



**ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PARA EL CENTRO COMERCIAL PABELLON
POLANCO, QUE SE PROYECTA CONSTRUIR EN EL PREDIO LOCALIZADO EN LA
AVENIDA EJERCITO NACIONAL No. 980, COLONIA POLANCO 1ª SECCIÓN, EN LA
ALCALDIA MIGUEL HIDALGO, CIUDAD DE MÉXICO.**

IE-2019-MSU-PABPOLANCO-01-068-I-03

Realizado para:

INMUEBLES SROM, S. A. DE C. V.

OCTUBRE 2019



CONTENIDO

- I. INTRODUCCIÓN
- II. ASPECTOS GEOLÓGICOS
- III. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO
- IV. LABORATORIO
- V. ESTRATIGRAFÍA
- VI. CIMENTACIÓN PROPUESTA
- VII. ANALISIS GEOTÉCNICO
- VIII. PROTECCIÓN A COLINDANCIAS

CONCLUSIONES

RECOMENDACIONES

LISTA DE FIGURAS

1. Localización del predio
2. Planta de conjunto
3. Corte esquemático longitudinal
4. Corte esquemático transversal
5. Zonificación Geotécnica
6. Planta de localización de sondeos
7. Sondeo mixto SM-01
8. Sondeo mixto SM-02
9. Sondeo mixto SM-03
10. Sondeo mixto SM-04
11. Sondeo mixto SM-05
12. Sondeo mixto SM-06
13. Sondeo mixto SM-07
14. Sondeo mixto SM-08
15. Sondeo mixto SM-09
16. Sondeo mixto SM-10
17. Diagrama de presiones sobre los muros del sótano
18. Planta de niveles máximos de excavación
19. Círculos de falla críticos para corte vertical
20. Distribución y longitud de anclas (corte tipo)

ANEXO I Reporte fotográfico

ANEXO II Pruebas de laboratorio

ANEXO III Planos

TÍTULO DEL PLANO

MSU-01 Plano de excavación 1-----	IE-2019-MSU-PABPOLANCO-02-70-P-00
MSU-02 Plano de excavación 2-----	IE-2019-MSU-PABPOLANCO-03-71-P-00
MSU-03 Plano de excavación 3-----	IE-2019-MSU-PABPOLANCO-04-72-P-00
MSU-04 Plano de excavación 4-----	IE-2019-MSU-PABPOLANCO-05-73-P-00
MSU-05 Plano de excavación 5-----	IE-2019-MSU-PABPOLANCO-06-74-P-00
MSU-06 Plano de excavación 6-----	IE-2019-MSU-PABPOLANCO-07-75-P-00
MSU-07 Sistema de anclaje-----	IE-2019-MSU-PABPOLANCO-08-76-P-01
MSU-08 Perfil estratigráfico Corte A-A-y B-B-----	IE-2019-MSU-PABPOLANCO-09-77-P-00
MSU-09 Perfil estratigráfico Corte C-C y D-D-----	IE-2019-MSU-PABPOLANCO-10-78-P-00
MSU-10 Perfil estratigráfico Corte E-E-----	IE-2019-MSU-PABPOLANCO-11-79-P-00

CLAVE INTERNA

ANEXO IV Memoria de cálculo

I. INTRODUCCIÓN

En la colonia Polanco I Sección de la Alcaldía Miguel Hidalgo, específicamente en la manzana delimitada por la calle Juan Vázquez Mella, la Av. FF. CC. de Cuernavaca, la Av. Homero y la Av. Ejército Nacional, se localiza el Pabellón Polanco el cual se pretende sustituir por un nuevo proyecto.

