
1. Estudios preliminares

1. Estudios preliminares.

1.1 Ubicación del predio.

El diseño estructural de cualquier obra civil depende de muchos factores, uno de ellos es la ubicación. La ubicación de la obra es muy importante, ya que sabiendo donde estará se podrá incluso decidir en parte la estructuración del edificio; es necesario saber las condiciones físicas y geográficas del lugar de ubicación para tomar decisiones del manejo de recursos tanto materiales como humanos.

El edificio objeto de estudio de este trabajo estará ubicado en la zona sur de la Ciudad de México, sobre la Av. México – Contreras, y estará constituido por dos niveles de sótanos, 12 de niveles de departamentos y un nivel de azotea.



Figura 1. Ubicación del predio.

1.2 Estudio de Mecánica de Suelos.

1.2.1 Información geotécnica y geológica del sitio.

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 clásicos 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.

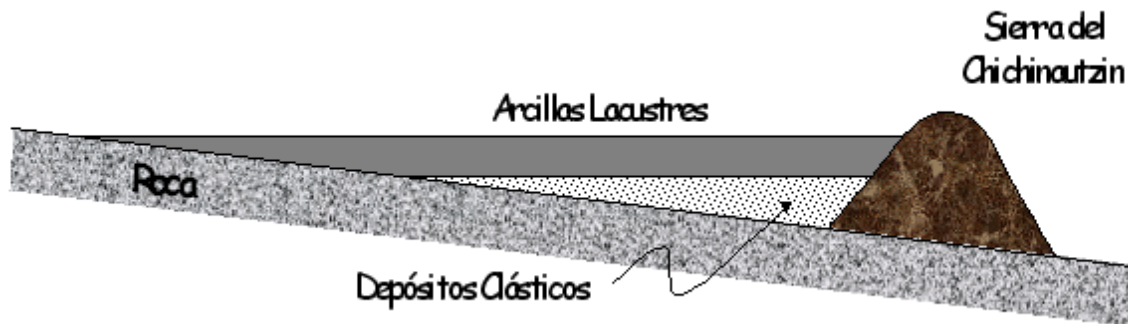


Figura 2. Esquema geológico general del Valle de México.

De origen volcánico indirecto se deben mencionar las acumulaciones del 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.

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 piro clástico.

En lo que respecta a la zona de lomas, la zona está formada por 4 unidades geológicas:

- a) La inferior consiste de aluviones y tobas arcillosas sin que se encuentren estratos arcillosos de importancia.
- b) La siguiente unidad, en orden ascendente, es una erupción paroxística que se produjo en la caldera del Cerro de la Palma, al oeste de la ciudad, representada por un cuerpo piroclástico y pumítico de gran fricción interior, capaz de mantener taludes casi verticales, que requieren sin embargo, de una protección para evitar su intemperización.
- c) Después de la erupción se presenta una secuencia de depósitos aluviales y tobáceos.
- d) Sobreyaciendo a la secuencia de depósitos se encuentran erupciones volcánicas provenientes de Cuajimalpa. Sus tobas y erupciones iniciales rellenaron la parte baja del valle. En la parte media de esta unidad aparece un lahar ciclópeo formado por flujo piroclástico explosivo, conteniendo arenas azules y bloques de andesita. Después de esta erupción, pero perteneciente a esta misma unidad, existe una capa de pómex gruesa no habiendo elementos arcillosos deleznable.

1.2.2 Zonificación geotécnica.

De acuerdo con la zonificación geotécnica del Valle de México, el sitio en estudio se localiza en la Zona de Lomas (Fig. 4). Esta zona está formada por serranías que limitan a la cuenta al poniente y al norte, además de los derrames del Xitle al sureste; en las sierras predominan tobas compactas de cementación variable, depósitos de origen glacial y aluviones. Eventualmente se encuentran rellenos no compactos, utilizados para nivelar terrenos cerca de las barrancas y tapar accesos y galerías de antiguas minas.

