



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MÉXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
“ARAGÓN”**

**“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LAS ALTERNATIVAS DE
CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO DE 7 NIVELES Y 2
CAJONES EN ZONA DE LAGO”**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A:
MARTÍN GONZÁLEZ PAREDES

ASESOR: ING. GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA



BOSQUES DE ARAGÓN, ESTADO DE MÉXICO

2009



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

AGRADECIMIENTOS

A MIS PADRES

DELFINO GONZÁLEZ MARTÍNEZ Y ALBERTA PAREDES VALLES

Gracias le doy a Dios y a ustedes Padres queridos, por darme la oportunidad de sobresalir en esta vida y tener una preparación para poder enfrentarla, por siempre brindarme apoyo, consejos, cariño, comprensión, y sobre todo su amor. Pasamos momentos difíciles, pero juntos salimos adelante, hoy se ven culminados nuestros esfuerzos y mis deseos iniciándose así una nueva etapa en mi vida en la que siempre estarán en mi corazón. “GRACIAS”

A MI HERMANA

ESMERALDA GONZÁLEZ PAREDES

Por darme siempre tu entusiasmo, cariño, comprensión, por impulsarme a no rendirme y seguir adelante, para lograr mis metas.

A MI ABUELITA

FELICITAS VALLES MEDINA

Por quien me dio cariño a manos llenas y me enseñó con su gran fortaleza y su espíritu noble, que para poder ser mejor persona hay que ser agradecidos con la vida, por cada uno de los momentos felices que nos hizo vivir y por cada segundo que vivió para todos, siempre estarás presente en mi corazón mi querida abuelita.

A LA UNIVERSIDAD

Por la magnífica oportunidad que me brindo en tener una formación Profesional estudiando esta hermosa carrera. Y a todos y cada uno de los Profesores, que de alguna manera intervinieron en mi formación Profesional.

A MI ASESOR

ING. GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA

Con respeto y agradecimiento, por compartir conmigo sus conocimientos y alentarme a tener este gran logro, “GRACIAS”



INDICE

INTRODUCCIÓN

I. LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

II. TRABAJO DE EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

III. ENSAYES DE LABORATORIO

IV. DESCRIPCIÓN DEL SUBSUELO

V. ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN

VI. PROCESO CONSTRUCTIVO

CONCLUSIÓN

ANEXO

BIBLIOGRAFIA



INTRODUCCIÓN

La urbanización de México, tal como ocurre en el resto de los países en desarrollo, está caracterizada por un crecimiento explosivo e incesante que rebasa la capacidad del sistema económico para dotarlas de la infraestructura física, viviendas y servicios que la población demanda.

Esta situación, aunada a las insuficiencias de su desarrollo, propicia que la expansión territorial de las ciudades no vaya acompañada de la consolidación de una base económica que permita generar el empleo que se requiere para satisfacer las demandas de una población en continuo crecimiento.

Uno de los mayores retos que impone el crecimiento de las ciudades bajo el esquema de globalización es la superación de la segregación socio-espacial urbana, que permita el acceso equitativo de la población a la educación, la infraestructura y los servicios, así como la conservación de su entorno ambiental.

Como consecuencia al tener un número mayor de habitantes, se genera la necesidad de construir viviendas, en las cuales se tenga prevista las demandas requeridas, para que en esa comunidad tengan una mejor estancia y puedan contar con los servicios requeridos, como por ejemplo: servicios sanitarios, servicios de agua potable, de luz eléctrica, escuelas, comercios, locales nocturnos, hospitales, transporte, entre otros. Y que a la vez se evite la aparición de asentamientos irregulares en zonas de preservación del suelo y de áreas de preservación ecológica, en zonas federales o en zonas que se ponga en riesgo la vida familiar como la más usual cerca de los ríos.

Por tanto la construcción de unidades habitacionales es una necesidad, ya que se tiene una mejor calidad de vida, seguridad y la convivencia comunitaria entre ellas van dirigidas hacia la construcción de una comunidad sustentable, democrática, participativa, sana, cultural, educadora, tolerante, segura, en armonía con el medio ambiente, autogestiva y fortalecida, todo lo cual representa el bienestar social.

Las ventajas y actividades que benefician una Unidad Habitacional son:

Unidad habitacional sustentable.

Promover la restauración del equilibrio ambiental e impulsar soluciones ambientalmente apropiadas y adecuadas para el manejo del agua y la basura, así como el programa de techos verdes y el rescate de áreas verdes, entre otras actividades.

Unidad habitacional cultural.

La cultura y las artes, es muy importante y se puede impulsar promoviendo el talento artístico de los habitantes, el desarrollo de talleres para la formación de grupos culturales en cada unidad y la presentación de eventos y actividades artísticas.



Unidad habitacional sana.

Es importante tener en cuenta este punto ya que es indispensable tener la información necesaria y se puede impulsar teniendo acciones de promoción, prevención y atención para la salud.

Unidad habitacional educadora.

Tener espacios para la educación de los niños, jóvenes, adultos, promoviendo la educación. Impulsando a la organización comunitaria o familiar para la promoción de proyectos productivos, para apoyar el ingreso de personas desempleadas o grupos poblacionales en situación de vulnerabilidad económica.

Unidad habitacional segura.

Impulsar programas de prevención del delito y capacitación para la vigilancia condominal.

Unidad habitacional deportiva.

Tener espacios y realizar actividades deportivas para todos los grupos de edad y sectores que las habitan; organizar torneos deportivos entre las unidades habitacionales.

Unidad habitacional con patrimonio seguro.

Desarrollar acciones para otorgar certeza y seguridad jurídica al patrimonio de sus habitantes; y tener los trámites para la obtención de testamentos y regularización de la propiedad.

Como se observa, la construcción de Unidades Habitacionales, es una necesidad, ya que se deben de tomar medidas necesarias para que no se conviertan en centros de delincuencia como ha pasado en otras, entonces, el punto es que se construya una comunidad que sea unida para que se tenga un bienestar familiar.

También no puede faltar la construcción de Centros Comerciales, los cuales son requeridos, cerca de las comunidades, y no es un centro comercial clásico como los que todos conocemos, no es un espacio cerrado y estanco, ni una gran superficie más.

Un Centro Comercial es una agrupación de establecimientos comerciales y de servicios tradicionales de la comunidad, ubicados en una zona definible que deciden compartir una única unidad de acción comercial y de gestión.

Esta unidad de acción permite enfrentarse con elevadas garantías de éxito a la presión que ejerce la competencia con hipermercados y grandes superficies comerciales. Las pequeñas empresas comerciales y de servicios consiguen muchos de los beneficios de sus competidores de mayor tamaño, sin perder la independencia y la agilidad de actuación propia de sus pequeñas dimensiones.



Son muchos y variados los beneficios que ofrecen los centros comerciales, beneficios que no solo se extienden a los empresarios, sino también al resto del entramado social y económico de la comunidad.

Para los comerciantes:

- Una nueva organización más eficaz del comercio tradicional y de proximidad.
- Mayor capacidad para competir con las grandes superficies.
- La programación de actividades de promoción conjunta.
- El establecimiento de un “lobby” para la representación ante las administraciones públicas y otras entidades.
- La posibilidad de participar en el diseño o la implantación de un urbanismo comercial específico.
- La potencial creación de un poder de compra y de negociación con proveedores y, en general,
- La obtención de todos aquellos beneficios que se puedan derivar de la actuación conjunta de las empresas.

Para los consumidores

- Una oferta estructurada de productos y servicios, combinando la compra con el ocio y la restauración.
- Mejor servicio y atención a precios competitivos.
- Toda la oferta en su misma comunidad, sin la necesidad de efectuar grandes desplazamientos o utilizar el coche.
- Campañas de promoción más interesantes.

Para los vecinos

La mejora de la calidad de vida en la comunidad en: infraestructuras, seguridad, transportes, pero sobretodo, un entorno habitable y un enriquecimiento social y cultural.

El éxito de un Centro Comercial depende en gran medida de la participación de los principales agentes que interactúan en la vida de la ciudad y, especialmente, de las administraciones locales, cuya colaboración es imprescindible sobre todo en lo que respecta a la planificación y desarrollo del “urbanismo comercial” de un lugar, y de las empresas o entidades relacionadas con actividades de ocio, restauración y otros servicios, que constituyen una oferta complementaria importante por la posibilidad que ofrece al cliente de efectuar múltiples actividades en un mismo lugar.



Los Centros Comerciales necesitan de una construcción rápida, segura y eficaz, y el Método más usual y conveniente para realizarlo es utilizando Naves Industriales conformado por una estructura metálica donde se instala generalmente algún tipo de fábrica y se le otorga este nombre porque el **techo del galpón** tiene forma de “v”, como una nave.

La exitosa construcción de naves industriales constituye, sin dudas, uno de los desafíos constructivos más importantes en el sector de la construcción para la industria. Se habla así, de un rubro sumamente particular y especializado, que en el mercado está representado por cierto número de compañías.

No existe espacio industrial apropiado y funcional, donde la construcción y diseño de las naves industriales presenten problemas o dificultades estructurales.

Así, la inversión de capital en el sentido de la buena edificación de estos gigantescos espacios de trabajo, siempre será una inversión redituable, no solo porque mejore la calidad estructural de cualquier espacio industrial, sino también, y nunca menos importante, porque eleve considerablemente la estética y funcionalidad de la empresa.

Se trata, estrictamente, de una cuestión de dinámica de trabajo; ¿cómo podrán los distintos operarios de la empresa trabajar con comodidad y velocidad, es decir, eficientemente, si los espacios de trabajo en los que se ven insertos no son funcionales a su desempeño? Por lo tanto se debe de tomar en cuenta que se está **construyendo un espacio de trabajo**; espacio que debe procurar contar con todas las comodidades que transformen el quehacer de los empleados en una tarea funcional, amena y cómoda. **Las empresas que llegan a pensar en la construcción de naves industriales propias, son empresas que ya han sobrepasado el primer nivel de crecimiento estructural**; hablamos de empresas que ya no apelarán, ni al alquiler de espacios prediseñados, ni tampoco a la compra de las mismas. Se dice que han superado el primer momento de desarrollo y crecimiento estructural porque están dispuestas a producir un salto en el sentido de llegar a tener una estructura propia, o sea, ciento por ciento diseñada y aplicada para servir a los quehaceres de la empresa.