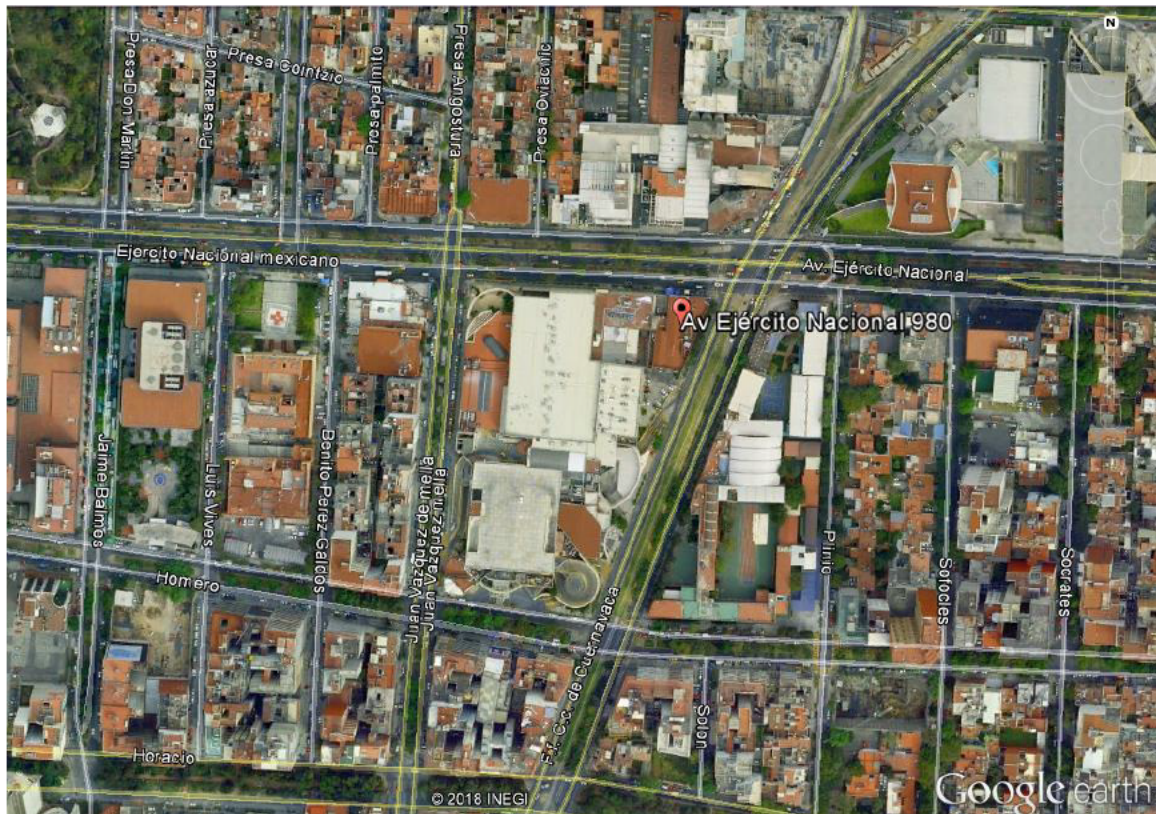


FIG. 1 Localización del predio

1.1 Descripción del sitio.

El predio es de forma irregular y con topografía plana, las medidas del terreno y colindancias se describe a continuación: Al Noreste con Av. Ejército Nacional Mexicano en 159.87 m, al Noroeste en curva con Avenida Juan Vazquez de Mella en 1.58 m, al Noroeste con Avenida Juan Vazquez de Mella en 199.75 m, al Suroeste en curva con Avenida Homero en 1.92 m, al Suroeste con Avenida Homero en 93.19 m, al Sureste en curva con Avenida Ferrocarril de Cuernavaca en 2.38 m y al Sureste con Avenida Ferrocarril de Cuernavaca en 225.05 m. La superficie total del predio de 26,852.07 m².

1.2 Características del proyecto

El proyecto denominado "Pabellón" es una construcción de usos mixtos, la cual se desplantará 18,489.17m² correspondientes al 68.85% de la superficie del terreno, dejando un área libre de construcción de 8,362.90m² misma que equivale al 31.15% de la superficie del terreno. La construcción contará con 5 niveles s.n.m.b. y 6 niveles b.n.m.b, desarrollados en 226,032.03 m², de los cuales 70,260.86 m² se localizarán s.n.m.b. y 155,771.17 m² b.n.m.b. Asimismo, la superficie que cuantifica como intensidad de construcción será de 93,631.52 m², ya que además de la superficie habitable s.n.m.b, se tendrán 23,370.66 m² habitables b.n.m.b.

Los usos que tendrá la construcción serán los siguientes:

Comercial: La construcción se desarrollará en 2 niveles s.n.m.b. y 1 nivel b.n.m.b, tendrá un desplante de 18,489.17 m² y una superficie total de construcción de 58,559.96 m².

Habitacional: El proyecto contempla 3 edificios de 3 niveles cada uno, desplantados sobre el centro comercial. Contará con 28 departamentos por nivel, dando un total de 84 departamentos. La construcción con uso habitacional se desplanta en 6,579.24 m² y tendrán una superficie total de construcción de 20,931.60 m²

Oficinas: Se edificarán 2 edificios de 3 niveles cada uno, desplantados sobre el centro comercial en una superficie de 4,482.93 m² y con una superficie de construcción de 14,139.96 m².

Sótanos: Se construirá en 5 sótanos que abarcarán la totalidad del terreno para uso de estacionamiento, servicios generales y cisternas. El sótano 5 tendrá con N.P.T. -22.30 m, con 26,582.25 m² destinados para uso de estacionamiento, bodegas de servicio, servicios generales del edificio.

El nivel de cisternas tienen un área de desplante de 323.35 m² destinados para la construcción del segundo nivel de la planta de tratamiento de oficinas y comercio con N.P.T -26.30 y la planta de tratamiento de vivienda con N.P.T -25.30. La superficie de construcción de estos usos será de 132,400.51 m².

1.3 Objetivos del estudio

En base a los resultados obtenidos en los trabajos de exploración y laboratorio, se definió la solución de cimentación más conveniente para el edificio, la profundidad de desplante y la capacidad de carga del suelo de apoyo.

Se propondrá el sistema de contención para los cortes verticales en el perímetro de la excavación necesario para garantizar la protección de las colindancias durante el procedimiento de la misma.

considerando las características de las vialidades existentes y apoyándose en lineamientos indicados en el Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México.

II. ASPECTOS GEOLÓGICOS

De acuerdo con la clasificación de provincias fisiográficas de la República Mexicana realizada por Raisz, E., (1964), la ciudad de México se localiza dentro de la Altiplanicie Neovolcánica, cadena montañosa que forma una amplia franja que cruza la república de oriente a poniente, situada a más de 2000 metros sobre el nivel del mar, de la que sobresalen numerosos aparatos volcánicos tales como estrato-volcanes, calderas, conos cineríticos, domos, así como extensas llanuras cubiertas por mantos de material piroclástico. Una gran cantidad de estas llanuras corresponden a valles originados por fallamiento normal generado por esfuerzos distensivos y que dieron lugar a sistemas estructurales complejos de fosas tectónicas y pilares.

