	2.1	50.8	50.3	55.8	76.8
1	2.3	44.9	40.2	44.7	61.4
1.2	2.6	40.3	33.5	37.2	51.2
1.4	2.9	36.6	28.7	31.9	43.9
1.6	3.2	33.4	25.1	27.9	38.4
1.8	3.4	30.8	22.3	24.8	34.1
2	3.7	28.6	20.1	22.3	30.7
2.2	4.0	26.6	18.3	20.3	27.9

4.1 Presiones horizontales a corto plazo y sistema de contención del muro

Empujes horizontales en condición activa a corto plazo. Para la construcción de los sótanos de estacionamiento se requerirá excavar a una profundidad de 25.2 y 26.0 m. La estabilidad de las paredes de la excavación durante el proceso de construcción se logrará mediante un muro Milán. El diseño estructural de éste y del anclaje se hará para corto plazo y los empujes que se producirán en las paredes del muro serán de tipo activo, mismos que fueron determinados con base en el criterio de Rankine (Gráfica 1) y redistribuidos empleando el criterio de Taméz 2001. Las expresiones empleadas para la determinación de los empujes fueron las siguientes:

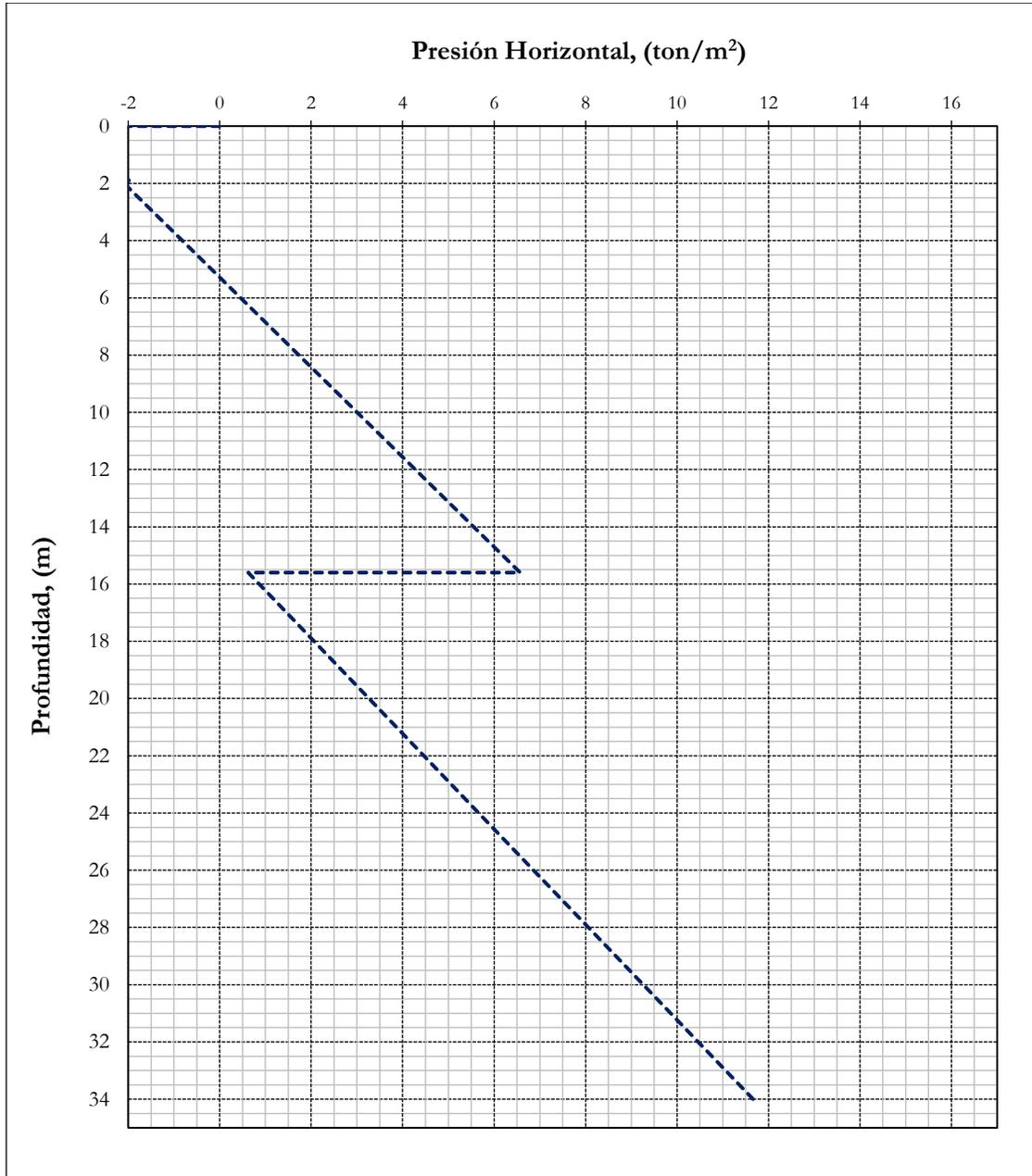
$$E_a = k_a \gamma H + k_a q - 2c \sqrt{k_a} \quad (10)$$

$$k_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi_1}{2} \right) \quad (11)$$

Donde:

E_a empuje activo, ton/m
 q sobrecarga en la corona de la excavación, 2.0 t/m².