Las particularidades específicamente técnicas que la construcción de una nave industrial implica:

Buenos accesos, caminos de circulación (peatonal y vehicular) y una sólida plataforma de trabajo: Para el correcto logro de esta importantísima característica, será necesario que los accesos y vías de circulación estén perfectamente pavimentados y señalizados (diferenciando claramente aquellos que corresponden a peatones y aquellos que son para vehículos); luego, la plataforma de trabajo deberá asentarse sobre un suelo firme y muy duradero: un sistema de concreto armado será siempre, sin lugar a dudas, la mejor de todas las opciones existentes.

La unión entre los pilares de sostén y la cimentación debe ser precisa y sumamente resistente (a riesgo de que, toda la estructura se vea dañada por vibraciones con el tiempo).



I.- LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El predio se encuentra ubicado en la Av. Cuauhtémoc No. 842, Colonia Del Valle, Delegación Benito Juárez, México D.F. La localización del sitio de interés se muestra en la Figura 1.

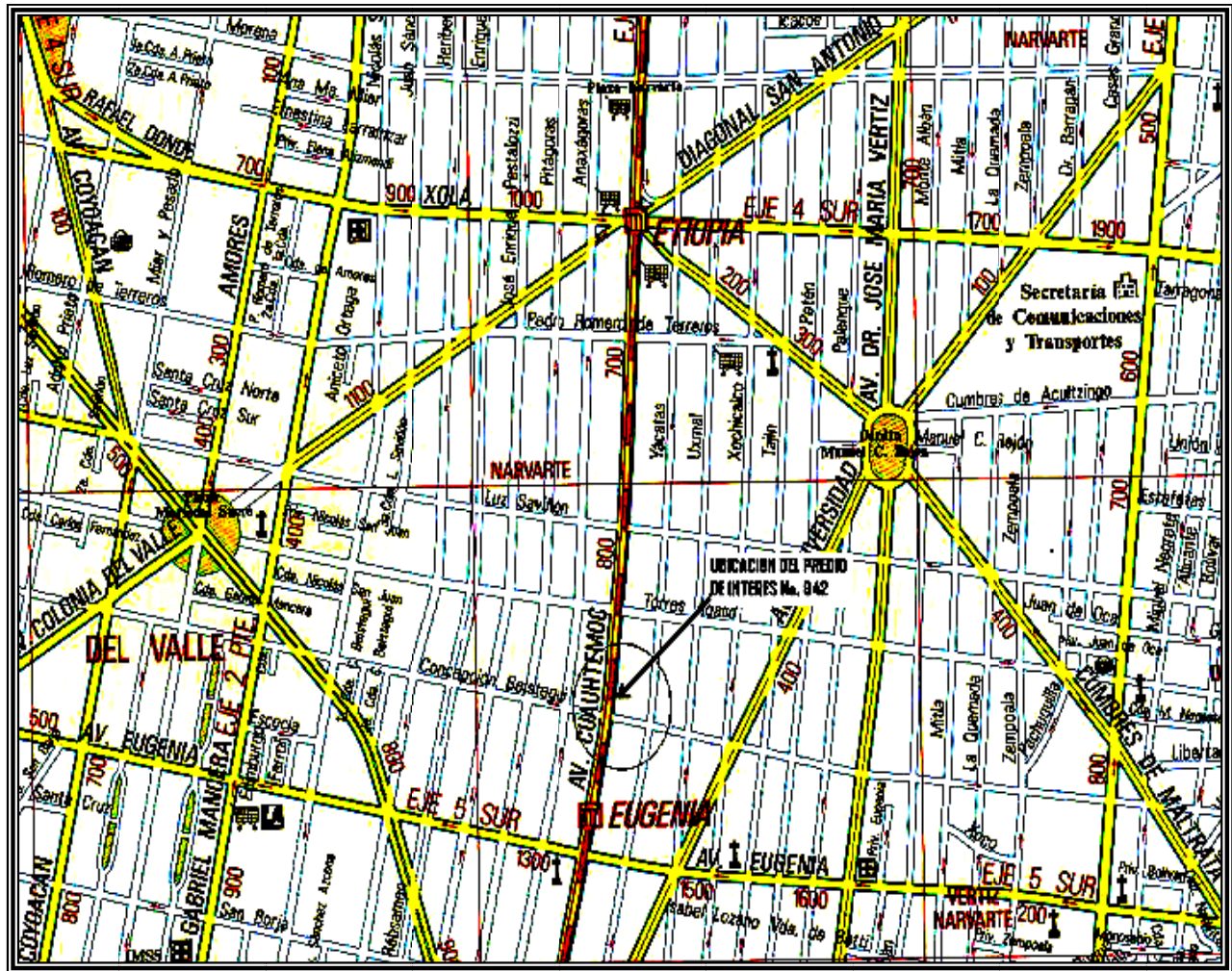


FIGURA 1 UBICACIÓN DEL PREDIO DE INTERÉS



COLINDANCIAS

El sitio de interés colinda al Norte con una estructura de cuatro niveles, la cual presenta una cimentación a base de mampostería con un desplante promedio entre 80 y 100 cm. aproximadamente con respecto al nivel de banqueta.



COLINDANCIA NORTE.

Al Sur y Oriente del predio se colinda con una estructura de dos niveles de una longitud aproximada de 7.0 m, una estructura de un nivel y en la parte central se encuentra un jardín, como se observa en la siguiente foto.



COLINDANCIA SUR.



COLINDANCIA ORIENTE.



Posteriormente al poniente el predio colinda con la Av. Cuauhtémoc.



VISTA DE LA COLINDANCIA PONIENTE (ACCESO).



DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El predio de interés tiene forma rectangular con un área de 356 m² aproximadamente, se encuentra actualmente baldío, pero presenta dos construcciones en obra civil con área reducida de un nivel.

Se localiza al Poniente de la Ciudad de México, y de acuerdo al R.C.D.F. es denominada Zona III, donde comúnmente se conoce como Zona de Lago, en la cual se encuentran depósitos lacustres.

Con objeto de establecer la factibilidad de construcción de un edificio de siete niveles, Planta Baja y Sótano y Medio, para determinar el tipo de cimentación más apropiado para éste, se realizó un estudio de Mecánica de Suelos que consiste en muestreo y exploración de los depósitos superficiales y profundos del subsuelo del sitio de interés, obtención de muestras, pruebas de laboratorio y análisis de resultados.

En este informe se presenta la descripción de los trabajos realizados, se reportan los resultados obtenidos, se consignan las recomendaciones para diseño y construcción de la alternativa de cimentación que se juzga más adecuada para la estructura proyectada, y se proporcionan las recomendaciones generales que deberán implementarse para la construcción del nivel de estacionamiento que tendrá un nivel de piso terminado de -4.8 m, por lo que requerirá efectuar una excavación mínima de -5.1m de profundidad considerando que la losa de cimentación tenga 30 cm de peralte, faltando la excavación de las trabes invertidas que darán la rigidez a dicha losa, estas alturas son con respecto al nivel de banqueta.

El proyecto arquitectónico contempla la construcción de un edificio de tipo habitacional, constituido por siete niveles superiores, una Planta Baja con nivel de piso terminado a +1.8 m por arriba del nivel actual de banqueta, y Sótano y Medio con nivel de piso terminado en la cota -4.8m por debajo del nivel de banqueta, éstos últimos cubrirán toda la superficie del terreno.

El edificio estará estructurado mediante columnas, trabes y losas de concreto armado, y de acuerdo a la carga proporcionada que transmitirá la estructura al subsuelo, que será de 15.02 ton/m² incluyendo el peso de la cimentación, para lo cual es necesario conocer las condiciones reales del subsuelo y definir el comportamiento que tendrá la estructura bajo las solicitaciones proyectadas.

En las figuras se muestran cortes arquitectónicos de la estructura.