La ciudad de México se localiza dentro de la denominada Cuenca de México, depresión alargada de dirección NNE- SSW, con una longitud de aproximadamente 100 km y 30 km de ancho, delimitada al norte por la Sierra de Pachuca, en el oriente por la Sierra de Río Frío y la Sierra Nevada, en el sur por la Sierra Chichinautzin y en el poniente por la Sierra de las Cruces. Se trata de una cuenca endorreica de desagüe artificial que se formó al cerrarse el antiguo valle de México como resultado de su obstrucción por la actividad volcánica que edificó la Sierra Chichinautzin; el drenaje natural interrumpido, propició la formación de un lago al norte de esta sierra con su consecuente azolvamiento paulatino, acompañado por manifestaciones de eventos volcánicos cortos y locales. El azolve o relleno cubrió discordantemente un terreno de topografía muy irregular, que se confirma con una variación notable en su espesor en sentido lateral; en términos generales, los espesores aumentan desde el norte hacia el sur, alcanzando en la parte central de la cuenca unos 200 m, mientras que en el sur unos 500 a 600 m. Este relleno está formado por material volcánico retrabajado, interestratificado con tobas que se interdigitan con depósitos netamente lacustres hacia las partes centrales de la cuenca.

De acuerdo con la secuencia estratigráfica que se registra en el subsuelo de la cuenca, se tienen definidas tres zonas geotécnicas en función de los espesores de sedimentos lacustres (Zona III) y de la presencia de las lomas de origen volcánico (Zona I) que delimitan a esta cuenca, ambas zonas son separadas por la existencia de una zona de transición (Zona II) formada por abanicos de origen aluvial.

Particularmente el predio en estudio se localiza al noroeste de la ciudad de México, dentro de la denominada zona de Transición Alta (Zona II) o zona más próxima a las lomas, la cual presenta irregularidades estratigráficas producto de los depósitos aluviales interdigitados; la frecuencia y disposición

de estos depósitos depende de la cercanía a antiguas barrancas; en nuestro caso el predio se localiza sobre este tipo de materiales que se acumularon entre las riberas del antiguo lago y las lomas alargadas de origen volcánico que hoy forman parte del área urbana conocida como Lomas de Chapultepec, Lomas de Tecamachalco y Lomas Hipódromo, que son cortadas por escurrimientos de agua provenientes de las partes altas, labrando en su camino profundas barrancas y caminos sinuosos, llevando consigo material granular hasta depositarlos en la Cuenca de México; entre estos escurrimientos cercanos al sitio en estudio sobresalen el Río Escondido, cuyas aguas son retenidas por la Presa San Joaquín aguas arriba del Hipódromo de las Américas, así como las corrientes de agua que recibe la Barranca Tecamachalco.

III. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

Los trabajos de exploración consistieron en la ejecución de diez sondeos dentro del predio, del tipo y profundidad indicadas en la tabla 1, de cada sondeo se obtuvieron muestras representativas del subsuelo de tipo alterado e inalterado, en la misma tabla se enlista el tipo de muestra obtenida en la exploración, ya sea penetración estándar o barril y se indica que en ningún sondeo se encontró nivel de aguas freáticas. En la figura 6, se indica la localización en planta de los sondeos efectuados.

NOMENCLATURA	PROFUNDIDAD (m)	TIPO DE MUESTRA	NIVEL FREATICO
SM-01	20.04	PE	No se encontró
SM-02	15.80	PE	No se encontró
SM-03	8.35	PE	No se encontró
SM-04	12.10	PE	No se encontró
SM-05	35.35	PE, BARRIL	No se encontró
SM-06	33.70	PE, BARRIL	No se encontró
SM-07	32.60	PE, BARRIL	No se encontró
SM-08	31.00	PE, BARRIL	No se encontró
SM-09	33.00	PE, BARRIL	No se encontró
SM-10	33.70	PE, BARRIL	No se encontró

Tabla 1

PE: Penetración estándar

Las muestras se recuperaron aplicando las técnicas de penetración estándar (muestras alteradas), dichas técnicas se aplicaron de acuerdo a las características del material encontrado, en los tramos donde no se logró penetrar, se avanzó con broca tricónica.

La técnica de penetración estándar consiste en el hincado de un tubo de media caña, de dimensiones

estandarizadas de acuerdo a la norma ASTM D 1586, mediante el cual se extraen muestras representativas del subsuelo y se determina la consistencia de los materiales finos y la compacidad de los materiales granulares, a través de correlaciones empíricas con el número de golpes requerido para penetrar en el subsuelo los 30 cm intermedios de un total de 60 cm divididos en etapas de 15, 30 y 15 cm. En los suelos de mayor dureza que registraron más de 50 golpes desde los primeros 15 cm, se tomó este valor para definir la correlación.

En el ANEXO II, se presenta el reporte fotográfico de los trabajos de exploración y en las figuras 7 a 16, se encuentran los perfiles individuales obtenidos para cada uno de los sondeos.

En ninguno de los sondeos realizados se encontró nivel freático (NAF).

IV. LABORATORIO

Las muestras obtenidas en los trabajos de exploración se protegieron para evitar la pérdida de humedad y se llevaron al laboratorio de mecánica de suelos para realizarles las pruebas que se mencionan a continuación,

- Clasificación macroscópica atendiendo a su color, textura y resistencia en estado seco.
- Contenido natural de agua.
- Porcentaje de finos, arenas y gravas.
- Límites de consistencia.
- Granulometría por mallas.

Las muestras se clasificaron de acuerdo al criterio establecido por el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), se separaron mediante vía húmeda las partículas menores que la malla No. 200 y mediante tamices, las gravas y las arenas que forman cada muestra. Adicional a las pruebas mencionadas, las muestras inalteradas se ensayaron en compresión triaxial.