- K_a coeficiente de empuje de tierras activo
 γ peso volumétrico del suelo, ton/m³
 H profundidad de desplante del muro Milán, m
 c cohesión del suelo, ton/m²



Gráfica 1. Presiones horizontales a corto plazo

Para contener los empujes del diagrama mostrado en la gráfica 1, será necesario la colocación de 8 a 10 niveles de anclas con una separación en ambos sentidos de 3.0 m, sin embargo, la separación horizontal pudiera modificarse en función del ancho de los tableros del muro Milán, debiendo colocarse dos anclas por tablero verificando que no interfieran con ningún elemento estructural.

Tabla 4. Sistema de anclaje para la estabilidad del muro Milán

Nivel	Profundidad [m]	Diámetro de perf. [pulgadas]	Inclinación [°]	Presión de inyección [kg/cm ²]	Longitud total [m]	Longitud bulbo [m]	No. De torones de 6"	Postensado [Ton]
1	1.5	6	40	3.5	39	10	6.0	92
2	4.5	6	40	3.5	35	10	6.0	92
3	7.5	6	35	3.5	33	10	6.0	92
4	10.5	6	30	3.5	30	10	6.0	92
5	13.5	6	20	3.5	25	9	5.0	75
6	16.5	6	15	3.5	19	9	5.0	75
7	19.5	6	15	3.5	17	9	5.0	75
8	22.5	6	15	3.5	16	9	5.0	75
9	25.5	6	15	3.5	15	9	5.0	75
10	27.0	6	16	3.5	14	9	5.0	75

Nota: el nivel de instalación del ancla es medida con respecto al nivel de banqueteta

4.2 Revisión de la seguridad de la pata del muro

Considerando el penúltimo nivel de anclaje colocado en cada etapa de excavación se genera una articulación plástica, el factor de seguridad contra la falla de la pata, se calcula con la siguiente expresión:

$$FS = \frac{\bar{c}Lr + wl}{p \frac{D^2}{2}} \quad (12)$$

Donde:

- \bar{c} resistencia al corte no drenada promedio en la superficie de falla, ton/m²
- L longitud de la superficie de falla, m.
- r radio de la superficie de falla, m.
- w peso saturado del suelo dentro de los límites de la superficie de falla.
- l distancia del paño del muro al centro de gravedad del suelo resistente.
- p presión promedio sobre el muro.
- D longitud del muro entre el último nivel de apuntalamiento y el nivel de desplante del muro.

Con la información anterior se tiene que el factor de seguridad es de 2.5 y 2.3 para una longitud de pata del muro Milán de 3.0 y 3.5 m para la excavación a 25.2 m y 26.0 m, respectivamente, el cual se considera aceptable.

Falla de fondo. Adicional a lo anterior deberá revisarse que el fondo de la excavación sea estable durante la ejecución de ésta de acuerdo con su superficie y profundidad, el factor de seguridad para esta condición se determina aplicando la siguiente expresión:

$$FS_f = \frac{c(N_c + 2H_p/L)}{\gamma H_e + p} \quad (13)$$

Donde:

$$N_c = 5.14(1 + 0.2 \frac{H_e}{B})(1 + 0.2 \frac{B}{L}) \quad (14)$$

N_c	factor de estabilidad, adimensional
H_e	profundidad de la excavación, 25.2 y 26.0 m
H_p	longitud de la pata del muro, 3.0 y 3.5 m
p	sobrecarga en la superficie, 2.0 ton/m ²
B, L	ancho y largo de la excavación, 76 m y 116 m, respectivamente

Para las condiciones analizadas se tiene un factor de seguridad de 1.40.

Falla de fondo por subpresión: Debido a que el agua existente en el predio corresponde a un manto colgado, cualquier efecto de subpresión se eliminará con el confinamiento del predio mediante el muro Milán.