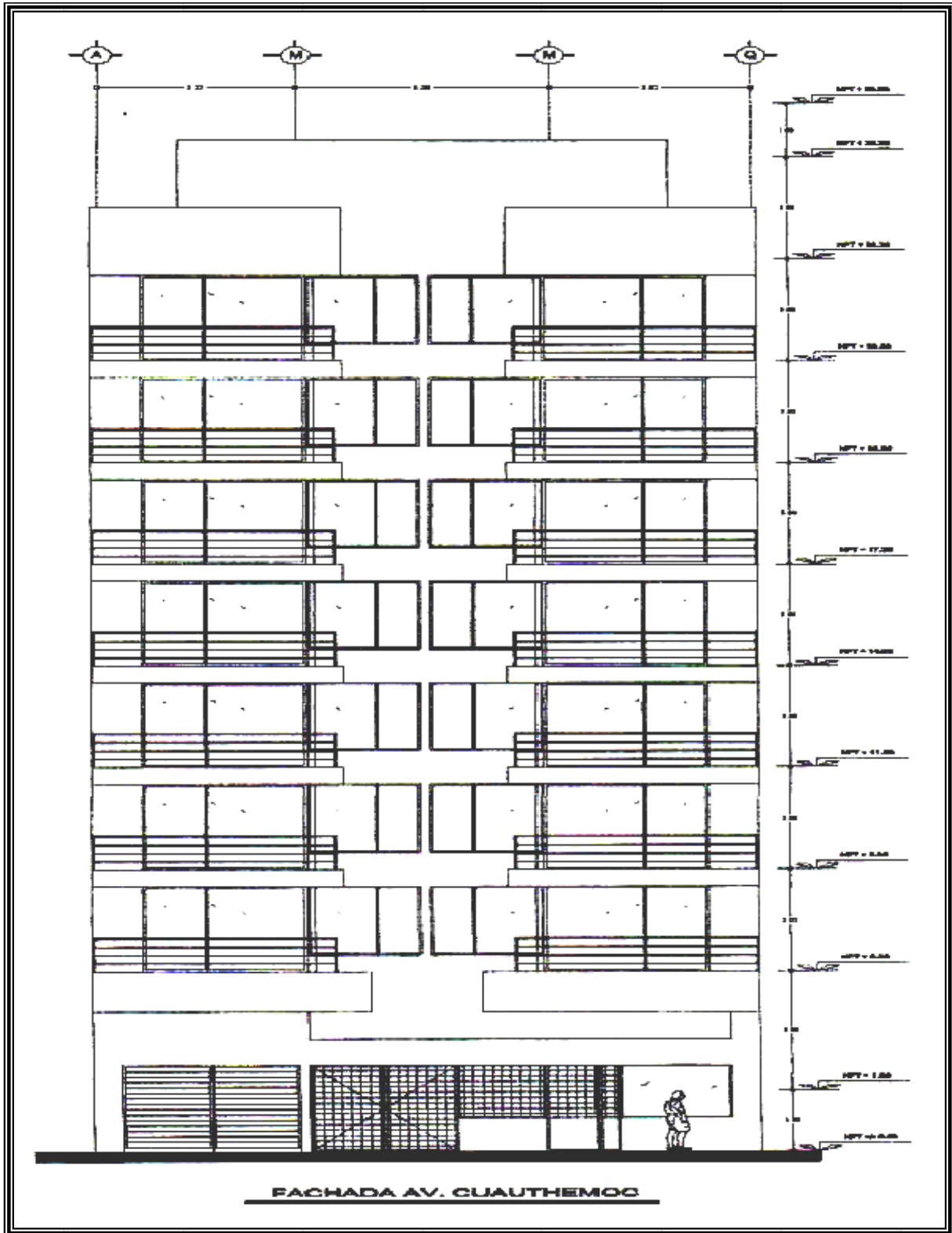


FIGURA 2

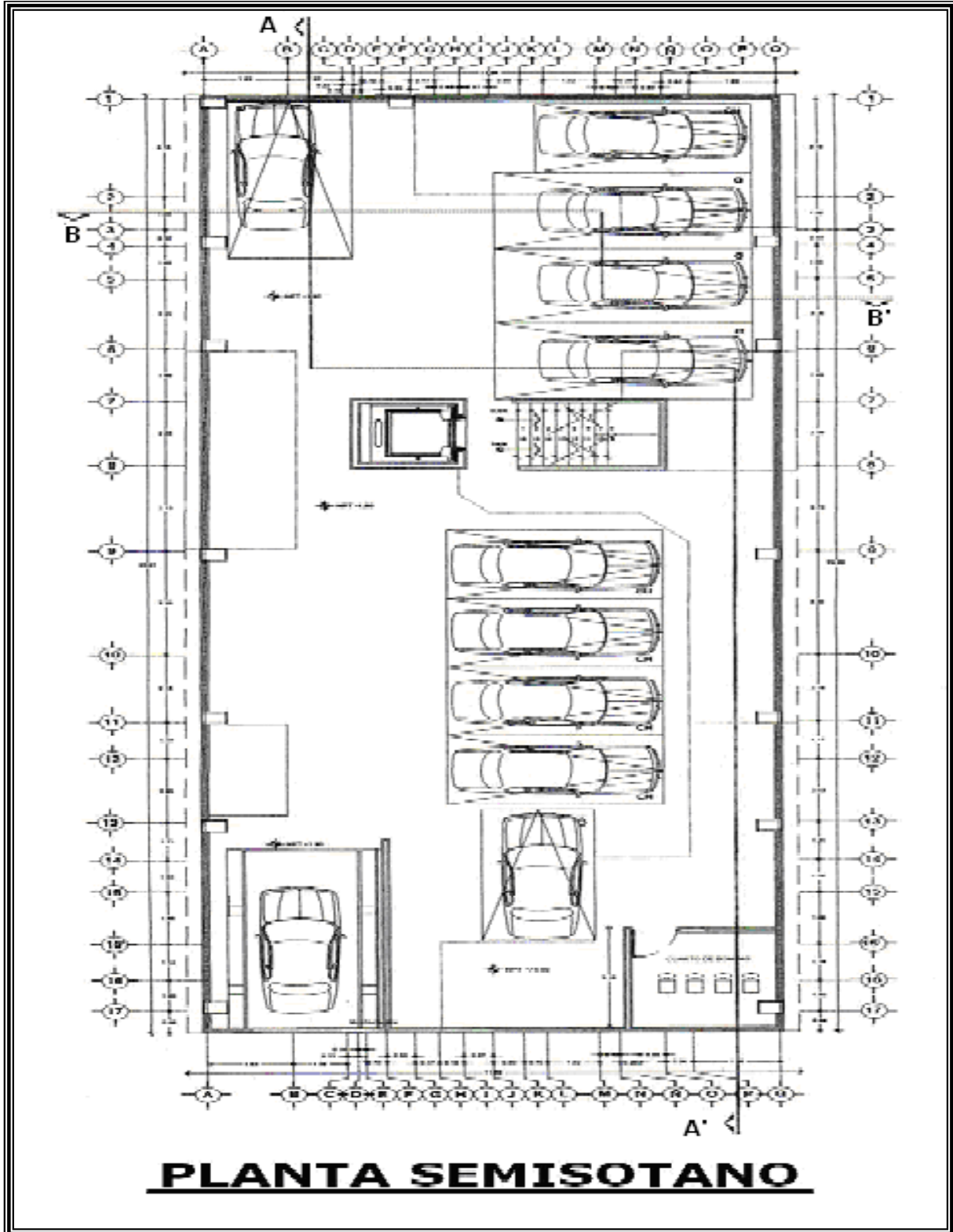


FIGURA 3

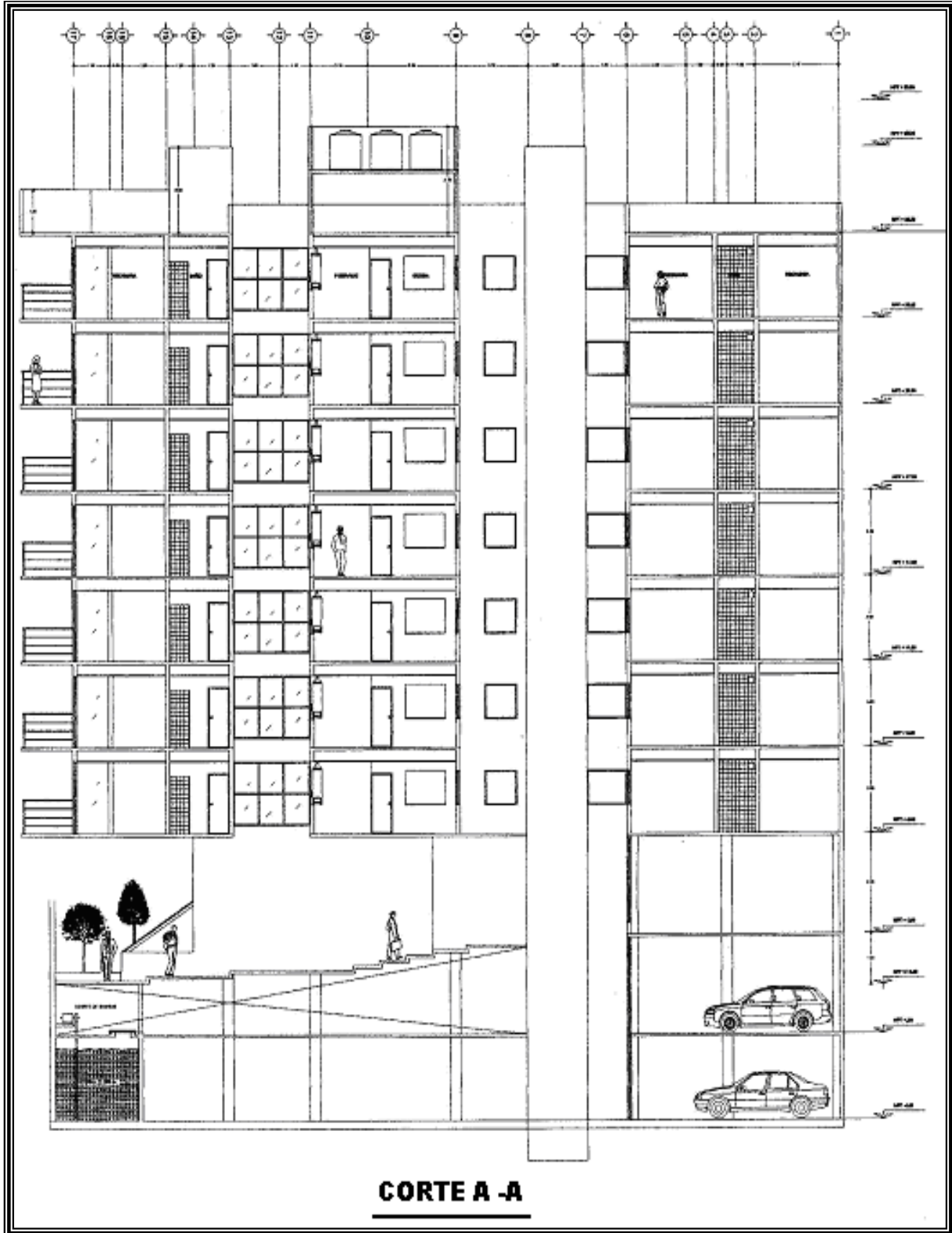


FIGURA 4

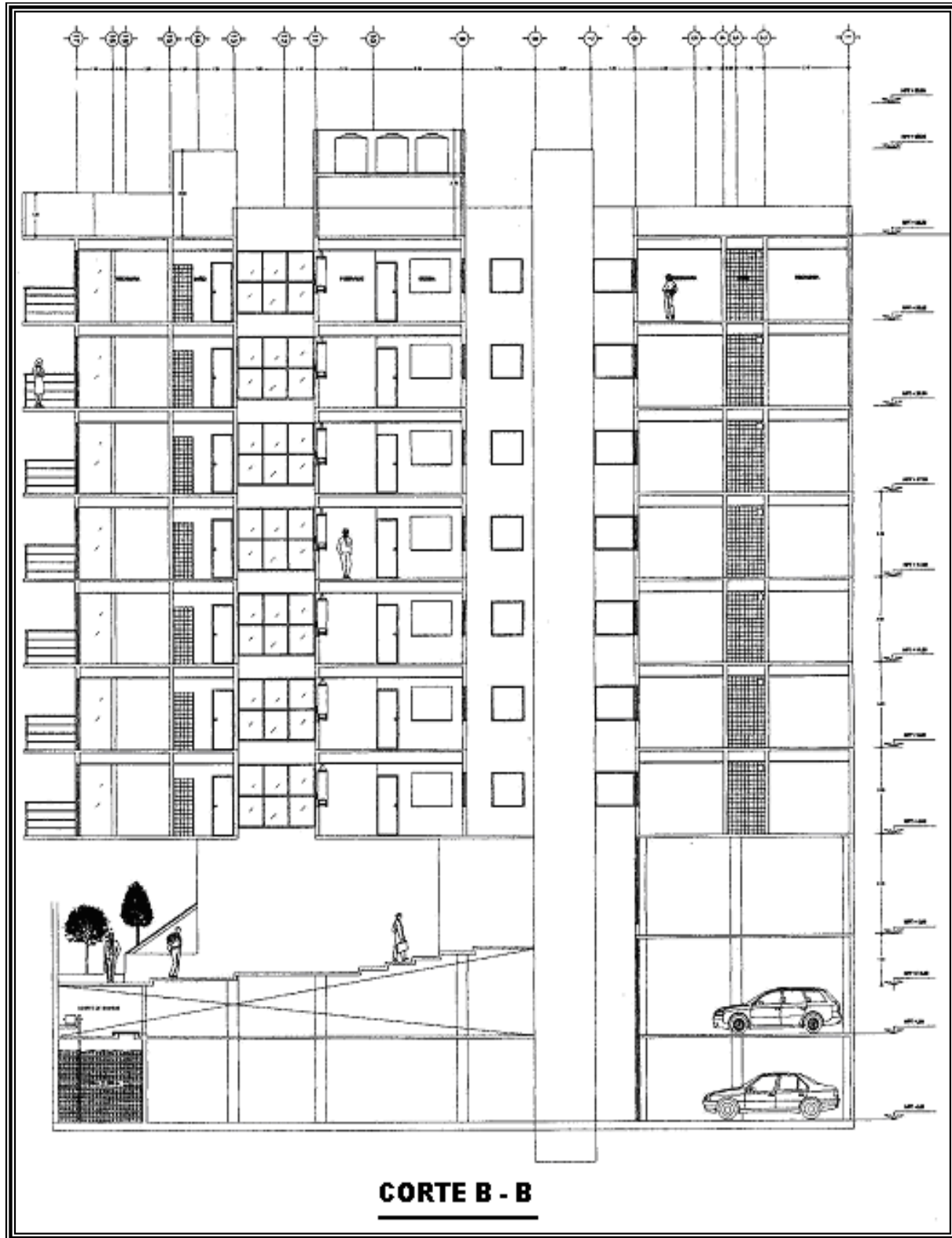


FIGURA 5



II.- TRABAJO DE EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

La investigación del subsuelo tiene como finalidad averiguar el estado natural de un suelo de cimentación antes de la asignación a un predio de un tipo determinado de estructura o de un arreglo de ellas, ***para lo anterior se realizaron tres pozos a cielo abierto y un sondeo profundo dentro del predio de interés.***

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

La exploración del suelo en campo puede realizarse de dos maneras: Exploración Directa y Exploración Indirecta

En la *Exploración Directa* se obtienen muestras de suelo alteradas o inalteradas de las cuales se llevarán al laboratorio para su ensaye. La Exploración Directa se recomienda para estudios del suelo donde se requiere únicamente tener un criterio general del suelo en el que se cimentara, o bien cuando las construcciones sean de importancia, los sondeos a realizar en esta zona no se requieren a profundidades considerables.

En la *Exploración Indirecta* se obtienen las propiedades físicas del suelo a través de la propagación de ondas sísmicas, conducción de corriente eléctrica, propagación de ondas sónicas. Es conveniente utilizar la Exploración Indirecta, si se cimentara en zonas minadas, con oquedades por su misma formación geológica o que contengan grandes capas de rellenos ya sean naturales o artificiales, ya que estos nos permitirían conocer una porción más amplia del terreno.

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