V. ESTRATIGRAFIA

V.1 Unidades estratigráficas

Con base en los sondeos exploratorios efectuados y a los resultados de laboratorio obtenidos se definió la siguiente secuencia estratigráfica formada por seis unidades, las cuales forman parte de la Formación Tarango. A continuación se describe cada unidad y se define una profundidad promedio para cada unidad.

y la variación del espesor en cada caso, debido a que se presenta erraticidad en la disposición de los materiales, por tratarse de una zona de transición.

UNIDAD I: De 0 a 2.40 se encuentra un relleno color café claro, café oscuro y gris claro formado por limo arenoso y arcilla arenosa de consistencia muy firme, así como arena limosa de compacidad media a alta, con gravas, raíces y cascajo; su espesor varía de 0.00 a 2.40 m.

UNIDAD II: De 2.4 a 7.0 m se encuentra Relleno controlado formado por limo arenoso color café claro y café rojizo, de baja plasticidad (ML) y consistencia dura, con gravas; su espesor varía de 0.00 a 4.60 m dado que este relleno no se presenta en todos los sondeos.

UNIDAD III: De 7.0 a 10.20 se encuentra Limo arenoso color café claro, de baja plasticidad (ML) y consistencia dura, así como arena limosa de compacidad que varía de suelta a media; presenta lentes de forma irregular de arcilla arenosa color café oscuro, de baja plasticidad (CL) y consistencia que varía de blanda a media; su espesor varía de 4.80 a 7.80 m.

UNIDAD IV: : De 10.20 a 16.20 se encuentra Lahar formado por arena limosa de grano fino a grueso color café claro, café verdoso y gris verdoso, de compacidad muy alta, con gravas y boleos de andesita de forma angulosa. De manera aleatoria puede presentar bolsones de material granular en estado suelto; su espesor varía de 11.00 m a 15.5 m.

UNIDAD V: De 16.20 a 21.80 se encuentra Arena limosa pumítica de grano fino a grueso color gris claro, de compacidad muy alta, con algunas gravillas; su espesor varía de 0.00 a 2.40 m.

UNIDAD VI: De 21.80 a 30.0 que se la profundidad explorada se encuentra Lahar formado por gravas y boleos de andesita de forma angulosa, empacados en arena limosa color gris claro y café rojizo, de compacidad muy alta, cementada. De manera aleatoria puede presentar bolsones de material granular en estado suelto; esta unidad es de espesor es indefinido.

En los planos No. MSU-08, MSU-09, y MSU-10, se presentan cortes que muestran la distribución de las unidades estratigráficas en el subsuelo del predio

V.2 Nivel freático

No se encontró nivel freático (NAF) en ninguno de los sondeos realizados en el predio.

V.3 Espectro de diseño

El espectro de diseño resultante de acuerdo al sasisd, se presenta en la figura 5.