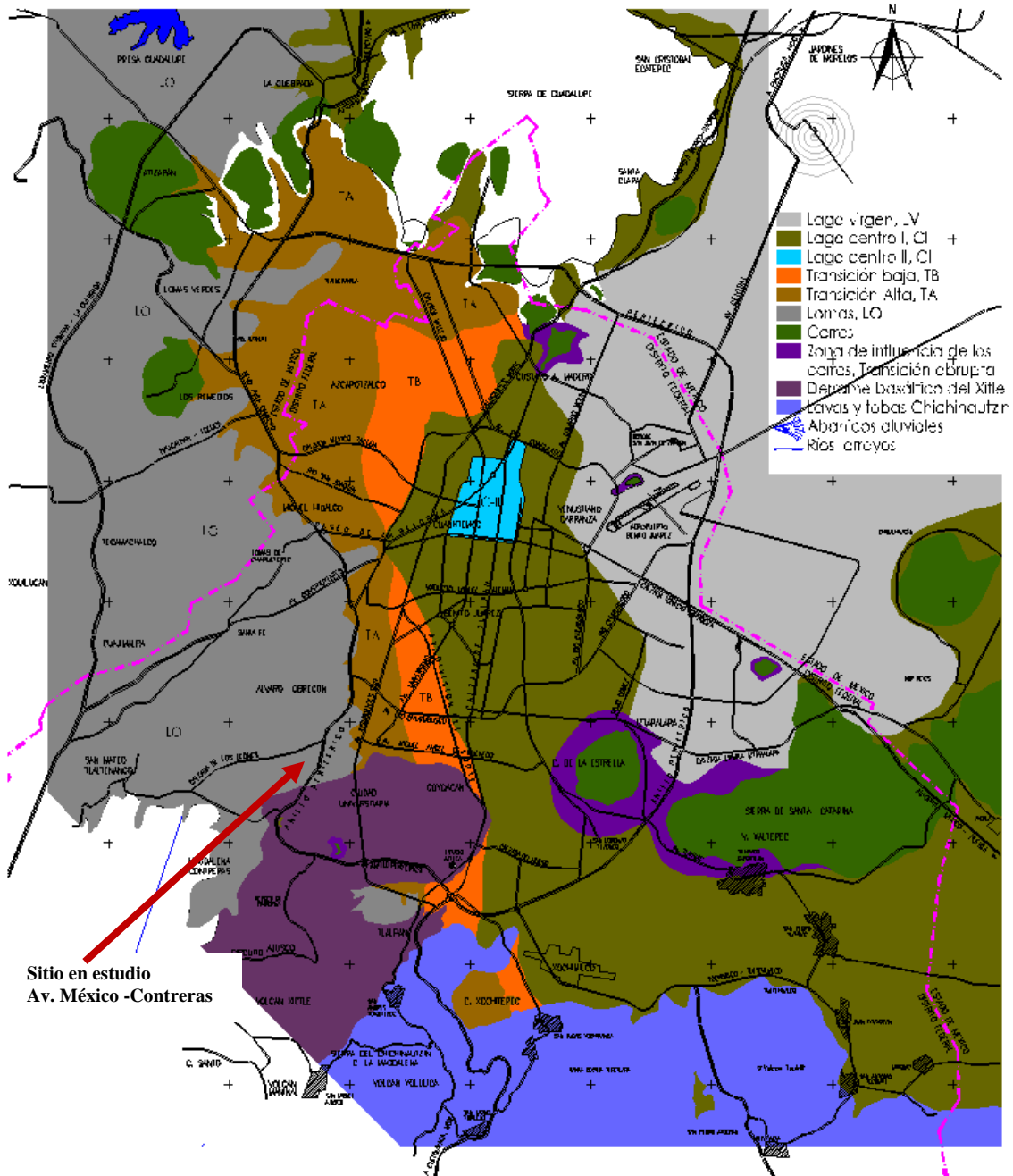


Figura 4. Zonificación geotécnica de la Ciudad de México.

1.2.3 Trabajos de exploración.

Para definir la estratigrafía superficial en el predio se ejecutó un sondeo de penetración estándar (SPT-1) a 10.1 m de profundidad máxima y cuatro pozos a cielo abierto.

La prueba de penetración estándar (SPT) permite estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, mediante el número de golpes necesarios para hincar

el penetrómetro estándar, y obtener muestras alteradas para identificar los suelos del sitio. Con estas pruebas se conocen las condiciones estratigráficas del sitio, aprovechando las muestras alteradas para determinar las propiedades índice; usualmente el contenido natural de agua y los límites de consistencia y estimando la resistencia al corte, mediante correlaciones empíricas con el número de golpes. Esta técnica de exploración es útil en suelos granulares.