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

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



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

La ubicación dentro del predio de los pozos excavados y del sondeo mixto se muestra en la figura 6.

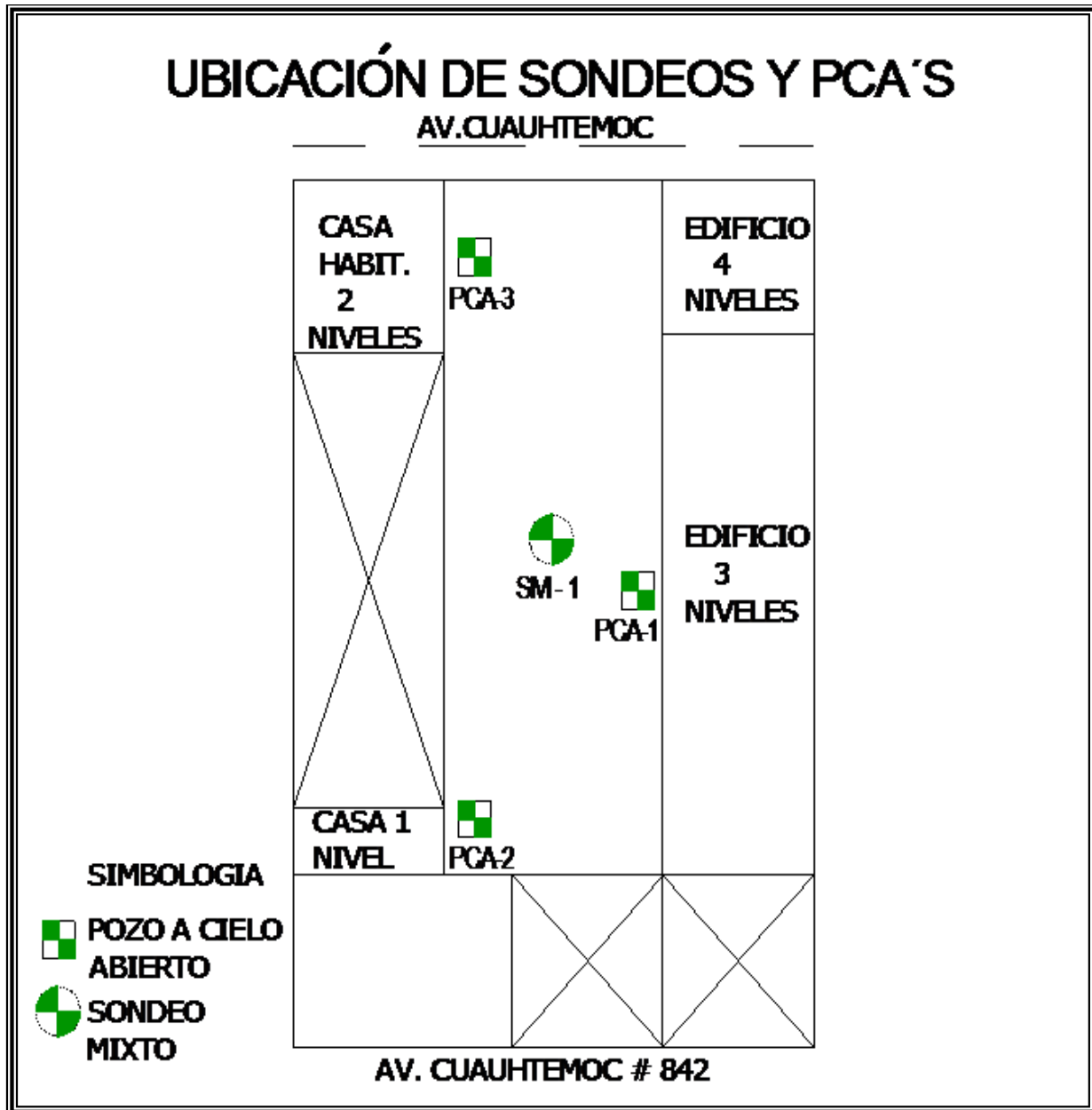


FIGURA 6 UBICACIÓN DE SONDEO MIXTO Y PCA'S

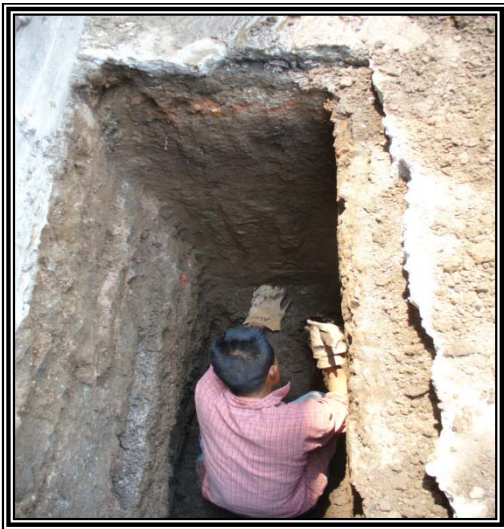


POZOS A CIELO ABIERTO

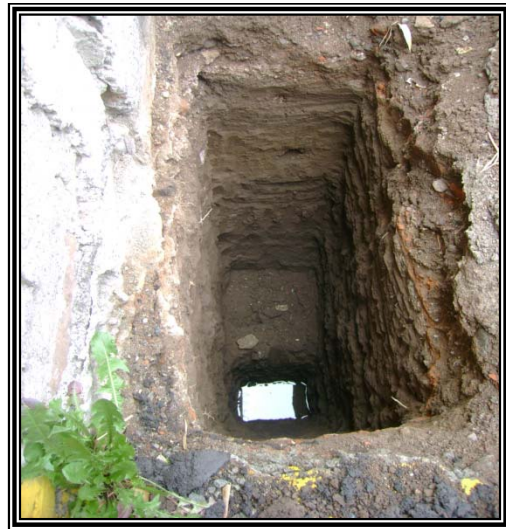
Este sondeo es de los comúnmente empleados y recomendados para determinar las propiedades del subsuelo, debido a que las muestras obtenidas son prácticamente inalteradas.

El método queda limitado principalmente al tipo de material y posición del nivel de agua freática, sin embargo si el nivel freático se encontrara antes de cumplir con los objetivos de esta investigación, esto no deberá considerarse como limitante de la profundidad del pozo, el cual deberá continuarse, aunque se requiera utilizar equipo de bombeo.

Esta condición nos llevara a encarecer el costo de la cimentación y tendrá que tomarse en cuenta al escoger el tipo de estructura a construir en el sitio.



SE OBSERVA LA EXCAVACIÓN DEL P.C.A.



SE OBSERVA EL N.A.F. EN EL P.C.A.

El procedimiento consiste en realizar excavaciones a cielo abierto dentro del predio en estudio de exactamente 0.8 m. x 1.50 m. y profundidad tal que permita determinar las características de los depósitos superficiales (rellenos) y la profundidad a la que se tiene el N.A.F. (Nivel de Agua Freática), ahora bien si las condiciones de los taludes de la excavación lo permiten se profundiza hasta 2 ó 2.5 m, de lo contrario se ampliará la excavación si se considera conveniente.