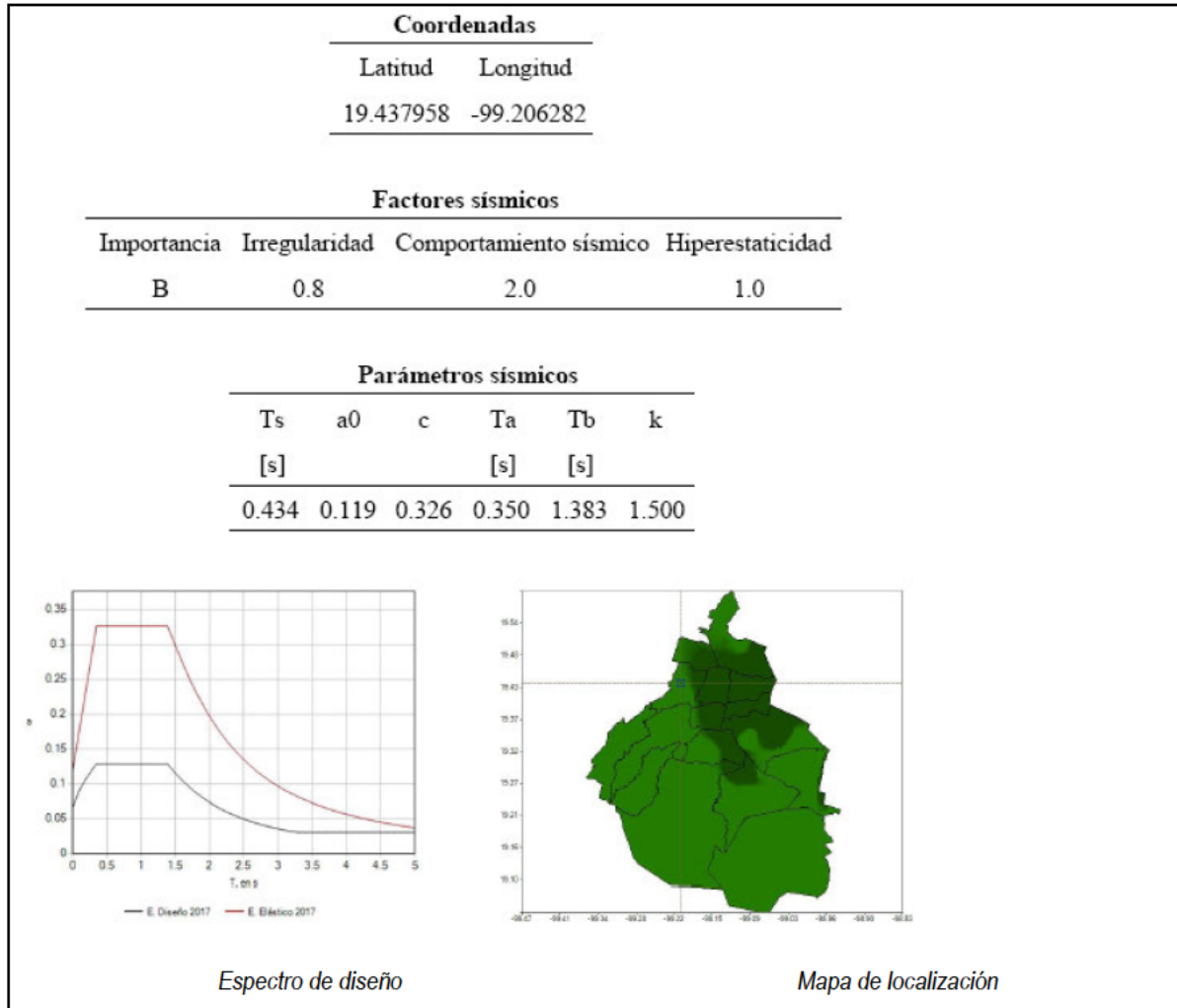


FIG. 5 Espectro de diseño

Los datos a considerar en el diseño estructural son:

Terreno. Tipo Zona II

El coeficiente sísmico: $C = 0.326$

Estructura Grupo B.

VI. CIMENTACIÓN PROPUESTA

Al observar las características del subsuelo del sitio, así como los resultados de las pruebas de laboratorio se determinó el tipo de cimentación más conveniente para el edificio, considerando los siguientes puntos

- 1) El tipo y características del suelo aluvial que se presenta en el predio.
- 2) La magnitud de las descargas de las estructuras proyectadas.

- 3) La capacidad de carga admisible del suelo para el estado límite de falla y la magnitud de los asentamiento elásticos.
- 4) El nivel del piso terminado del sótano 5 (N.P.T. -22.30 m), cisternas (N.P.T -26.30) y la planta de tratamiento de vivienda (N.P.T -25.30).

Considerando todo lo mencionado el tipo de cimentación para la sustitución del Pabellón Polanco, es una losa corrida desplantada a las profundidades indicadas. La losa se diseñará para tomar la carga total que transmitirán las estructuras tanto en condición estática como dinámica.

Al centro del edificio se proyecta la construcción de dos cisternas, un tanque de tormentas, una planta de tratamiento y un cuarto de máquinas, con diferentes niveles de excavación, por lo que el nivel desplante de la losa en esta zona variará de acuerdo al tipo de tanque que se trate.

Debido al tipo de colindancias que rodean al predio, no es posible efectuar taludes inclinados en el perímetro de la excavación, por lo que se deberán efectuar cortes verticales hasta el nivel de desplante de la losa, por lo que es necesario contar con un sistema de estabilización en las paredes que se formarán con la excavación.

El sistema estará integrado por un muro de concreto lanzado y anclas que tendrán una distribución general en tres bolillo, tanto horizontal como vertical, con la longitud necesaria para contar con un factor de seguridad mínimo de 1.8.

El talud vertical se deberá estabilizar a medida que se avance, tanto en el sentido horizontal como vertical, teniendo especial cuidado con los materiales granulares sueltos, como los lentes y bolsas de arena y/o grava, los cuales se estabilizarán como se indica en los planos del sistema de anclaje.

VII. ANÁLISIS GEOTÉCNICO

En este capítulo, se presentan los análisis efectuados para determinar la capacidad de carga del suelo de apoyo de la cimentación, el cálculo de los asentamientos elásticos, la metodología para la revisión de estado límite de falla y el cálculo de la estabilidad de taludes.

En la tabla 2, se presentan los parámetros más representativos del suelo y con los cuales se efectuaron los análisis geotécnicos.



UNIDAD	PROFUNDIDAD PROMEDIO (m)	COHESION (ton/m ²)	ANGULO (grados)	PESO VOL. (ton/m ³)
I	2.40	1.5	28	1.82
II	7.00	2.4	24	1.60
III	10.20	2.5	22	1.70
IV	16.20	5.0	40	1.80
V	21.80	5.0	38	1.80
VI	30.00	5.0	40	1.80

Tabla 2

VII.1 Capacidad de carga del suelo de apoyo.

La capacidad de carga del suelo de apoyo, se determinó considerando al suelo como puramente friccionante, con la aplicación de la siguiente expresión.

$$C_c = \left[P'v(Nq - 1) + \gamma B N_\gamma \frac{1}{2} \right] Fr + P'v$$

Donde:

C_c = Capacidad de carga del suelo, en ton/m².

$P'v$ = Presión vertical efectiva a la profundidad de desplante de la losa, en ton/m².

B = Ancho de la losa, en m.

γ = Peso volumétrico del suelo, en ton/m³.

Fr = Factor de resistencia igual a 0.70 adimensional.

Pv = Presión vertical total a la profundidad de desplante de la losa, en ton/m².

Nq, N_γ = Coeficientes de capacidad de carga, adimensionales.

Sustituyendo valores en la ecuación, considerando el área correspondiente al edificio, se determinó una capacidad de carga de 250 ton / m², este valor tuvo que limitarse a un valor menor debido a que el estado límite de servicio restringe la presión que puede transmitirse al subsuelo a valores tales que los asentamientos elásticos sean admisibles.

Para la revisión del estado límite de falla, en condición estática y dinámica, se debe utilizar 80 ton / m², q se comparará con las descargas del edificio, afectadas por el factor de carga correspondiente.