1.2.3.1 Descripción del equipo herramienta auxiliar.

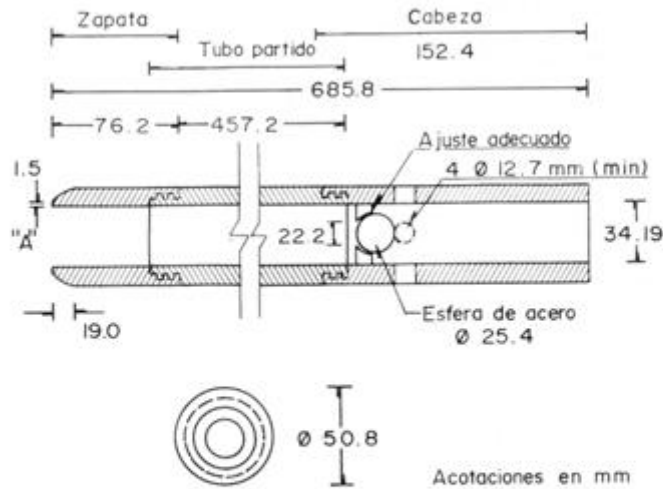
Penetrómetro estándar. Es un tubo de acero con un extremo afilado, cuyas dimensiones se muestran en la figura 5a; el tubo está cortado longitudinalmente para facilitar la observación de la muestra. La válvula en la cabeza del muestreador permite la salida de azolve y evita que la muestra se salga fácilmente del tubo; una válvula que se introduce desde la superficie, una vez hincado el muestreador (Fig. 5b). Este segundo tipo de válvula permite utilizar el penetrómetro como herramienta de lavado para eliminar los azolves, lográndose así un muestreo más limpio.

Columnas de barras. El penetrómetro se coloca en el extremo inferior de una columna de barras de acero de perforación de diámetro AW o BW (ambas tienen un peso equivalente).

Martinete golpeador. El penetrómetro se hinca con los impactos del martinete de 64 kg y de 75 cm de caída.

Cabeza de gato. Es un malacate de fricción que levanta el martinete a la altura de caída con un cable manila de $\frac{3}{4}$ " ; para sostener el cable, se requiere un tripié o una torre equipados con una polea.

a) Sección transversal del penetrómetro



NOTAS:

- El tubo partido puede ser de 38.1 mm de diámetro interior para introducir un varro de 1.5 mm de espesor
- Se permite el uso de trampas de paso (canastillas)
- Las aristas en "A" deben estar ligeramente redondeadas

b) Detalle de válvulas de seguridad

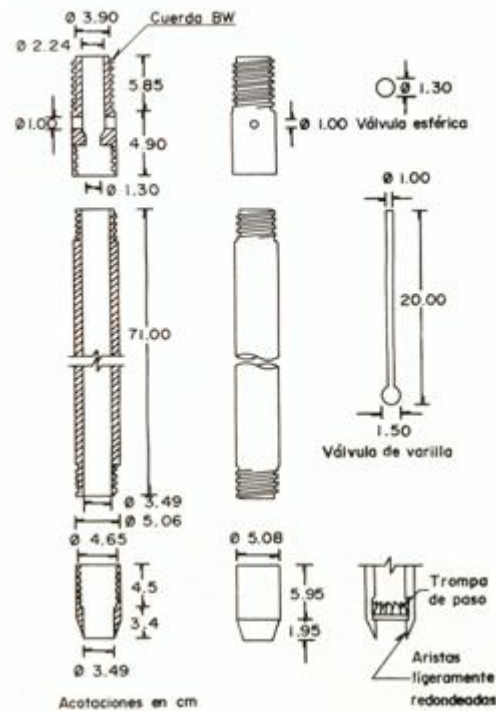


Figura 5. Esquema del penetrómetro estándar.

Operación del equipo.

La prueba de penetración estándar consiste en hincar el penetrómetro 45 cm con la masa de 64 kg, dejando caer desde 75 cm de altura; durante el hincado se cuenta el número de golpes que corresponden a cada uno de los tres avances de 15 cm. La resistencia a la penetración estándar se define con el número de golpes, para penetrar los últimos 30 cm (de 15 a 45 cm); los golpes en los primeros 15 cm se desprecian, porque se consideran no representativos por la alteración inducida a causa de la perforación.

Una vez terminada una prueba se procede a perforar el tramo muestreado hasta alcanzar la profundidad a la que se realizará la siguiente prueba; el diámetro de perforación es de 10 cm. Las muestras se conservan en bolsas herméticas para evitar la pérdida de humedad de las muestras.

El perfil de variación de la resistencia medida con el número de golpes con la profundidad determinada en los sondeos se presenta en el Anexo 1.

1.2.3.2 Pruebas de laboratorio.

Se realizaron las siguientes pruebas: contenido natural de agua en las muestras de los sondeos, densidad de sólidos, peso volumétrico natural, densidad de sólidos y límites de consistencia.

1.2.3.3 Interpretación estratigráfica.

Con los resultados de los trabajos de exploración realizados, 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).