El pozo debe realizarse con pico y pala, una vez hecha la excavación, en una de las paredes del pozo se va abriendo una ranura vertical de sección uniforme de la cual se obtiene una muestra cúbica de aproximadamente 25 cm. de lado por 20 cm. de profundidad, se debe proteger de inmediato con manta de cielo, que se impregna con una mezcla caliente de brea y parafina, utilizando una brocha para evitar la pérdida del contenido natural de agua.



La muestra se debe orientar marcando la parte superior con una "S" y se envía al laboratorio para su estudio. Si se detectan a simple vista varios estratos de suelo, se tomarán muestras de cada uno de ellos de la misma forma.



OBTENCIÓN DE LA MUESTRA CÚBICA

Es importante mencionar que la excavación y todos los trabajos realizados deberán estar supervisados por un Ingeniero Especialista en Mecánica de Suelos, para que ahí mismo realice sencillas pruebas de campo que determinen de manera preliminar el tipo de suelo y algunas de sus características como granulometría, plasticidad, entre otras.

La ubicación y número de pozos a realizar será en función del tamaño del predio, del área que abarque la nueva construcción, del conocimiento previo de las construcciones que existan y de las colindancias.

Se deberá cuidar que la ubicación de los pozos sea tal que permita la mayor información con el mínimo costo y tiempo dependiendo de las condiciones antes citadas. Los pozos también deben permitir obtener información acerca del desplante de las estructuras colindantes y de las cimentaciones antiguas en el predio mismo en el que caso de que existan.

La investigación de los depósitos superficiales del subsuelo, como ya se mencionó se realizó mediante la excavación de tres pozos a cielo abierto a profundidades variables entre 2.0 y 2.5 m; en los que se inspeccionaron las paredes de los pozos determinando su estratigrafía mediante la clasificación de los materiales con técnicas de campo. Los perfiles estratigráficos de los pozos a cielo abierto excavados y los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras cúbicas obtenidas de los mismos, se presentan a continuación:



PERFIL ESTRATIGRÁFICO DE P.C.A. # 1.



PERFIL ESTRATIGRÁFICO DE P.C.A. # 2.



PERFIL ESTRATIGRÁFICO DE P.C.A. # 3.



SONDEOS CON EQUIPO MECÁNICO

Como parte fundamental del Estudio de Mecánica de Suelos, además de ejecutar las exploraciones con pozos a cielo abierto, es conveniente considerar los sondeos profundos realizados en el sitio de interés.

Como se mencionó anteriormente, los pozos a cielo abierto permiten la inspección directa del suelo en estudio, pero esta misma no se puede llevar a más profundidad por los problemas de control de taludes y filtración del agua freática, por lo que en este caso se requirió efectuar un sondeo de tipo Mixto denominado SM-1, en el sitio de Interés y determinando la estratigrafía del subsuelo en forma completa obteniendo datos más confiables, que serán de gran ayuda en el cálculo de asentamientos y capacidad de carga. El sondeo profundo realizado se efectuó a 25 m de profundidad con la descripción que se presenta más adelante. En las siguientes fotos se observa el equipo mecánico que se utilizó para el sondeo.



SE OBSERVA EL EQUIPO MECÁNICO QUE SE UTILIZÓ PARA EL SONDEO.



MÉTODO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR

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

La prueba se realiza dejando caer un martillo que pesa 63.5 kg. sobre la barra de perforación, desde una altura de 76 cm. El número de golpes N necesarios para producir una penetración de 30 cm. se considera la resistencia a la penetración. Por considerar la falta de apoyo, los golpes de los primeros 15 cm. de penetración no se toman en cuenta; en cambio se cuentan los golpes necesarios para la penetración de los siguientes 15 cm., es decir entre 15 y 45 cm., que constituyen el valor de N.



SE OBSERVA EL EQUIPO Y LA HERRAMIENTA PARA EL MÉTODO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR

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



La tabla siguiente presenta la correlación del número de golpes con la compacidad relativa, en el caso de las arenas, y la consistencia, en el caso de las arcillas, según Terzaghi y Peck:

Correlación entre la resistencia a la penetración y las propiedades de los suelos a partir de la prueba de penetración estándar

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

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



MUESTREO CON TUBO DE PARED DELGADA.

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

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

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

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

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



SE OBSERVAN LOS TUBOS DE PARED DELGADA QUE SE UTILIZAN PARA EL MUESTREO.



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

El muestreador shelby es un tubo de acero de pared delgada, de 10 cm. de diámetro y 1 m de longitud, con el extremo inferior afilado, y unido por el superior a un cabezal con una válvula que permite el alivio de presión durante el hincado y que se cierra durante la extracción; se hincan a presión 80 cm., con velocidad constante, dejando una longitud de 20 cm. donde se alojan los azolves que pudieran tenerse en el fondo de la perforación.



SE OBSERVA LA OBTENCIÓN DE LA MUESTRA CON EL TUBO DE PARED DELGADA.

En el Anexo se presentan los registros de campo del sondeo realizado y el perfil estratigráfico



III.- ENSAYES DE LABORATORIO



PRUEBA LÍMITES DE CONSISTENCIA



PRUEBA COMPRESIÓN SIMPLE



PRUEBA TRIAXIAL

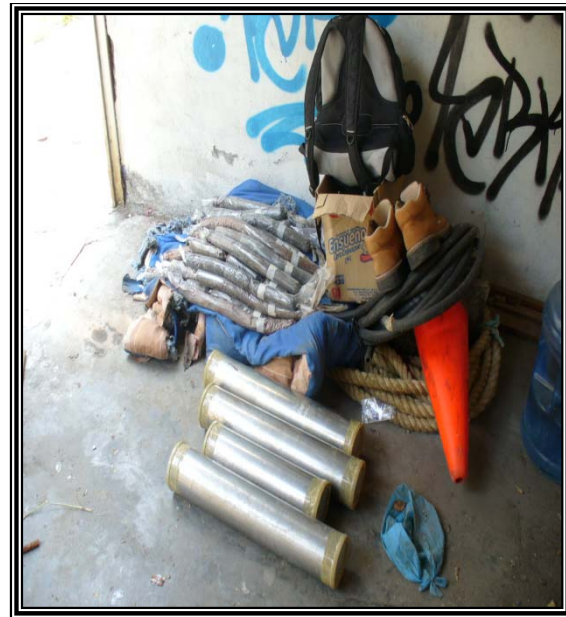
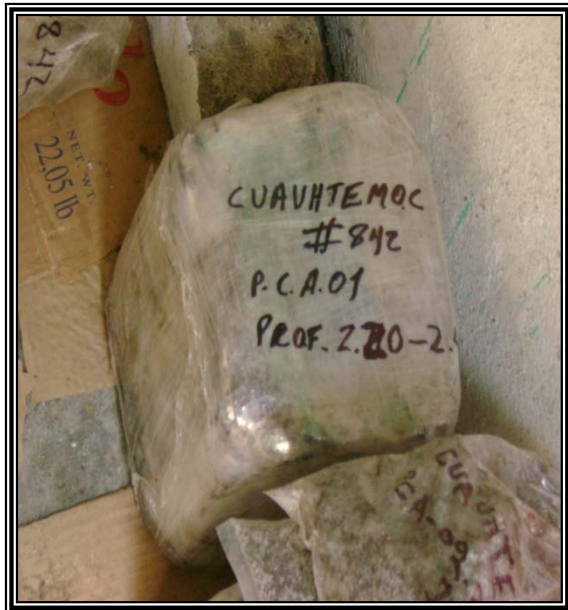


PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN



PRUEBAS DE LABORATORIO

Una vez obtenidas las muestras, se utilizan para obtener las propiedades índice y mecánicas del suelo. Se relacionan las pruebas de laboratorio que se realizaron, de acuerdo al tipo de muestra:



SE OBSERVAN LAS MUESTRAS OBTENIDAS

Muestras alteradas

A las muestras representativas alteradas se les efectuaron las siguientes pruebas de laboratorio:

Propiedades Índice

- 1.- Clasificación Visual y al Tacto
- 2.- Contenido de Humedad
- 3.- Análisis Granulométrico
- 4.- Límites de Consistencia o de Atterberg
- 5.- Densidad de Sólidos



Muestras inalteradas

A las muestras cúbicas inalteradas se les realizaron las siguientes pruebas:

Propiedades Índice

- 1.- Clasificación Visual y al Tacto
- 2.- Contenido de Humedad
- 3.- Análisis Granulométrico
- 4.- Límites de Consistencia o de Atterberg
- 5.- Densidad de Sólidos



ANÁLISIS GRANULOMETRICO



LÍMITES DE ATTERBERG



Propiedades Mecánicas

1.- Resistencia al Esfuerzo Cortante

- a) Compresión Simple
- b) Compresión Triaxial Rápida UU

2.- Compresibilidad

- a) Consolidación Unidimensional



PRUEBA TRIAXIAL DE UNA MUESTRA

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

En estratos representativos se hicieron límites de consistencia y/o porcentaje de finos para conocer su granulometría; se obtuvo en ambos casos la densidad de sólidos. Para conocer los parámetros de resistencia del suelo, se efectuaron en muestras inalteradas ensayos de compresión axial no confinada y compresión triaxial no consolidada-no drenada (pruebas UU).

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

El comportamiento deformacional del estrato compresible que se verá afectado por la construcción de la estructura se obtuvo efectuando en muestras inalteradas (tubo Shelby) la prueba de consolidación unidimensional.

Los parámetros de compresibilidad del suelo, se obtuvieron por medio de la prueba de consolidación estándar realizada en el sondeo profundo del sitio de interés.