Adicionalmente se debe revisar que no se rebasen los esfuerzos indicados en el siguiente inciso, ante cargas de intensidad media, para lo cual no se afectarán por factor de carga.

VII.2 Estado límite de servicio.

Para conocer la magnitud de los asentamientos elásticos bajo la cimentación, se aplicó la siguiente ecuación, la cual se basa en la teoría de capas.

$$\Delta\rho = qB \frac{1-\nu^2}{E} I_w$$

Donde:

- $\Delta\rho$ = Asentamiento elástico del suelo bajo la cimentación, en cm.
- q = Esfuerzo aplicado al suelo de apoyo por la cimentación, en kg/cm².
- B = Dimensión lateral menor del área de cimentación, en cm.
- I_w = Factor de influencia, adimensional.
- E = Módulo de elasticidad del suelo bajo el desplante de la cimentación, en kg/cm².
- ν = Relación de Poisson del suelo bajo el desplante de la cimentación, adimensional.

Tomando en cuenta la magnitud de las descargas que transmitirá cada edificio a la cimentación, se obtuvieron asentamientos elásticos de 2.0 cm, por lo que la capacidad de carga del subsuelo de apoyo deberá reducirse a 80 ton / m².

VII.3 Módulos de reacción

El módulo de reacción se define como la relación entre el esfuerzo aplicado al suelo y la deformación que éste produce, dado por lo siguiente:

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

Donde:

- K = Módulo de reacción vertical del suelo de apoyo, en ton/m³.
- σ = Esfuerzo aplicado al suelo, en ton/m².
- δ = Asentamiento que produce el esfuerzo aplicado, en m.

El módulo de reacción para el suelo de apoyo es 4300 ton/m³.

VII.4 *Empujes sobre los muros de contención*

Para el diseño estructural del muro perimetral de contención, deberán tomarse en cuenta los empujes que resulten del diagrama de presiones mostrado en la figura 17.

VII.5 *Estabilidad de taludes.*

Los parámetros utilizados para el análisis de la estabilidad de las paredes de la excavación y del sistema de ademe se indican en la tabla 2.

Las características de los diferentes estratos que se localizarán durante el procedimiento de excavación, así como el que servirá para que el bulbo de las anclas reaccione, se describen en el capítulo V.

Tomando en cuenta los valores de los parámetros representativos del subsuelo, se realizaron análisis de la estabilidad de las paredes de la excavación en corte vertical, mediante el programa Slope/W, el cual permite estudiar las posibles superficies de falla y determinar el círculo o cuña crítica, en condiciones estáticas y dinámicas. Con los factores de seguridad obtenidos, se concluyó que se requiere un sistema de contención o de anclaje para elevar el factor de seguridad a valores admisibles.

De esta misma manera se realizó el análisis de estabilidad de los taludes de avance que limitarán a las etapas de excavación en el interior del predio, así como también los taludes de la rampa de acceso, variando el ángulo de inclinación hasta obtener un factor de seguridad mínimo de 1.7.

Los círculos de falla críticos para falla local y general que arrojó el programa, se presentan en la figura 19.

VIII. **PROTECCIÓN A COLINDANCIAS**

Para alcanzar los niveles de excavación, es necesaria la implementación de un sistema de estabilización del corte vertical perimetral, que consiste en la instalación de anclas, drenes y concreto lanzado, el cual se irá formando en etapas verticales a medida que se vaya avanzando con la excavación.

Los sitios donde se localicen lentes de arena o grava, se colocarán anclas cortas y/o “banderillas”, con las dimensiones y características indicadas en los planos.

El análisis del sistema de retención se describe a continuación.

Sistema de anclaje

La presión de confinamiento requerida en toda la altura de corte vertical, se determinó con la siguiente expresión:

Donde:

$$Pa = \frac{Fa}{H}$$

- Pa = Presión adicional uniformemente distribuida, aplicada en la pared del corte, en ton/m².
Fa = Fuerza resistente adicional requerida para elevar el factor de seguridad a valores permisibles, en ton/ml.
H = Altura del corte por el ancho tributario de acuerdo a la distribución de las anclas, en m².

La capacidad requerida de las anclas se determinó mediante la aplicación de la siguiente expresión, definiendo previamente la separación de las mismas:

Donde:

$$Ca = \frac{Pa}{At}$$

- Ca = Capacidad requerida de las anclas para un área tributaria definida, en ton.
Pa = Presión adicional uniformemente distribuida, aplicada en la pared del corte, en ton/m².
At = Área tributaria del ancla, definida a partir de una distribución en línea preestablecida, en m².

Al conocer la capacidad requerida por las anclas, se definió la longitud necesaria del bulbo de reacción o zona activa del ancla, que quedará alojada dentro de la masa de suelo y fuera de la cuña o superficie de falla teórica en el talud vertical, utilizando la siguiente expresión:

Donde:

$$L = \frac{Ca}{P(c + \sigma \tan \phi)}$$

- L = Longitud de la parte activa del ancla, en m.
Ca = Capacidad de diseño de las anclas de refuerzo para un área tributaria definida, en ton.
P = Perímetro de la perforación del ancla, en m.
c = Cohesión o adherencia aparente del estrato donde queda inmerso el bulbo de reacción, en ton/m².
σ = Presión de confinamiento del bulbo de reacción del ancla, en ton/m².
φ = Ángulo de fricción interna del suelo, en grados.



Los niveles a los que se deberá colocar cada una de las anclas, la cantidad de torones, la inclinación máxima respecto a la horizontal y la capacidad de carga de trabajo por nivel, se presentan en las tablas 5 y 6.