Sondeo de penetración estándar SPT-1

Capa vegetal de 0.0 m a 0.6 m. Constituida por una arcilla de color gris oscuro con materia orgánica.

Arcilla de 0.6 m a 1.2 m. Arcilla de consistencia rígida de color gris con arena, el número de golpes medio obtenido en prueba de penetración estándar (SPT) es de 15.

Toba limoarenosa de 1.2 m a 5.4 m. Constituida por un limo arenoso de consistencia dura color gris y café claro con gravillas, el número de golpes en SPT es de 34.

Arena de 5.4 m a 6.9 m. Entre estas profundidades se encuentra una arena pumítica de color gris claro y compacidad suelta, el número de golpes en SPT es de 10.

Toba limo arenosa de 6.9 m a 10.1 m. Formada por un limo arenoso de consistencia muy dura de color café claro con gravas y gravillas, el número de golpes en SPT es mayor de 50. En este estrato se detectaron gran cantidad de boleos, principalmente a partir de los 8.4 m de profundidad.

El pozo a cielo abierto 1 (PCA – 1) se ejecutó a 2.0 m de profundidad y tiene un relleno y capa vegetal de 1.0 m de espesor, bajo el que se detectó un limo, correspondiente a la toba.

El pozo a cielo abierto 2 (PCA-2) se excavó a 1.5 m y en él se encontró solamente relleno.

Por su parte el pozo a cielo abierto 3 (PCA-3) se realizó a 1.5 m y se detectaron 50 cm de rellenos, bajo los que se encontraron 30 cm de arcilla y finalmente la toba.

Finalmente el pozo a cielo abierto 4 (PCA-4) también se excavó a 1.5 m y se encontró primeramente un adoquín de 8 cm. Posteriormente una capa vegetal (arcillas) de 45 cm de espesor, bajo la que se detectó la toba.

Nivel freático. Este no se detectó hasta la profundidad explorada, debido a que en la zona se encuentra a gran profundidad.

1.2.4 Análisis y diseño geotécnico de la cimentación.

1.2.4.1 Datos generales

Coeficiente sísmico. De acuerdo con la zonificación geotécnica del Valle de México y los sondeos realizados, el área del edificio en estudio se localiza en la Zona de Lomas. El coeficiente sísmico que deberá utilizarse para el diseño de la estructura es igual a 0.16. Dicho coeficiente es tomado de las Normas Técnicas Complementarias, de acuerdo a lo indicado en el capítulo 2 del presente trabajo.

1.2.4.2 Recomendación para la Solución de cimentación

En función de las condiciones estratigráficas del sitio, las cargas estimadas y las características del proyecto, se plantea resolver la cimentación con zapatas corridas bajo muros de carga o bien zapatas aisladas bajo columnas, si éstas existen; las zapatas deberán estar desplantadas a 1.8 m de profundidad con respecto al nivel de terreno actual, siempre empotradas dentro de la toba limosa, nunca sobre los rellenos ni capa vegetal.

1.2.4.3 Análisis de estabilidad

Condiciones estáticas:

Considerando la estratigrafía del sitio y el nivel de desplante de la cimentación, el análisis de capacidad de carga de la cimentación se hizo aplicando el criterio de Vesic mediante la siguiente expresión:

$$q_u = a_c c N_c + a_q \sigma_d (N_q - 1) + a_\gamma 0.5 \gamma B N_\gamma \quad (1)$$

$$q_a = \frac{q_u}{FS} + \gamma D_f \quad (2)$$

Donde:

a_c, a_q, a_γ	Factores de forma, adimensionales
c	Cohesión del suelo no consolidada no drenada, ton/m ²
N_c, N_q, N_γ	Factores de capacidad de carga, adimensionales
σ_d	Presión efectiva al nivel de desplante, ton/m ²
γ	Peso volumétrico del suelo a la profundidad de desplante, ton/m ²
B	Ancho unitario de la cimentación, m
D_f	Profundidad de desplante, m

Sustituyendo los valores correspondientes, resulta una capacidad de carga última del suelo de sustentación de 135 ton/m²; aplicando un factor de seguridad de 3 para condiciones estáticas y 2 para condiciones sísmicas, se tiene una capacidad de carga admisible de 45 ton/m² y 67.5 ton/m², respectivamente.

Asentamientos.