IV.- DESCRIPCIÓN DEL SUBSUELO

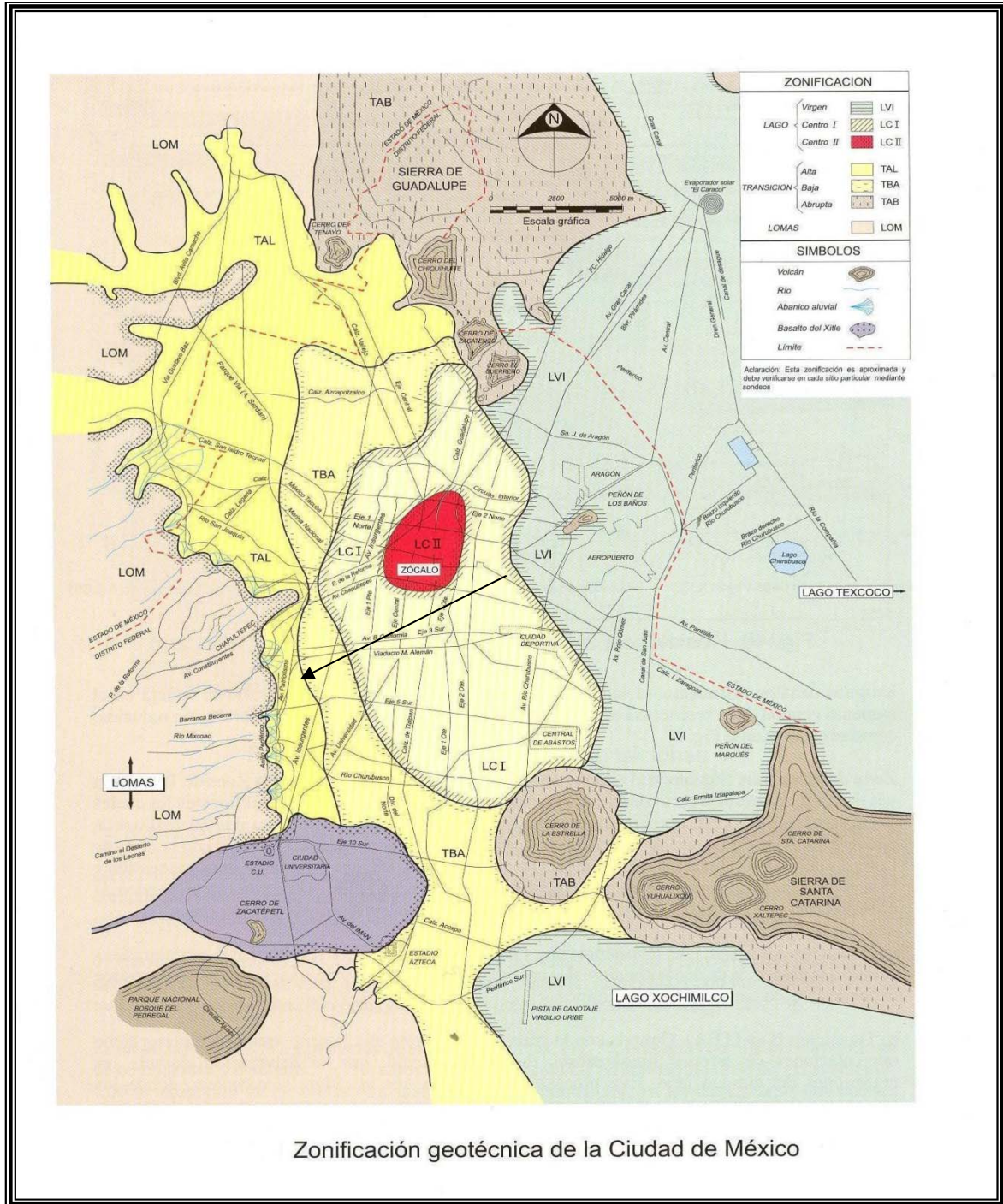


FIGURA 7



CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

El predio de interés se localiza en la Zona III (Zona de Lago), según la regionalización del subsuelo considerada por el Reglamento de Construcciones, en la que dominan los depósitos lacustres de baja resistencia y alta deformabilidad.

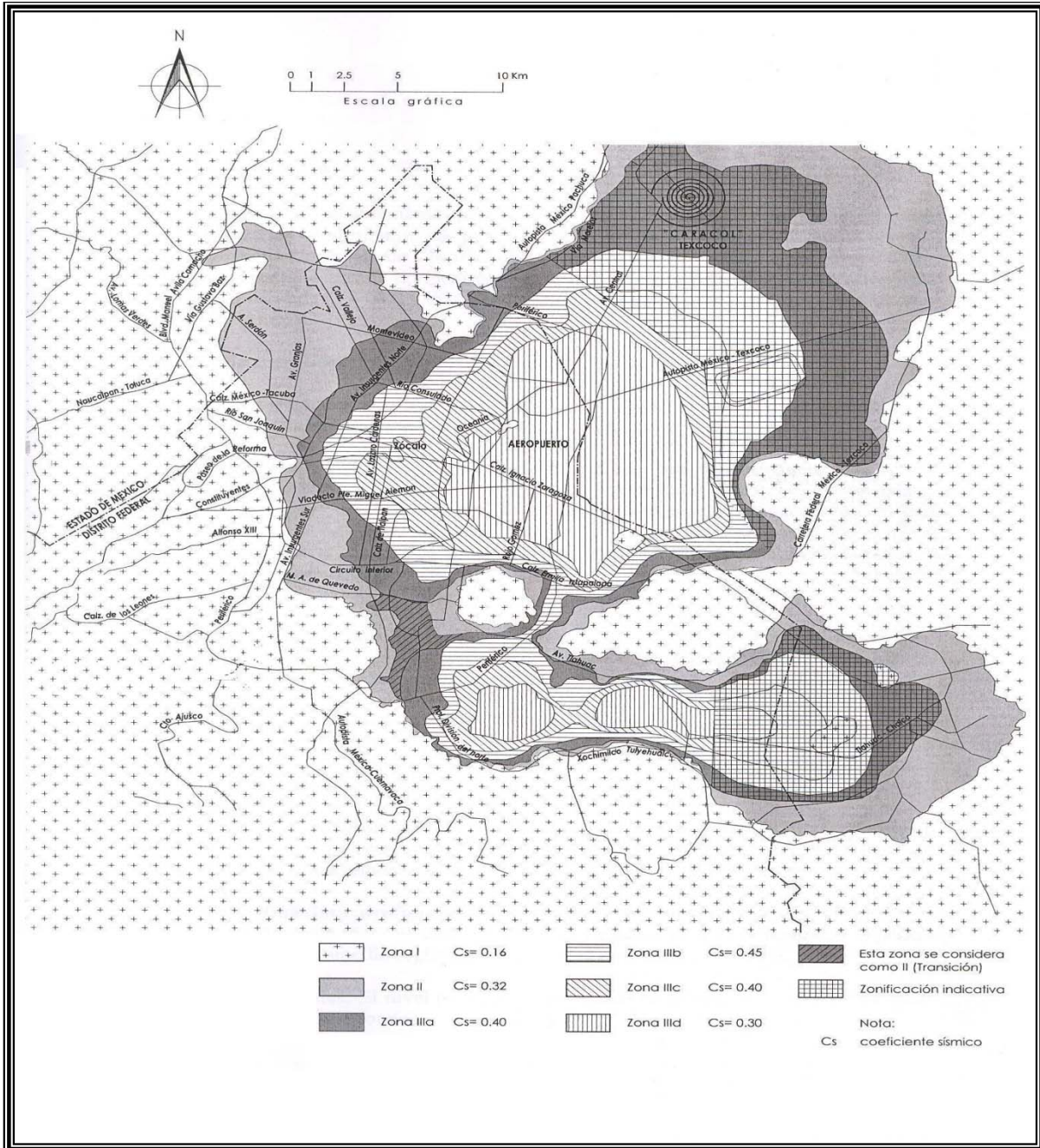


FIGURA 8



Secuencia general del subsuelo

-Superficialmente se encuentran materiales de relleno constituidos por desechos de demolición, de tipo heterogéneo empacados en arcilla arenosa, con espesor variable entre 0.3 y 0.7 m.

-A continuación se detectó la formación conocida como manto superficial, con un espesor de 5 m. Está constituida por arcillas y limos de los grupos CL y OH - MH según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos), con contenido de agua variable entre 50 y 120%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable entre 2 y 8 golpes, de consistencia entre blanda y media. Con cohesión variable de 4 a 6 ton/m² y ángulo de fricción interna variable de 6 a 19° determinados en prueba de compresión triaxial no consolidada no drenada (TR-UU). El peso volumétrico natural es de 1.30 ton/m³.

-Enseguida aparece la formación arcillosa superior con un espesor aproximado de 20 m. Está constituida por arcilla bentonítica de diferentes coloraciones, con estratos intercalados de arena, vidrio volcánico y fósiles. El contenido de agua varía entre 150 y 400%, IRPE variable entre 6 y menos de un golpe, de consistencia entre media y muy blanda. Con límite líquido variable entre 150 y 380 %, límite plástico entre 40 y 60 %, del grupo CH según el SUCS. La cohesión oscila entre 2 y 3.5 ton/m². El peso volumétrico natural varía entre 1.15 y 1.40 ton/m³.

-La primera capa dura se encuentra aproximadamente entre 22.5 y 24 m de profundidad, está constituida por limo arcillo arenoso café verdoso, con contenido de agua variable entre 30 y 70%, el IRPE oscila entre 35 y 50 golpes, de compacidad alta. Con límite líquido de 75%, límite plástico de 40%, del grupo MH según el SUCS.

En el sitio de interés con el objeto de conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo hasta la profundidad en la que son significativos los esfuerzos producidos por las cargas que transmitirán las estructuras que se pretende construir, se realizó un sondeo profundo en el sitio de interés de tipo mixto denominados SM-1 a 25 m de profundidad, efectuado mediante la combinación del muestreo alterado obtenido con la herramienta de penetración estándar con el muestreo inalterado mediante el hincado a presión del muestreador tipo Shelby, y para conocer las características estratigráficas y físicas de los depósitos superficiales en el predio de interés se excavaron dentro del predio tres pozos a cielo abierto denominados PCA-1 a PCA-3, a profundidades variables entre 2.0 y 2.5 m.