NIVEL #	PROFUNDIDAD (m)	INCLINACIÓN (°)	TIPO	CAPACIDAD (TON / ANCLA)
1	-2.50	10	3 K13	23
2	-5.00	10	4 K13	28
3	-7.50	5	4 K13	34
4	-10.00	5	5 K13	40
5	-12.50	5	7 K13	54
6	-15.00	5	8 K13	61
7	-17.50	5	9 K13	67
8	-20.00	5	7 K13	56
9	-22.50	5	8 K13	61
10	-25.00	5	9 K13	71

Tabla 5 Anclas para excavación perimetral

NIVEL #	PROFUNDIDAD (m)	INCLINACIÓN (°)	TIPO	CAPACIDAD (TON / ANCLA)
1	-2.00	5	3 K13	23
2	-4.50	5	4 K13	28
3	-7.00	5	5 K13	34
4	-9.50	5	5 K13	40
5	-12.00	5	7 K13	54
6	-14.50	5	8 K13	61
7	-17.50	5	9 K13	67
8	-19.50	5	7 K13	56
9	-22.00	5	8 K13	61

Tabla 6 Anclas para la colindancia con SEARS

La distribución y longitud tipo de las anclas, se puede observar en la figura 21.

CONCLUSIONES

1. El predio se localiza al noroeste de la ciudad de México, sobre un abanico aluvial, que por su forma errática de depósito, presenta variaciones estratigráficas en cortas distancias y es constituido por arcillas y limos arenosos, arenas, gravas, gravillas y boleos empacados en una matriz areno-limosa y materiales de origen volcánico como lahar.



2. La localización del predio corresponde a la denominada zona de Transición Alta o zona más próxima a las lomas, la cual se caracteriza por presentar irregularidades estratigráficas producto de los depósitos aluviales interdigitados, de acuerdo a la estratigrafía obtenida en los sondeos y atendiendo a la profundidad de los sótanos, el subsuelo del sitio puede clasificarse como *Zona de lomas*, de acuerdo a la zonificación de la Ciudad de México para fines de diseño sísmico, del Reglamento de Construcciones.
3. Para conocer el subsuelo del sitio se realizaron diez sondeos mixtos con las profundidades indicadas en la tabla 1 y cuyos resultados se muestran en las figuras 7 a 16, donde se aprecia el subsuelo del sitio.
4. Los espesores de los estratos y los contenidos de gravas, arenas y finos varían entre los sondeos debido a que se trata en general de materiales aluviales.
5. No se encontró nivel freático (NAF) en ninguno de los sondeos realizados en el predio.
6. La solución de cimentación es una losa corrida, debido al tipo de suelo detectado a la profundidad de desplante de los sótanos y a la magnitud de las descargas que transmitirá la estructura.
7. Para la revisión del estado límite de falla, se deberá comparar la capacidad de carga, con las descargas que transmite la estructura hacia la cimentación, afectadas por el factor de carga de 1.4 ó 1.1, según se trate de cargas estáticas o cargas dinámicas, respectivamente.
8. Para revisar el estado límite de servicio, se deberá verificar que el valor del esfuerzo que transmite la losa de cimentación al suelo de apoyo, no sea mayor a la capacidad de carga del mismo.

RECOMENDACIONES

a) *De Proyecto:*

1. La solución de cimentación consiste en una losa corrida cuyo nivel de desplante será el que resulte de sumar al Nivel de Piso Terminado del sótano 5, cisternas y planta de tratamiento, el espesor de la losa definida en el proyecto estructural.
2. La losa deberá diseñarse estructuralmente para las presiones de contacto generadas por la estructura, tanto para condición estática como dinámica.



3. Para el diseño estructural de los muros perimetrales deberán tomarse en cuenta las presiones que resulten del diagrama que se presenta en la figura 17.
4. El concreto lanzado deberá diseñarse para soportar la fuerza debida a la contribución del sistema de anclaje, tomando en cuenta la distribución en sentidos horizontal y vertical del mismo.
5. Las anclas tendrán la disposición y características que se muestran en la figura 20.
6. La perforación para la colocación del ancla deberá tener las inclinaciones máximas con respecto a la horizontal, indicadas en la tabla 5, también tendrán una perforación de 4" de diámetro.

b) De Construcción:

1. Antes de iniciar los trabajos de excavación será necesario contar con un sistema de instrumentación con el fin de monitorear el comportamiento de la excavación y construcción de la cimentación y su influencia en las colindancias. Este sistema estará constituido por referencias en estructuras colindantes, plomos, referencias en estructuras en proceso de construcción, referencias en los cortes y taludes.
2. De acuerdo como se avance con la excavación, sobre el talud vertical, se instalarán las anclas y se continuara con la colocación del concreto lanzado que constituyen en conjunto el sistema de retención.
3. La excavación se realizará en avances verticales limitados, cuya profundidad estará definida por la posición de los diferentes niveles de anclas, como se indica en los planos del sistema de anclaje.
4. Durante los avances de excavación verticales se irá conformando una rampa por la cual podrán entrar y salir los vehículos de carga a la excavación.
5. La rampa de acceso de vehículos tendrá una pendiente máxima de 12%, un ancho de 8 m y estará limitada por taludes con una relación de inclinación 1:1 (horizontal: vertical) y una berma de protección.
6. Los taludes que forman la rampa de acceso al predio, se deberán proteger contra el intemperismo mediante la colocación de una capa de concreto lanzado de $f'c=150 \text{ kg/cm}^2$ de 5 cm de espesor reforzada con malla electrosoldada 6-6/6-6.