Los asentamientos que generará la cimentación en la masa del suelo, serán del tipo elástico y se calcularon utilizando la solución para una placa rígida apoyada en un medio elástico semi-infinito, mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma = \frac{\alpha(1-\nu^2)qB}{B} \quad (3)$$

Donde:

δ	Asentamiento bajo la cimentación, cm
ν	Relación de Poisson, 0.25
E	Módulo de elasticidad, kg/cm ²
B	Semiancho del cimiento, cm
q	carga media estática en la cimentación, kg/cm ²
α	Factor de forma, 2

Sustituyendo los valores correspondientes se tendrán hundimientos del orden de 2.0 cm para las zapatas y se desarrollarán durante la construcción del inmueble.

Condición sísmica.

La estabilidad de la estructura en condición sísmica se revisa comparando el incremento de esfuerzo sísmico en la orilla de la cimentación, repartido a cada una de las zapatas en interés, correspondiente al lado corto más la presión total de la estructura, con la capacidad de carga por sismo en cada uno de los elementos.

Tensiones inducidas por sismo.

De acuerdo al análisis realizado no se presentan tensiones, sin embargo el análisis estructural definitivo será el que regirá.

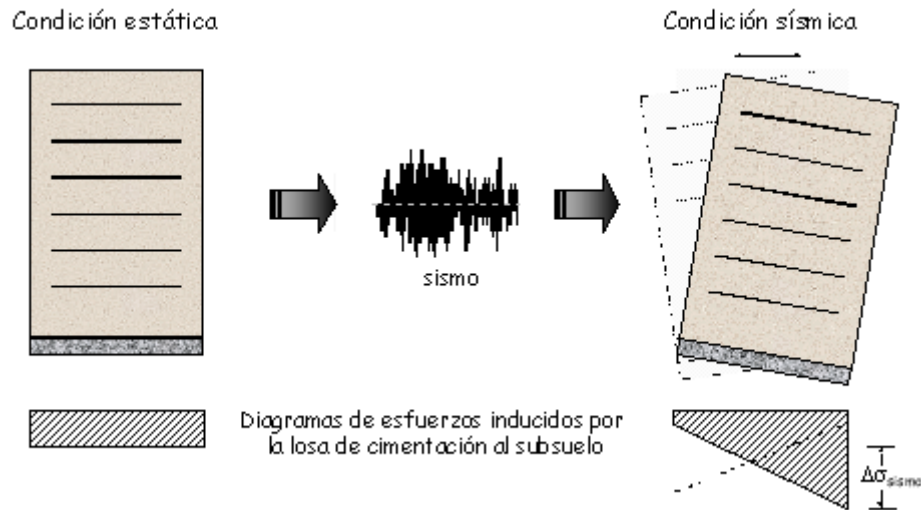


Figura 7. Esquemática de los esfuerzos de contacto durante un sismo.

Pisos y firmes.

Los pisos de planta baja del edificio se resolverán mediante firmes de concreto de 12 cm de espesor, colocados sobre una capa de sub-rasante de 30 cm de espesor compactada al 95% Próctor estándar y una capa de sub-base de 15 cm de espesor compactada al 100 % Próctor modificada o Porter, la que resulte mayor. En caso de que los niveles de proyecto no requieran elevarse, se podrá evitar la colocación de la sub-rasante y sólo colocar la sub-base y los firmes.

Si el proyecto requiere elevar los niveles de los pisos, entonces se colocará adicionalmente, y antes de las capas anteriormente mencionadas, una terracería con un material de la misma calidad que la de las sub-rasante, pero compactada al 90 % Próctor estándar. El espesor de esta capa será variable en función de los niveles de proyecto que se requieran.

Empujes horizontales

Para los muros colados contra terreno o alguna otra estructura enterrada como una cisterna; las presiones horizontales con las que se diseñarán dichos muros se calcularán mediante la siguiente expresión, donde h es la altura del muro en cuestión:

$$Ph = 0.73h + 0.75 \text{ [ton/m}^2\text{]} \quad (4)$$

1.2.5 Procedimiento constructivo

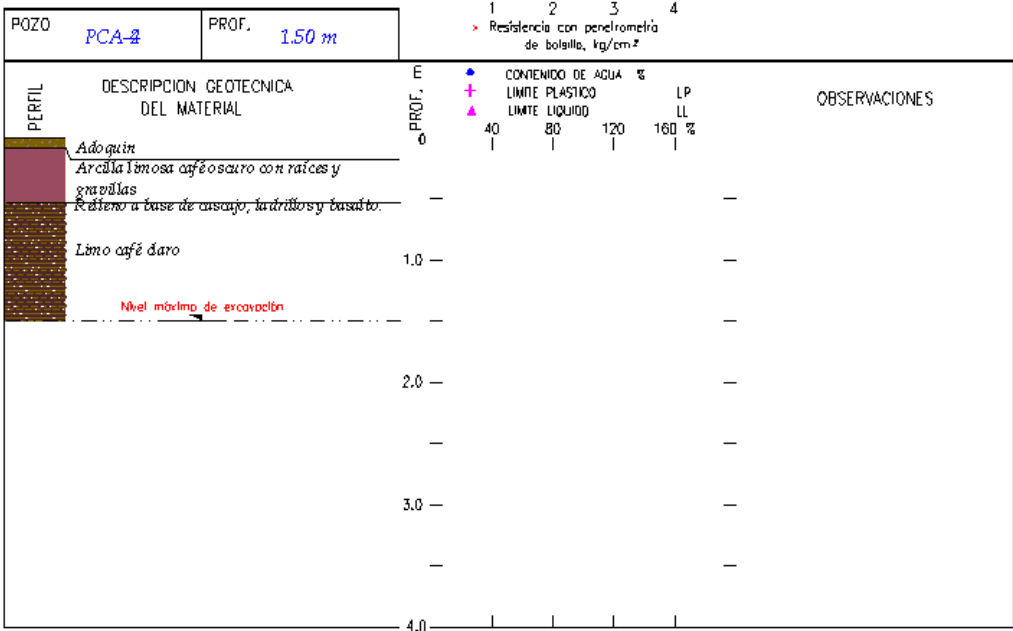
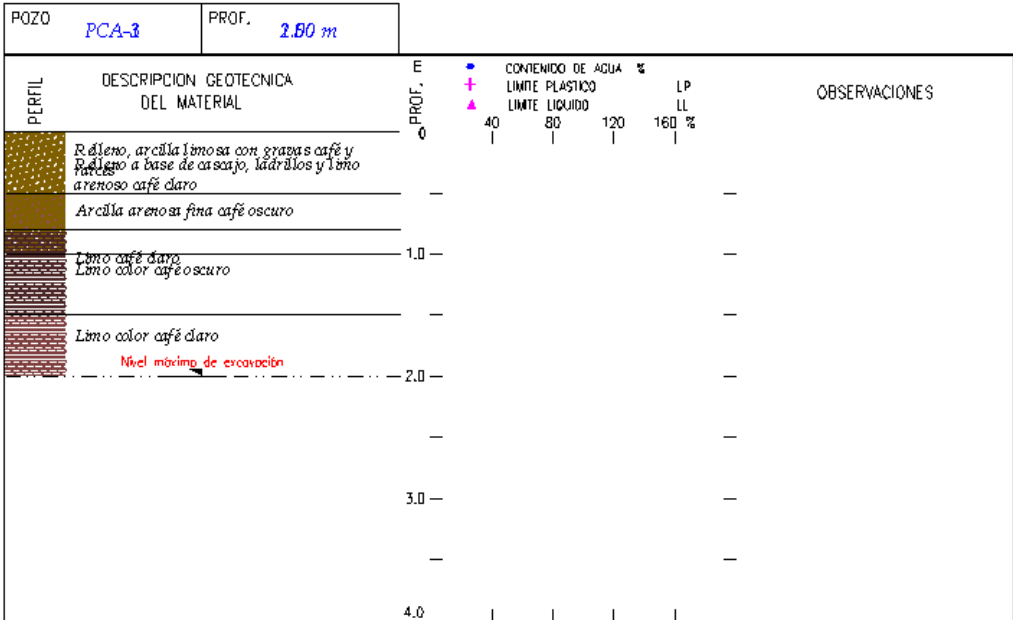
1.2.5.1 Secuencia general de construcción

Como primer paso se retira la capa vegetal presente en el predio y se procede a nivelar el terreno escarificando los últimos 20 cm de material existente. Una vez realizado esto se realiza el trazo de las zapatas y la excavación de las trincheras para proceder con la colocación de una plantilla de concreto pobre que evite la intemperización (secado o saturado) del material y la contaminación del concreto cuando se cuelen estos elementos; finalmente se procede con la colocación del acero de refuerzo, su cimbrado y el colado del concreto; finalizada la construcción de zapatas se continúa con la construcción de la superestructura.