4.3 Presiones horizontales del suelo a largo plazo

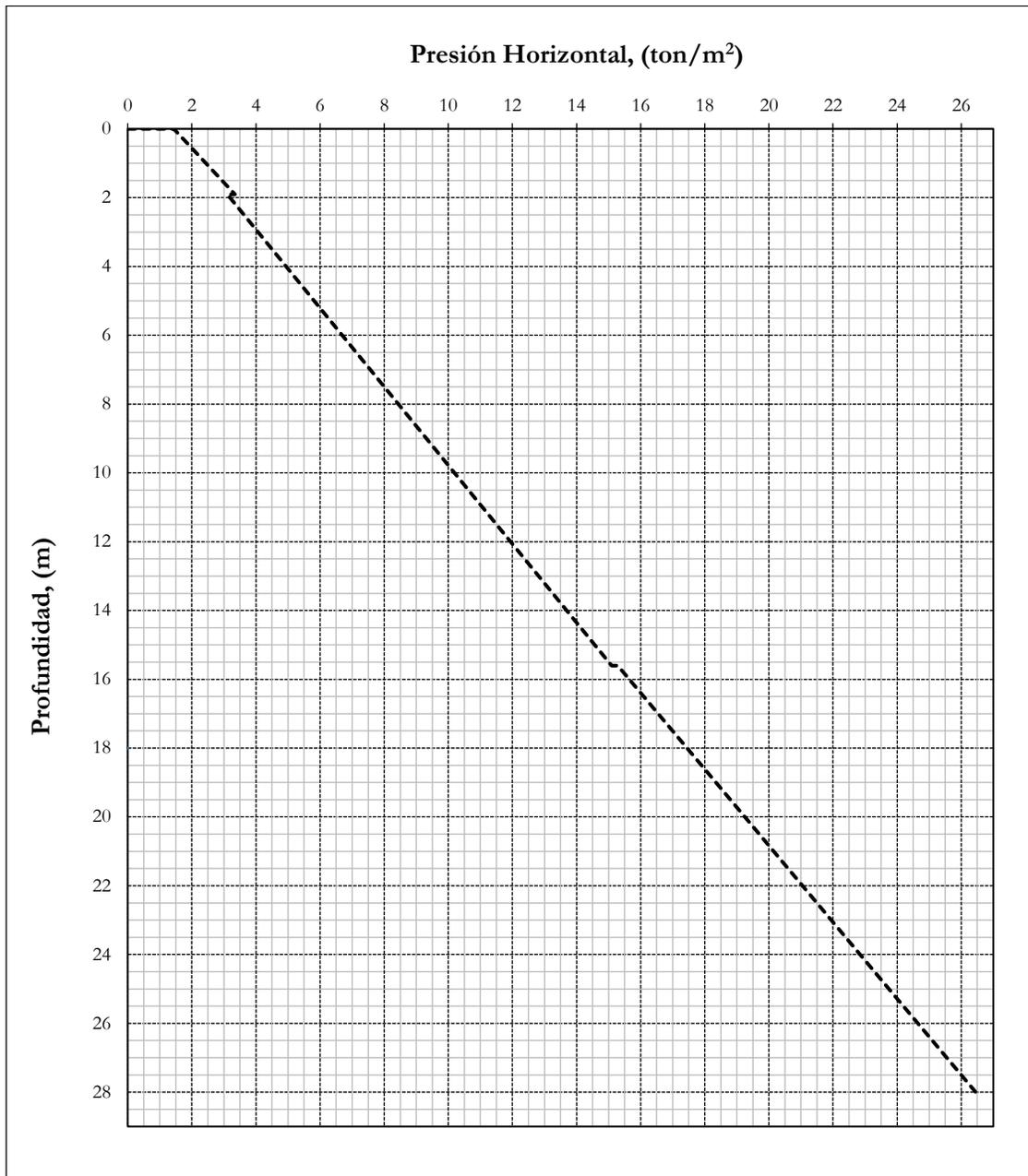
De acuerdo con el proyecto, éste requiere de la construcción de muros de contención. Una vez construidos y durante su vida útil, actuarán condiciones de presiones horizontales a largo plazo. Las presiones horizontales que se producirán sobre las paredes de los muros serán para la condición de reposo. La distribución de éstos se determina aplicando la siguiente expresión (COVITUR 1987) y se muestran en la gráfica 2.

$$P_0 = k_0 \gamma H + k_0 q \quad (15)$$

$$K_0 = 1 - \text{sen} \phi \quad (16)$$

Donde:

P_0	distribución de presiones en reposo, ton/m ²
H	altura del muro, m
K_0	coeficiente de empuje de tierras en reposo, adimensional
ϕ	ángulo de fricción interna del material,
q	sobrecarga en la corona de la excavación, 2.0 t/m ²



Gráfica 2. Presiones horizontales a largo plazo en condición de reposo

5. REVISIÓN SEGÚN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA LA CIUDAD DE MÉXICO

Estados límite de falla. La revisión de acuerdo con el Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México [NTC-C,2017], para cimentaciones profundas, se verificará que cada uno de los diversos grupos de pilas y para cada elemento individual, se cumpla que la suma de las cargas verticales afectadas por su correspondiente factor de carga sea menor que la capacidad de carga de la punta más la capacidad de carga por adherencia del elemento considerado. **Una vez que el estructurista proporcione sus cargas a nivel de cimentación, se verificará esta condición.**

Estados límite de servicio. El buen funcionamiento de la cimentación y por ende de la estructura en conjunto, está limitado por las deformaciones verticales que se presentarán en el suelo durante la construcción y vida útil de la edificación, por ello el Reglamento de Construcciones [NTC-C,2017], exige que los asentamientos deben ser menores a 15.0 cm en la colindancia con estructuras vecinas. **Esta condición se cumple satisfactoriamente si consideramos que la carga máxima a soportar por la pila será la capacidad de carga dada anteriormente.**

6. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y PROTECCIÓN A COLINDANCIAS

Para la construcción de los sótanos de estacionamiento y cimentación, se requerirá de una excavación, misma que podrá llevarse a cabo a cielo abierto anclando el muro Milán o bien mediante el procedimiento de Top Down.

El muro Milán perimetral podrá diseñarse como muro definitivo, y su desplante será a 28.2 m y a 29.5 m. El proceso de excavación y construcción de la cimentación se llevará a cabo de acuerdo con las siguientes recomendaciones y secuencia.

6.1 Proceso constructivo del muro Milán

El ancho del muro Milán será de 40 a 60 cm, según el fabricante, y deberá de contar en caso de una excavación a cielo abierto con los pasos de las anclas mediante tubos de acero con la inclinación indicada en la tabla 4 de este informe.

Proceso de construcción de muro Milán colado *in situ*

La secuela constructiva recomendada es la siguiente:

- Localización y trazo.
- Construcción de brocales guía
- Excavación de tableros.
- Estabilización de la perforación con lodo bentonítico.
- Colocación de armaduras.
- Juntas con tubos metálicos.
- Colado del muro con tubería Tremie.

Muros Guía (para trinchera) o Brocales

Se recomienda construir un brocal de una altura de 1.5 m y de un ancho de 0.65 m (Fig. 9). 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.

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.

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 (Fig. 13). La cantidad de camiones de volteo deben ser suficientes para sacar fuera de obra el material producto de la excavación.