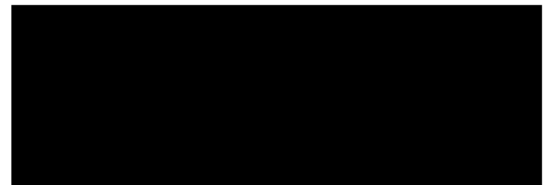
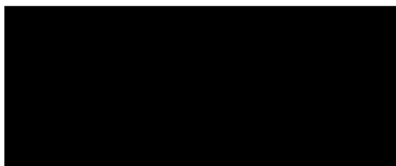


7. Todos los taludes que delimiten los avances de excavación dentro del predio y para la colocación de las anclas, tendrán una relación de inclinación 1:1 (horizontal: vertical).
8. La primera línea de anclas se colocará a la profundidad indicada, respecto al nivel actual de las banquetas que rodean al predio y tendrán una separación horizontal de 2.50 m, con las inclinaciones respecto a la horizontal indicadas, esto se efectuará con el fin de no dañar las instalaciones existentes en las calles.
9. Los niveles subsecuentes de anclaje tendrán un arreglo en “tres bolillo”, con una separación vertical y horizontal de 2.50 m, por lo que las etapas de excavación se realizarán también con avances verticales de 2.50 m \pm 1.0 m para facilitar la instalación de las anclas.
10. La altura máxima que podrá tener el talud de avance dentro del predio con relación de inclinación 1:1, será de 5.0 m.
11. Las anclas serán colocadas con una precarga del 90 % de la capacidad de las mismas, con lo que se restringirán las deformaciones del suelo, las anclas tendrán una longitud variable de acuerdo con lo indicado en la figura 20.
12. Para estabilizar la parte superficial del concreto lanzado, sobre las colindancias que rodean al predio, se deberán colocar tensores (barras) en la parte superior, amarrados al concreto lanzado y que cruzarán en sentido transversal las calles, desde el límite de la excavación hasta el paño interior de la guarnición de la banqueta localizada frente al predio, donde se construirá una dalla corrida y se amarrará el tensor indicado.
13. Para alojar la barra del tensor indicado en la nota anterior, se abrirá una ranura en la banqueta y sobre el arrollo vehicular de las calles, la profundidad de la ranura será de 15 cm medidos a partir de la carpeta asfáltica existente, las barras serán de No.6 y tendrán una separación entre ellas de 3.50 metros.
14. No se continuará excavando y exponiendo el talud vertical hasta que se haya lanzado el concreto del avance inmediato anterior, para que el nivel de anclas ya colocado obtenga su área tributaria de reacción.
15. No será necesario proteger la superficie de los taludes temporales que conformen el talud general de avance.
16. Las profundidades y niveles indicados en las figuras, son considerando el nivel variable de la



calles.

17. Una vez que se inicien los trabajos de excavación-anclaje y construcción de sótanos, estos deberán efectuarse de manera continua sin interrupciones.
18. Para la excavación de los taludes definitivos, será necesario excavar en forma parcial cada una de las etapas, lo que permitirá ratificar las condiciones estratigráficas de los cortes y facilitar el procedimiento constructivo de las anclas.
19. Se prevé la presencia de estratos y lentes de gravas y arenas, que quedarán expuestos durante las excavaciones, los cuales se encuentran en estado suelto y requieren de un refuerzo adicional mediante "banderillas".
20. Eventualmente será necesario colocar en el talud perimetral, drenes sensiblemente horizontales (lloraderos) de 6.0 m de longitud y 1" de diámetro. Los drenes se colocarán de preferencia antes de efectuar el lanzamiento del concreto, tomando las debidas precauciones para evitar que las boquillas se tapen. Estos estarán constituidos por tubería de PVC de 1" de diámetro y se colocará en una perforación previa de 1 ½ " de diámetro, se realizarán orificios de ¼ " de diámetro a lo largo de la tubería, distribuidos en tres bolillo a cada 2.50 m.
21. Los diámetros, longitudes, niveles y posiciones en general de las anclas, no podrán cambiarse, sin antes consultar a los suscritos, con el fin de verificar la incidencia de los posibles cambios en las consideraciones de diseño.
22. Deberá verificarse que ninguna de las anclas cruce alguna instalación sanitaria, eléctrica o pluvial en las calles que acotan al predio.





REFERENCIAS

1. Gaceta Oficial de la Ciudad de México, "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones", 2017.
2. Petróleos Mexicanos, "Exploración y Muestreo de Suelos para Proyectos de Cimentaciones", Norma de Proyecto 2.214.05, primera y Segundas Partes, México, 1976.
3. Zeevaert, L., "Foundation Engineering for Difficult subsoil Conditions", Second Edition, Van Nostrand Reinhold, New York, 1983.
4. Secretaría General de Obras del Departamento del Distrito Federal, "Manual de Exploración geotécnica", México, D.F. 1988
5. SMMS. El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Área Urbana del Valle de México, SMMS. Simposio México 1978.
6. Gabriel Auvinet, Edgar Méndez y Moisés Juárez Vol III (2017). "El Subsuelo de la Ciudad de México". Instituto de Ingeniería, UNAM.
7. Marsal, R.J. Mazari, M. (1990) "El Subsuelo de la cuenca del Valle de México y su relación con la Ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo". SMMS México.
8. Támez, E. Santoyo, E. (1987) "Manual de diseño geotécnico", Volumen. I, COVITUR Diseño del Metro en cajón.
9. Juárez Badillo y Rico Rodríguez. "Mecánica de Suelos" Tomo II, Editorial Límusa (1993).