ANEXO 1
SONDEOS DE EXPLORACIÓN

POZOS A CIELO ABIERTO

PROYECTO	CONTRERAS 458		TIGSA
LOCALIZACION	Contreras Nº 458, México DF	POZOS	



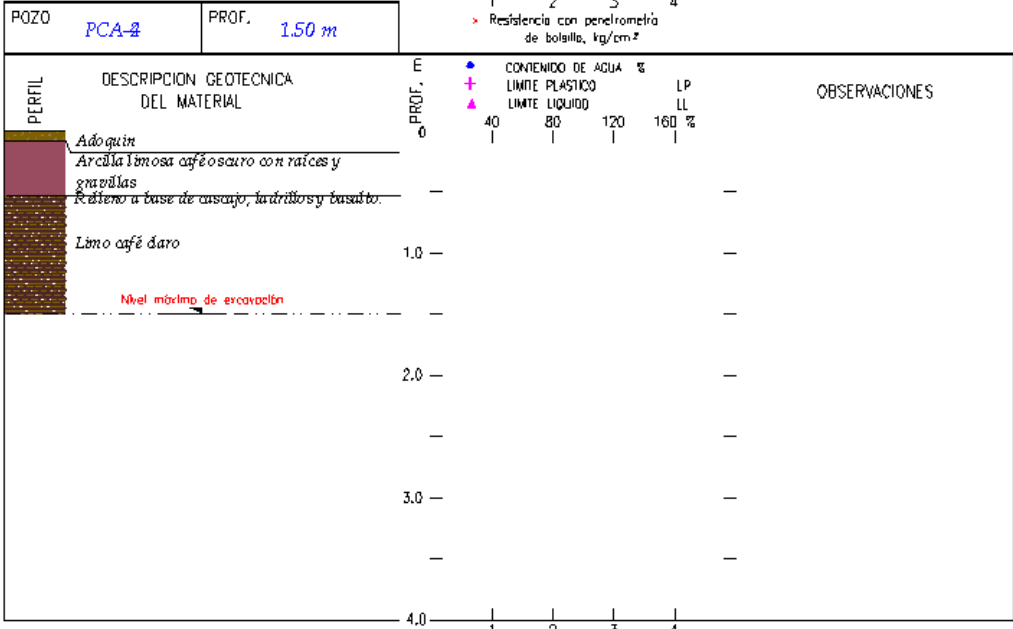
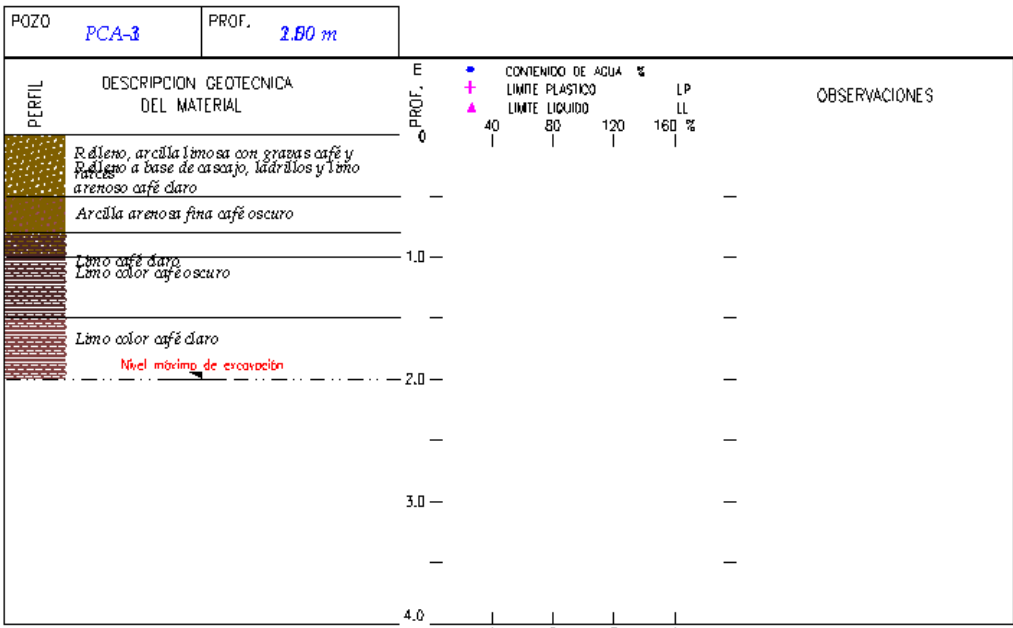
MC= MUESTRA CUBICA
 NAF= NIVEL DE AGUAS FREATICAS
 TS= TUBO SHELBY