Ancho muro Milán	A cm	H cm	B cm	a cm	e cm
60	65	150	50	10	10

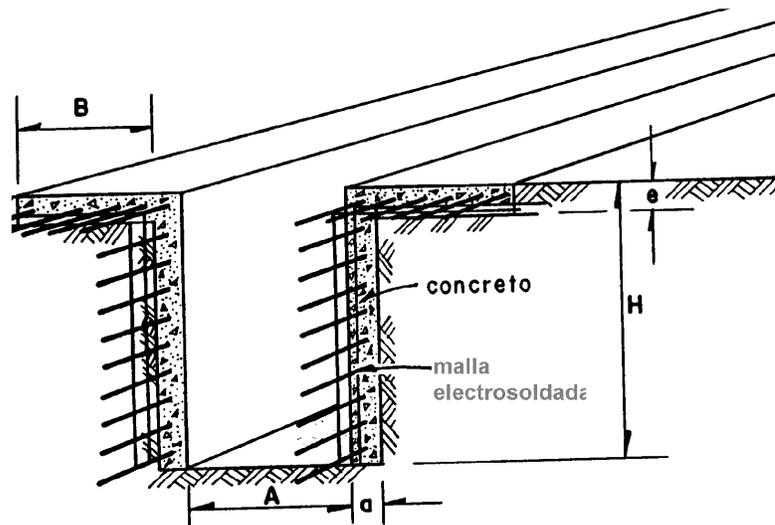


Figura 9. Detalle constructivo de brocal

Perforación o excavación de zanjas

Desde el 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.

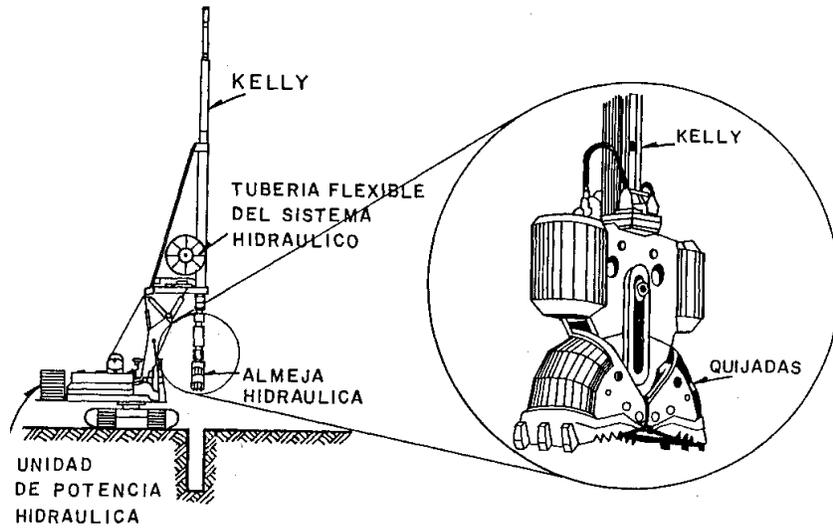
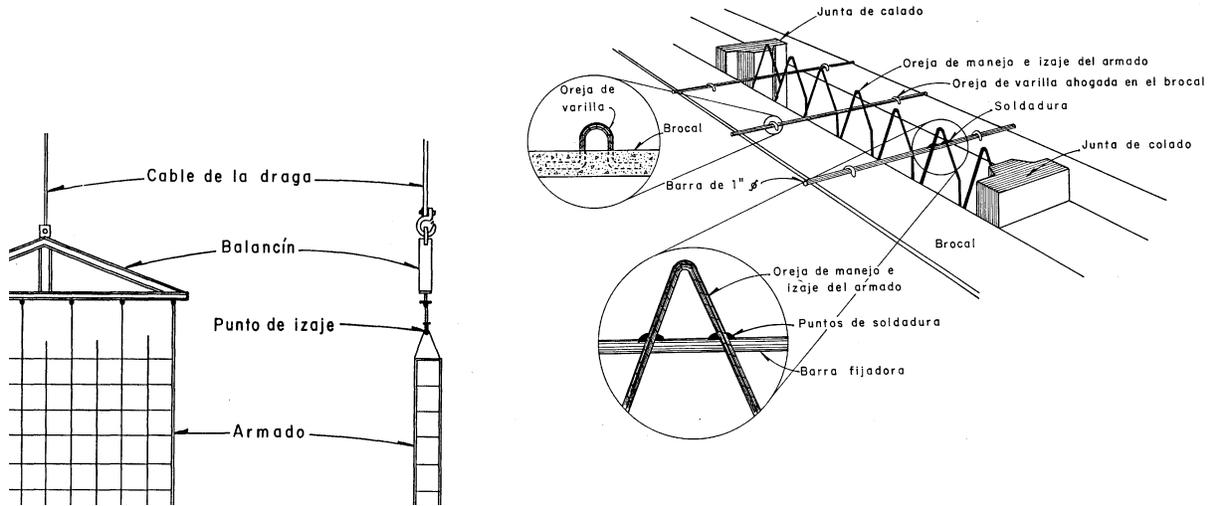


Figura 10. Esquema donde se ilustra una almeja hidráulica guiada

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.

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.

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 como el que se muestra en la Fig.11a 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 refuerzo que frecuentemente se presenta durante el proceso de colado, deberá anclarse al brocal colocando barras transversales apoyadas en orejas de acero previamente colocadas en el brocal como se indica en la Fig.14b que impidan el movimiento ascendente del armado.



a) Manejo de armados

b) Anclaje del acero de refuerzo

Figura 101. Detalle de la colocación de armaduras

Centrado del acero de refuerzo. En este caso es recomendable el uso de centradores tubulares (patines) como los que se indican en la Fig.11, hechos con base de perfiles PTR de 4" x 3". Se colocarán 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 trapecial, 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 utilizará una grúa con pluma. En la extracción de estas piezas se puede utilizar el mismo tipo de equipo pero además con patesca.