La secuencia detallada del sondeo realizado se describe a continuación:



SONDEO MIXTO SM – 1

Profundidad (m)	Descripción
0.20 - 0.80	Arcilla café grisáceo oscuro con escasa arena fina, con un contenido de agua del 35%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) DE 6 golpes; consistencia media.
0.80 – 2.00	Arcilla poco limosa café oscuro con escasa arena fina, con un contenido de agua variable de 49% a 58%; límite líquido de 54% y límite plástico de 22%, que de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de 3 a 8 golpes; consistencia blanda a media.
2.00 – 3.30	Arcilla poco limosa gris oscuro negruzco con escasa arena fina; un contenido de agua variable de 70% a 121%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 1 a 2 golpes; de consistencia muy blanda a blanda.
3.30 – 3.64	Arena fina y media poco limosa gris claro; con un contenido de agua de 53%; muestra obtenida a presión (TS).
3.64 – 3.82	Limo gris claro con poca arena fina; con un contenido de agua de 65%; muestra obtenida a presión (TS).
3.82 – 5.80	Limo poco arcilloso gris con escasa arena fina; con un contenido de agua variable entre 53% a 120%; límite líquido de 43% y límite plástico de 22%, que de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CL; con un porcentaje de finos de 98% y 2% de arena; con una cohesión de 3.0 Ton/m ² ángulo de fricción interna de 10°; con un peso volumétrico natural de 1.89 t/m ³ y una densidad de sólidos de 2.54, con índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de 1 a 4 golpes, de compacidad muy suelta.
5.80 – 6.40	Arcilla gris verdoso oscuro, con un contenido de agua de 180%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) PH, de consistencia muy blanda.
6.40 – 7.20	Arcilla gris verdoso oscuro con manchas café rojizo; con un contenido de agua variable entre 148% a 231%; límite líquido de 167% y límite plástico de 42%, que de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH; con un porcentaje de finos de 98% y 2% de arena; con una cohesión de 2.4 Ton/m ² , ángulo de fricción interna de 4°; con un peso volumétrico natural de 1.20 t/m ³ y una densidad de sólidos de 2.21.
7.20 – 7.80	Arcilla café verdoso con manchas gris verdoso oscuro, con un contenido de agua de 384%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) PH, de consistencia muy blanda.



Profundidad (m)	Descripción
7.80 – 8.40	Arcilla gris verdoso oscuro, con un contenido de agua de 362%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) PH, de consistencia muy blanda.
8.40 – 9.00	Arcilla café verdoso; con un contenido de agua de 338%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 1 golpe, de consistencia muy blanda.
9.00 – 9.60	P.S Arcilla café rojizo, P.M Limo gris oscuro negruzco con poca arena fina, P.I Arcilla café verdoso; con un contenido de agua variable entre 34% a 304%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 2 golpes, de consistencia blanda.
9.60 – 10.20	Arcilla café verdoso; con un contenido de agua de 293%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 2 golpes, de consistencia blanda.
10.20 – 10.82	Arcilla gris verdoso oscuro con manchas café rojizo; con un contenido de agua de 285%; límite líquido de 368% y límite plástico de 43%, que de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH; con un porcentaje de finos de 98% y 2% de arena; con una cohesión de 2.7 Ton/m ² , ángulo de fricción interna de 11°; con un peso volumétrico natural de 1.19 t/m ³ y una densidad de sólidos de 2.22.
10.82 – 11.00	Arcilla gris verdoso con pequeñas lentes de limo gris claro; con un contenido de agua de 122%;
11.00 – 11.60	Arcilla café verdoso con manchas café rojizo; con un contenido de agua de 289%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 2 golpes, de consistencia blanda.
11.60 – 12.20	Arcilla café grisáceo; con un contenido de agua de 266%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) PH, de consistencia muy blanda.
12.20 – 12.80	P.S Arcilla gris verdoso obscuro, P.M Arena fina poco arcillosa gris oscura. P.I Limo poco arcilloso gris obscuro con poca arena fina; con un contenido de agua variable entre 26% y 146%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 6 golpes, de consistencia media.
12.80 – 13.40	P.S Limo poco arcilloso gris oscuro negruzco con poca arena fina. P.I Arcilla poco limoso gris obscuro con escasa arena fina; con un contenido de agua variable entre 88% a 123%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 3 golpes, de compacidad muy suelta.



Profundidad (m)	Descripción
13.40 – 14.00	P.S Arcilla café rojizo con raíces fósiles. P.M Arcilla gris verdoso oscuro con manchas, P.I Arcilla café rojiza; con un contenido de agua variable entre 105% y 183%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 2 golpes, de consistencia blanda.
14.00 – 15.64	Arcilla café rojizo; con un contenido de agua variable entre 144% y 241%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de PH a 3 golpes, de consistencia muy blanda a blanda.
15.64 – 15.82	Arcilla café rojizo con manchas gris verdoso; con un contenido de agua de 221%; límite líquido de 318% y límite plástico de 42%, que de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH; con un porcentaje de finos de 99% y 1% de arena; con una cohesión de 9.0 Ton/m ² , ángulo de fricción interna de 6°; con un peso volumétrico natural de 1.23 t/m ³ y una densidad de sólidos de 2.24.
15.82 – 16.00	Arcilla café rojizo; con un contenido de agua de 218%; muestra obtenida a presión (TS).
16.00 – 16.60	P.S Arcilla gris verdoso oscuro con poca arena fina, P.I Arcilla gris verdoso oscuro; con un contenido de agua variable entre 132% y 336%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 2, de consistencia blanda.
16.60 – 17.20	P.S Arcilla gris verdoso oscuro, P.I Limo arenoso fino gris oscuro; con un contenido de agua variable entre 137% y 22%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) más de 50 golpes, de consistencia blanda; con un porcentaje de finos de 50% y 50% de arena.
17.20 – 17.80	P.S Limo poco arcilloso café grisáceo oscuro con poca arena fina, P.I Arcilla gris verdoso oscuro; con un contenido de agua variable entre 45% a 107%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 9 golpes, de compacidad suelta.
17.80 – 18.40	P.S Arcilla gris oscuro con escasa arena fina, P.I Arcilla gris verdoso oscuro; con un contenido de agua variable entre 47% y 182%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 10 golpes, de consistencia firme.
18.40 – 19.00	P.S Limo arenoso fino gris oscuro., P.I Limo poco arcilloso gris oscuro con poca arena fina; con un contenido de agua variable entre 31% y 38%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 32 golpes, de compacidad compacta.
19.00 – 19.60	Limo poco arcilloso gris oscuro con poca arena fina; con un contenido de agua de 44%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 34 golpes, de compacidad compacta.



Profundidad (m)	Descripción
19.60 – 20.28	P.S Arcilla gris oscuro, P.I Limo gris claro (ceniza volcánica); con un contenido de agua variable entre 64% y 119%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 4 golpes, de consistencia blanda.
20.28 – 22.80	P.S Arcilla gris oscuro con escasa arena., P.M Limo poco arcilloso gris oscuro con poca arena fina., P.I Arena fina, media y gruesa poco limosa gris oscuro; con un contenido de agua variable entre 13% y 33%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 36 golpes, de consistencia dura.
22.80 – 23.40	Arena fina media y gruesa poco limosa gris oscuro; con un contenido de agua de 43%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) más de 50 golpes, de compacidad muy compacta; con un porcentaje de finos de 2% y 98% de arena.
23.40 – 24.00	Arena fina, media y gruesa poco limosa gris oscuro con algunas gravillas; con un contenido de agua de 13%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) más de 50 golpes, de compacidad muy compacta.
24.00 – 24.60	P.S Arena fina, media gruesa gris oscuro con pocos finos de limo no cohesivo., P.I Limo gris oscuro con poca arena fina; con un contenido de agua variable entre 19% y 32%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 38 golpes, de compacidad compacta.
24.60 – 25.20	Limo gris oscuro con poca arena fina; con un contenido de agua de 47%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 19 golpes, de compacidad media.

El nivel de aguas freáticas, se detecto a 2.10 m de profundidad aproximadamente. Esta posición del agua freática depende de la época del año y de las fugas e infiltraciones que se generan en las colindancias.

La distribución de esfuerzos con respecto a la profundidad se indica en la figura 9 donde se indica la diferencia entre las presiones efectivas y la carga de preconsolidación de los depósitos arcillosos profundos.

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



De acuerdo a las características estratigráficas de los depósitos del subsuelo y a la zonificación geotécnica de la Ciudad de México el predio de interés se encuentra en la zona III denominada de Lago, a la que corresponde un coeficiente sísmico de 0.40.

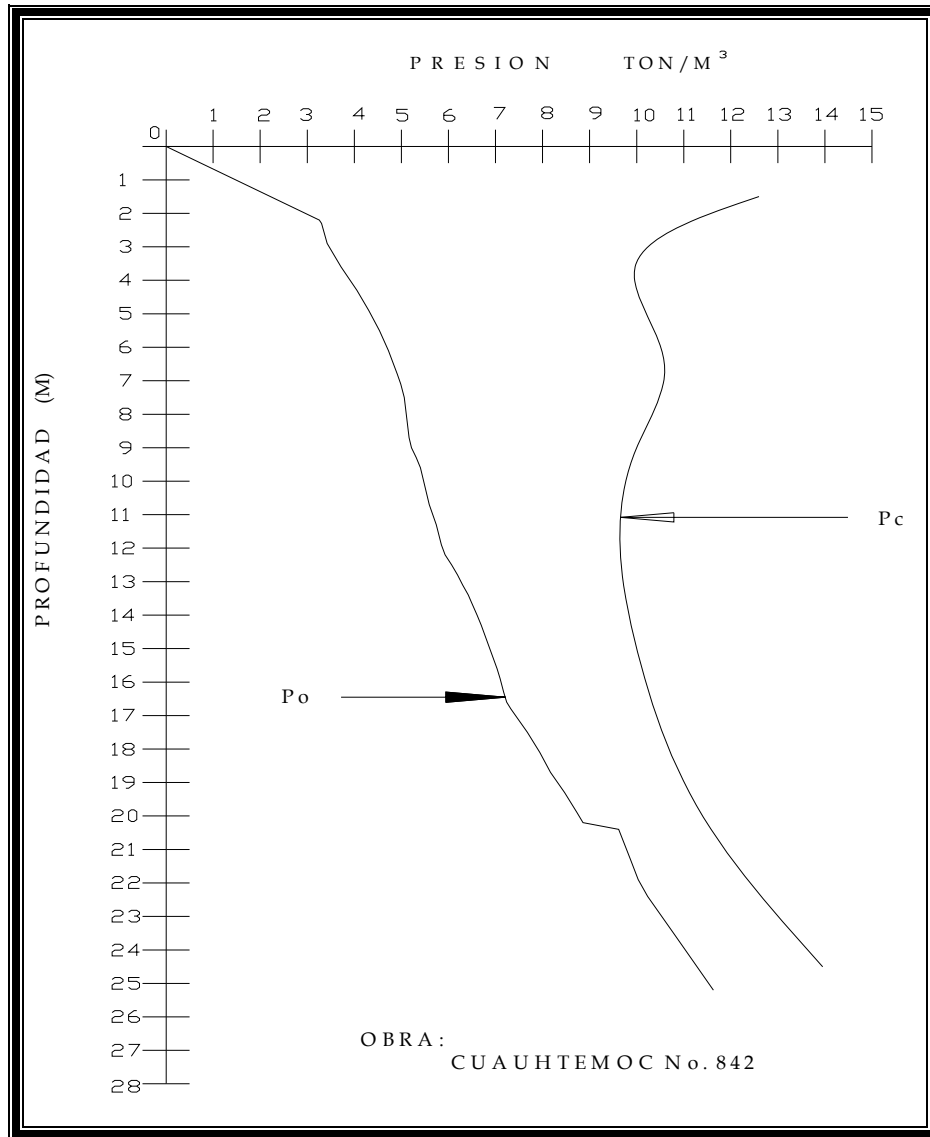


FIGURA 9 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS.