> Resistencia con penetrometro de bolalite, kg/cm²

RELLENO		LIMO	
ARENA		GRAVA	
ARCILLA		RAICES	

POZOS A CIELO ABIERTO

PROYECTO	CONTRERAS 458	
LOCALIZACION	Contreras N° 458, México DF	



MC= MUESTRA CUBICA
 NAF= NIVEL DE AGUAS FREATICAS
 TS= TUBO SHELBY

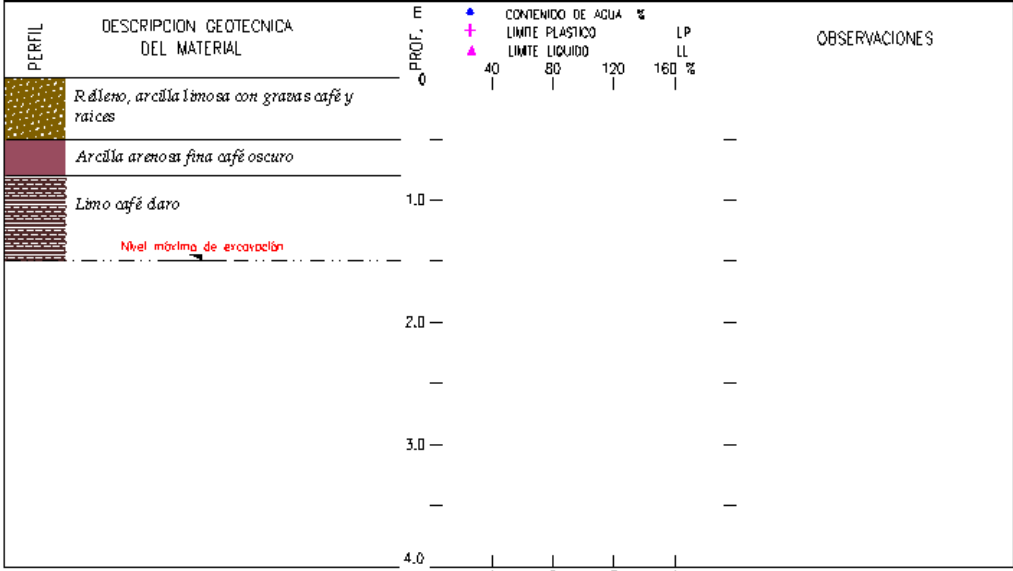
> Resistencia con penetrometro de bolilla, kg/cm²

RELLENO		LIMO	
ARENA		GRAVA	
ARCILLA		RAICES	

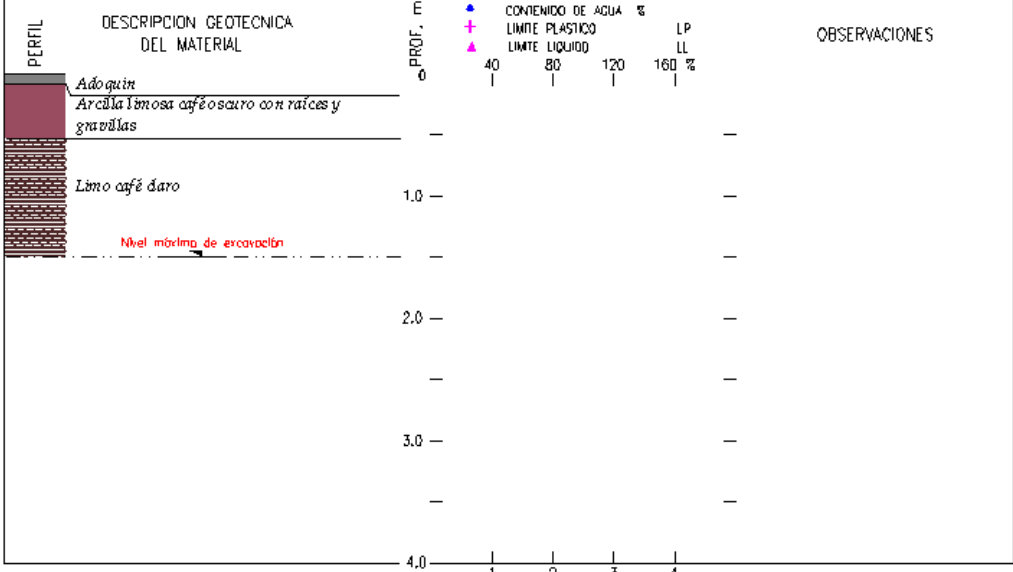
POZOS A CIELO ABIERTO

PROYECTO	CONTRERAS 458	
LOCALIZACION	Contreras N° 458, México DF	

POZO	PCA-3
PROF.	1.50 m



POZO	PCA-4
PROF.	1.50 m



MC= MUESTRA CUBICA
 NAF= NIVEL DE AGUAS FREATICAS
 TS= TUBO SHELBY

RELLENO		LIMO	
ARENA		GRAVA	
ARCILLA		RAICES	