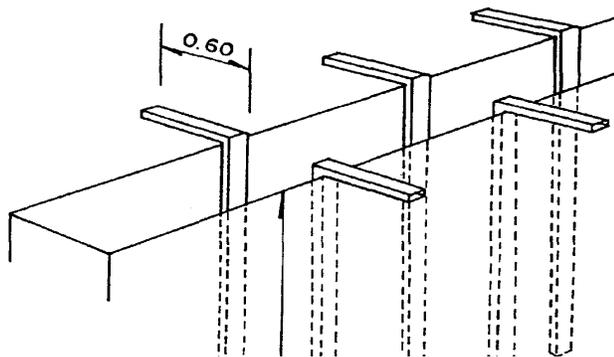


Figura 12. Centradores tubulares (patines)

Vaciado del concreto (colado)

Se hace el colado con una tubería tremie (columna de vaciado o trompa) bajo agua o lodo (Fig. 13). La operación de vaciado no debe ser interrumpida, debe hacerse en una sola operación. Se retarda 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.

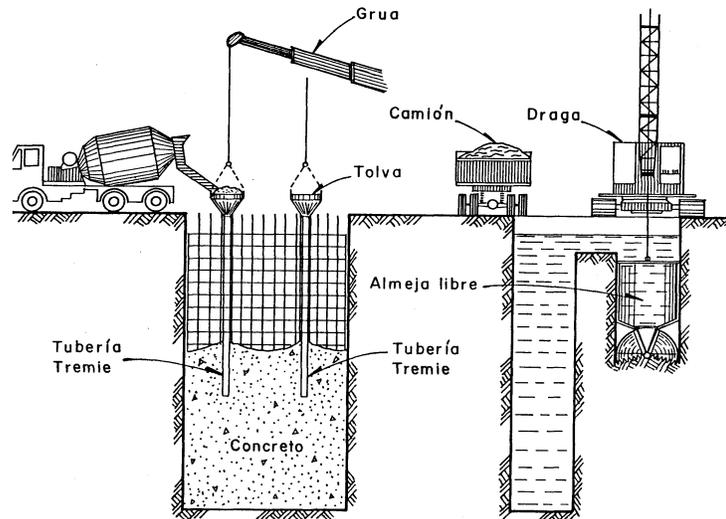


Figura 113. Secuencia de construcción de tableros para muros Milán

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 sea empujado por el concreto, desaloje el lodo y sirva como seguro para evitar la contaminación del concreto. 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 (Fig. 14a). 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 una pelota de vinil o de poliestireno, que impida la contaminación del concreto con el lodo o agua al inicio del colado Fig.13b.
- 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.

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.

Finalmente una vez construido los tableros del muro Milán que conforman los diafragmas, será necesario unir los tableros en la parte superior con una viga a todo lo largo de tablero, esto con el objetivo transmitir de manera uniforme las sollicitaciones horizontales.

6.2 Proceso constructivo de las pilas de cimentación

La construcción de las pilas de cimentación será de acuerdo con las siguientes recomendaciones:

1. Trazo de los puntos en los que se realizarán las perforaciones, la excentricidad no debe exceder el 25% del diámetro.
2. El desplome máximo permisible de la pila no deberá ser mayor del 2% con respecto a su longitud.
3. Perforación para la construcción de las pilas ademandando con lodo bentonítico hasta la profundidad de desplante con extracción de material utilizando perforadora rotaria. La profundidad de desplante de las pilas será de -47.0 m. La primera perforación servirá como prueba para definir la estabilización del barreno. El equipo de perforación deberá plomearse de tal manera que se cumpla la recomendación del inciso anterior.
4. Una vez concluida la perforación se procederá con la colocación del acero de refuerzo, verificando que el fondo del barreno no se encuentre azolvado.
5. A continuación, se dará inicio con el vaciado del concreto (el cual tendrá una resistencia de 250 kg/cm² y revenimiento de 18 cm como mínimo) mediante tubería Tremie, misma que deberá instalarse de tal manera que el extremo inferior se encuentre máximo 30 cm arriba del fondo de la perforación.
6. El vaciado del concreto será continuo y durante éste, la tubería deberá moverse de manera ascendente y descendente para dar un acomodo adecuado al concreto, durante toda esta maniobra deberá garantizarse que un tramo de la tubería (3.0 m) siempre esté embebido en el concreto.
7. El nivel de colado del concreto se llevará 0.50 m por arriba del de proyecto, el cual posteriormente será demolido, esto es con la finalidad de garantizar que se tiene un concreto sano.

Deberán dejarse las preparaciones necesarias para ligar la cabeza de las pilas con la losa de fondo.

6.3 Procedimiento para la excavación a cielo abierto

El procedimiento de excavación para la construcción de los sótanos será de acuerdo con lo siguiente:

- a) La excavación podrá iniciarse en todo el predio hasta 1.0 m por debajo del primer nivel de anclas, donde se comenzará con la instalación de estas.

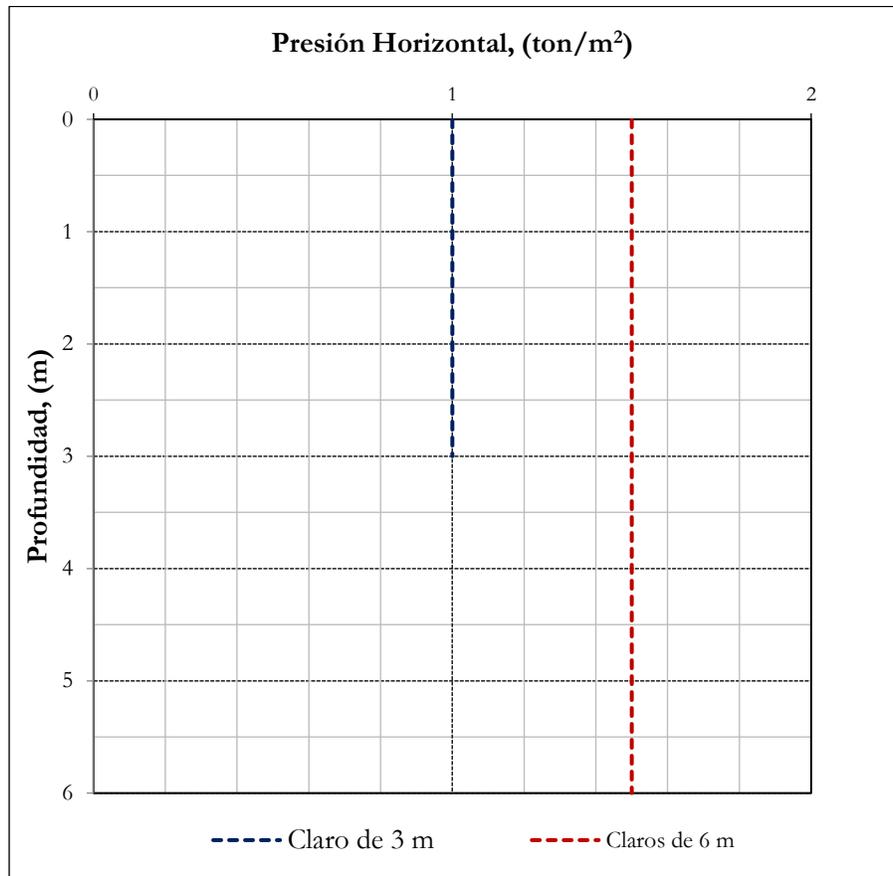
- b) Durante la instalación del anclaje se podrá continuar excavando el núcleo central hasta una profundidad de 3.0 m dejando una berma-talud perimetral de 3.50 m de ancho y 60° de inclinación. Dicha berma servirá para continuar con los trabajos de anclaje en el nivel correspondiente.
- c) Una vez que se tenga el primer nivel de anclas al 100% se procederá con el retiro de la berma talud perimetral y posteriormente se continuará con la instalación del segundo nivel de anclaje.
- d) Este procedimiento se continuará hasta alcanzar el nivel al cual se desplantará la losa de fondo. Nunca deberá continuarse con la excavación a más de 3 metros si el nivel de anclas inmediato superior no se encuentra instalado al 100%.
- e) Una vez que se tengan instalados al 100% todos los niveles de anclaje, se procederá con la construcción de la cimentación y posteriormente con la superestructura.

6.4 Procedimiento para la excavación mediante sistema Top Down

Una segunda alternativa para el proceso de excavación es mediante el sistema de Top Down, el cual consiste en lo siguiente:

- a) Construcción de Muro Milán perimetral tal como se describió anteriormente.
- b) Perforación para construcción de pilas coladas en sitio que fungirán como cimentación, el colado de las pilas quedará 0.50 m por arriba del lecho inferior de la contratrabe.
- c) Introducción del armado de la pila y colocación de columnas de la estructura (metálicas o prefabricadas de concreto) y vaciado de concreto. Una vez coladas las pilas se procederá con el confinamiento de las columnas mediante un relleno en greña.
- d) Excavación de los primeros 3.50 metros y construcción de las trabes y losa del primer nivel de sótano contra las que quedará troquelado el muro Milán. Una vez que los elementos hayan alcanzado su resistencia, se continuará con la excavación hasta alcanzar el segundo nivel de piso.
- e) Alcanzado el segundo nivel se construirán las trabes y losa, tal como se indicó anteriormente, troquelando el muro Milán contra éstas.
- f) Este procedimiento de excavación se continuará hasta llegar al nivel de proyecto, donde se llevará a cabo el descabece de las pilas y construcción de la losa de fondo y contratrabes.
- g) Este procedimiento de excavación permite troquelar el muro Milán contra las trabes y losas de proyecto, lo que implica construir la estructura definitiva de los sótanos y llevar a cabo la excavación de los mismos de manera simultánea; además de permitir la construcción de la superestructura a la par de la excavación.

Para el caso de emplear el sistema de Top Down, los empujes del suelo corresponderán a los generados entre los claros de las losas considerando que la excavación se llevará a cabo por etapas. En la gráfica 3, se presentan los empujes a considerar para claros entre losas de 3.0 m y 6.0 m.



Gráfica 3. Presión a corto plazo, por etapas

6.5 Proceso constructivo de la losa de fondo

Una vez que la excavación alcance la profundidad de proyecto se procederá con la construcción de la losa de fondo de acuerdo con las siguientes recomendaciones:

1. Colocación de una plantilla de concreto pobre de 7.0 cm de espesor para proteger el desplante de la losa de fondo y tener una superficie de trabajo en condiciones, se recomienda dejar libre el sitio en donde quedarán las cepas para la construcción de las contratraves.
2. Localización y trazo de las contratraves.
3. Excavación de las cepas en donde quedarán alojadas las contratraves, éstas podrán realizarse con equipo o herramienta manual dejando las paredes verticales, una vez alcanzado el nivel de proyecto se procederá con la colocación de una plantilla de 5.0 cm de espesor de concreto pobre y el repellado de las paredes, esto con la finalidad de tener una superficie de trabajo adecuada y evitar la contaminación del concreto.
4. Posteriormente se continuará con el habilitado y armado del acero de refuerzo y por último con el colado de los elementos y losa de fondo.

6.6 Control de la excavación

A continuación se presenta el programa de monitoreo para definir condiciones de deformación inadmisibles o de falla, lo que permitirá tomar oportunamente acciones correctivas.

Referencias Superficiales. Permiten medir los desplazamientos horizontales y verticales que ocurren en la superficie del terreno que circunda la estructura en proyecto, así como de las construcciones próximas que pudieran sufrir daños a consecuencia de las excavaciones. Estas mediciones permiten detectar oportunamente el desarrollo de condiciones de inestabilidad, o bien de deformaciones inadmisibles y establecer oportunamente las acciones correctivas necesarias.

Las referencias superficiales son puntos fijos en la superficie del terreno y testigos pintados en las estructuras vecinas; los primeros se instalan definiendo líneas de colimación paralelos al eje del cajón o como puntos aislados para referencias de nivel; observando las líneas de colimación con un tránsito se detectan los desplazamientos horizontales, mientras que con nivel óptico y estadales se determinan los desplazamientos verticales. Las mediciones deben hacerse cada semana. Los puntos de control deben fijarse a cada 5 m a lo largo del perímetro del predio.

Los testigos pintados en los muros permiten determinar la influencia de los desplazamientos verticales inducidos por las excavaciones en las estructuras cercanas.

La supervisión de las mediciones se apoyará en una brigada de topografía; la frecuencia para la medición de las deformaciones comenzará por lecturas cada tercer día, espaciándolos conforme al avance de la obra.

Filtraciones. Inspeccionar regularmente la estructura de cimentación a fin de detectar posibles filtraciones de agua que afecten su operación y proponer soluciones correctivas.

Tubo de observación. Este dispositivo permite determinar la posición del nivel freático, así como su variación estacional en los periodos de lluvias y sequía; sirve también para detectar el abatimiento de este nivel a largo plazo. Esta medición es indispensable durante la construcción del cajón para definir el estado de esfuerzos en la masa del suelo del sitio, así como su evolución con el tiempo.

Banco de nivel flotante. Este mecanismo permite determinar los movimientos verticales causados por las expansiones y hundimientos generales en el fondo de las excavaciones. Las mediciones en este instrumento deberán estar referidas a un banco de nivel conocido.

Plomadas. Adicionalmente a los niveles que se tendrán en los edificios vecinos, se colocarán unos plomos en las esquinas de estos para llevar un control de su verticalidad.

Gráficas. Con los resultados de las mediciones, se construirán gráficas de movimientos contra tiempo, con éstas se podrá tener un control del comportamiento de la excavación y en caso de que se requiera tomar decisiones correctivas.

Inclinómetros. Se recomienda instalar inclinómetros en el muro Milán (2 por colindancia mínimo) con el fin de detectar movimientos del muro de contención.

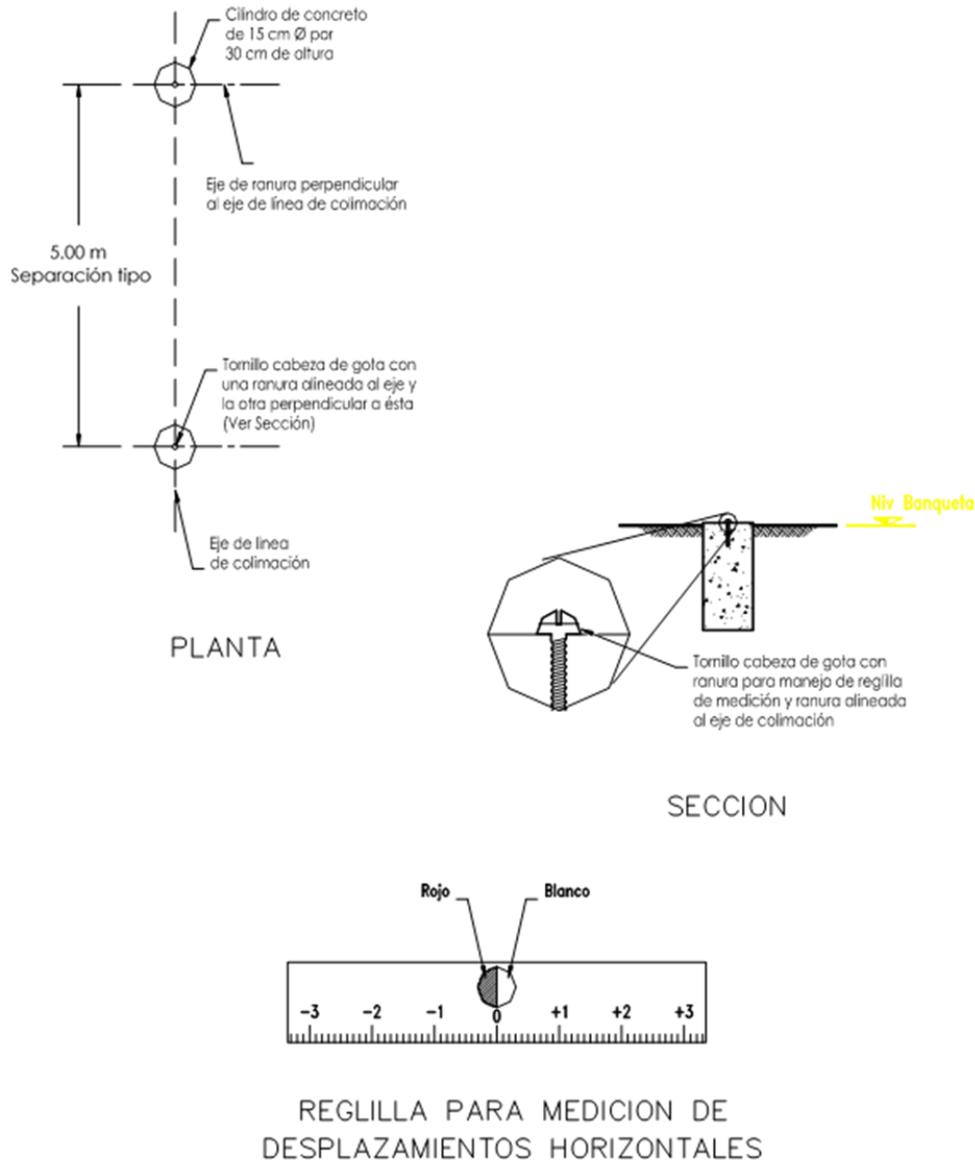


Figura 16. Referencias superficiales para el control de la excavación

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El estudio de mecánica de suelos (EMS) se realizó para el diseño de la cimentación y el análisis de estabilidad de la excavación del proyecto Be Grand Alto Polanco fase 3, el cual consiste en la construcción de dos torres (Torres 5 y 6) a desarrollarse en Lago Alberto No. 300, colonia Anáhuac, 1º sección, Alcaldía Miguel Hidalgo, Ciudad de México.
- El sitio presenta una estratigrafía compuesta por un relleno de 0.00 m a 1.90 m de consistencia media, subyacente a éste y hasta 16.00 m en promedio se encontró una arcilla limosa de consistencia media con intercalaciones de lentes de arena muy compactos, seguido de una toba limosa poco arenosa de 16.00 m a 48.00 m en promedio y finalmente, de 48.00 m a 70.00 m

(profundidad máxima explorada) se detectó una toba arenosa muy compacta. A 4.60 m de profundidad con respecto al nivel de banquetta se detectó la presencia de un manto colgado.

- De acuerdo con el atlas de riesgos de la Ciudad de México, la zona donde se construirán las estructuras no se reporta la presencia grietas, fracturas ni fallas geológicas, que pongan en riesgo la estabilidad de la estructura.
- Para conocer el coeficiente sísmico que le corresponde a la zona en estudio, se ingresaron las coordenadas del sitio en estudio en el programa SASID, resultado un espectro elástico de 0.66 g, el cual deberá de ser afectado por los coeficientes que mejor se adapten a las características de la superestructura.
- La cimentación óptima de las torres será a base de pilas desplantadas a 47.0 m de profundidad, con el fin de que estas queden empotradas en la toba, considerando que la excavación máxima será de 26.0 m aproximadamente, las pilas tendrán una longitud efectiva de 21 m.
- La capacidad de carga para pilas se presenta en la tabla 2 de este informe, estos serán en total de 171 elementos, de 1.0 m de diámetro en la zona donde sólo se construirán los sótanos y de 1.4 m a 2.0 m de diámetro en la zona donde se construirá la torre con sótanos.
- Los movimientos que sufrirá la estructura serán por asentamientos elásticos, mismos que tendrán una magnitud máxima de 4.0 cm.
- Para la construcción de los sótanos se requerirá de una excavación a 25.2 y 26.0 m de profundidad, el sistema de estabilización será mediante la construcción de un muro Milán en todo el perímetro, instalación de un sistema de bombeo y contención del muro mediante anclaje o bien troquelado contra las losas y traveses de proyecto (sistema Top Down).
- Otra opción será mediante un muro Milán anclado desplantado a 24 m de profundidad aproximadamente y a partir de esta profundidad la excavación será mediante un sistema de anclaje y muro de concreto lanzado descendente, sin embargo, esta opción se analizará en su momento.
- Durante los trabajos de excavación se deberá llevar un control topográfico para detectar posibles movimientos de las colindancias y poder implementar medidas correctivas.
- El procedimiento constructivo se presenta en el cuerpo del informe.

Atentamente,



Ing. Aleida López B.



Ing. José Othón Marquina



Ing. Gabriel Palmerín P.

8. REFERENCIAS

1. Briaud, J., (1992), **“The Pressuremeter”**, Texas A&M Univesity, Collage Station,
2. Briaud. J., y Jordan. G., (1983), **“Pressuremeter design of Shallow Foundations”**, Research Report 340-1, State Department of Highways and Public Transportation.
3. COVITUR., (1987), **“Manual de Diseño Geotécnico Volumen 1. DDF”**, Secretaría General de Obras.
4. Gobierno de la Ciudad de México (2023), **“Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones”**. Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 15 de diciembre de 2017, pp. 10-43.
5. Holguín, Gutiérrez, et al., 1992, **“Diseño Geotécnico de Cimentaciones”**, Ed TGC Geotecnia.
6. (Ménard L 1963, Calcul de la force portante des fondation sur la base des résultats des essais presiso
7. Terzaghi, K. (1955), **“Evaluation of coefficients of subgrade reaction”**, Geotechnique, Vol. 5, No.4, pp. 297-326