En esta gráfica se observa que los suelos están preconsolidados del orden de 4 ton/m^2 a 10 m de profundidad, pero a partir de esta profundidad se decrementa la preconsolidación conforme se profundizan los materiales arcilloso.



V.- ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN

El proyecto arquitectónico presenta las siguientes características geométricas:

- Sótano de estacionamiento desplantado a -5.1 m de profundidad respecto al nivel de banqueta, considerando un espesor de la losa de cimentación de 30 cm. y nivel de piso terminado la cota - 4.8 m.
- La relación entre las dimensiones del predio mayor promedio (29.90 m) y menor promedio (11.74 m).
- La relación entre la altura del edificio (29.3 m) y la dimensión menor promedio de la planta del sótano de estacionamiento es 5.1 m.

Considerando las características arquitectónicas y estructurales de la estructura proyectada y las correspondientes a las características estratigráficas y físicas del subsuelo, en particular la existencia de depósitos de relleno en los primeros 80 cm. de profundidad subyaciendo se tiene la costra superficial con un espesor medio de 4 m que se encuentra preconsolidada por desecación, posteriormente se tiene la formación arcillosa superior constituida por materiales de tipo arcilloso de alta compresibilidad y baja resistencia, con espesor del orden de 18.5 m, los cuales presentan un esfuerzo de preconsolidación mayor al esfuerzo efectivo actual del subsuelo de 2 ton/m² en la parte superficial decrecentándose conforme se profundiza, y finalmente a 22.5 m se detecto la primera capa dura formada por depósitos resistentes con espesor medio de 2.5 m.

En esas condiciones y para la estructura de siete niveles, planta baja y sótano y medio se tendrá un peso unitario en su área cubierta de 10.87 ton/m², considerando el área cubierta propuesta para el cajón de cimentación que es un área mayor a la cubierta por sembrado del edificio con una ampliación en el sentido transversal (por proyecto) equivalente al área que tiene la superficie del terreno, que permita disipar la carga transmitida por la estructura a un valor mínimo que no repercuta en el comportamiento de los mismos evitando que se presenten asentamientos mayores a los admisibles.

Conforme a las cargas proporcionadas es conveniente que los materiales que constituyan los diferentes elementos de construcción de la estructura sean lo más ligeros posible.



De acuerdo a lo anterior se analizaron diferentes alternativas:

Primera alternativa.- Cajón de Cimentación desplantado a 5.1 m considerando el nivel de piso terminado a -4.8 m. Las características anteriores generan los siguientes problemas geotécnicos para el diseño de la cimentación del proyecto:

- Asentamientos a largo plazo superiores a los permitidos por el Reglamento. Considerando que la carga del edificio es de 3870 ton, en condiciones medias, equivalente a 10.87 ton/m^2 , peso del suelo desalojado por la cimentación igual a 7.65 ton/m^2 , lo que desarrolla una presión neta de 3.22 ton/m^2 , y con la cual se obtienen asentamientos del orden de 26 cm. fuera de lo permisible.
- Falla de la costra superficial por los esfuerzos transmitidos en condición sísmica.
- Tensiones en la losa de cimentación del sótano de estacionamiento.
- Se presentan excentricidades de gran magnitud en el sentido longitudinal del orden de 2.31 m lo que implica colocar **un lastre** en la zona oriente del orden de 923 ton y **otro lastre** en el sentido transversal por la excentricidad del orden de 0.20 m lo que indica colocar un lastre en la zona sur de 148 ton.

Con esta alternativa es necesario eliminar la excentricidad que se tiene, por lo que se tendrían que lastrar, y este efecto sobrecargaría más al cajón transmitiendo una carga neta de 13.88 ton/m^2 , lo que produciría un asentamiento todavía mayor.

Además la profundidad del cajón propuesto tendría que ser a 7.4 m (ver figura 10), con el objeto de dejar completamente compensado el cajón de cimentación, debido a que la influencia de los esfuerzos que se inducirán en la colindancia Norte por el edificio proyectado y el existente, de no aplicarse lo anterior se puede ocasionar que en esta zona el edificio presente desplomos importantes y se vean reflejados en el mal comportamiento de los mismos.

La segunda alternativa: es una solución de cimentación del proyecto mediante un cajón rígido de cimentación, desplantado a 7.4 m de profundidad en todo el terreno para compensar totalmente al cajón, (considerando que el piso terminado del último sótano está en la cota -4.8 m), y únicamente en la zona ubicada entre los ejes 9 a 17, y entre los ejes A-Q, deberá profundizarse el cajón de cimentación hasta 9 m de profundidad (equivalente a 386 ton), para eliminar parte de la excentricidad que se tiene entre el centro de cargas y el centro geométrico, complementado con un lastre (386 ton) a la profundidad de 5.1 m, y de 7.4 m entre los ejes 1-6 y entre los ejes A-Q. (Ver figura 11). Al igual que la primera alternativa la profundidad del cajón propuesto, es con el objeto de dejar completamente compensado el cajón de cimentación, debido a que la influencia de los esfuerzos que se inducirán en la colindancia Norte por el edificio proyectado y el existente, ocasionaran problemas de asentamientos entre estos.

La tercera alternativa y que se considera la más viable: es una solución de cimentación del proyecto mediante un cajón rígido de cimentación desplantado a -5.1 m de profundidad (considerando que el piso terminado del último sótano está en la cota -4.8 m) y complementado por pilotes de fricción de 45 cm. de lado y desplantados a 19 m de profundidad, que eliminen la excentricidad se tiene de oriente a poniente de 2.31 m y en el sentido sur a norte de 0.20m, y por otro lado limiten los asentamientos máximos a 15 cm. (Ver figura 12).

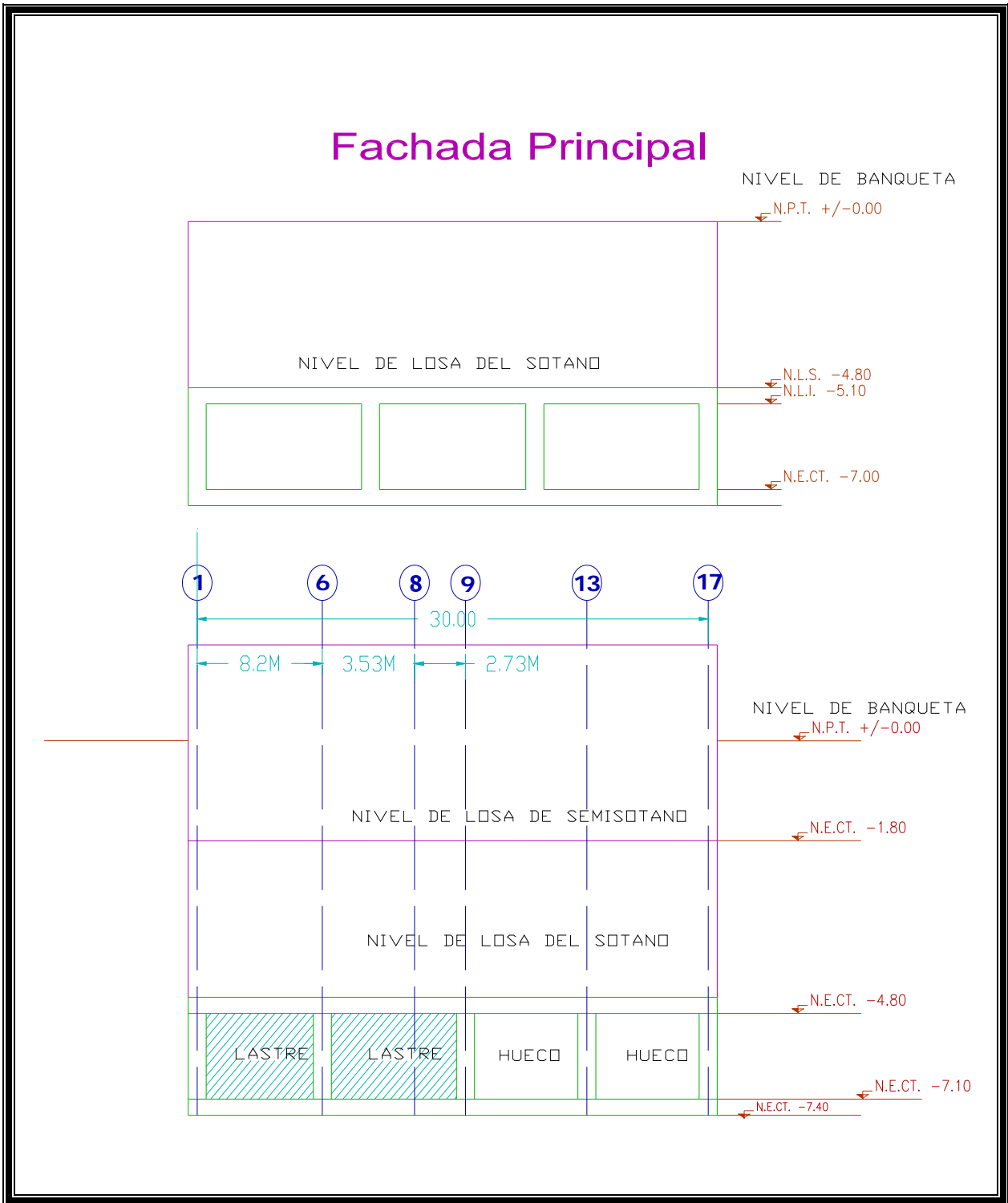


FIGURA 10. CAJÓN DE CIMENTACIÓN COMPENSADO TOTALMENTE Y CON LASTRE

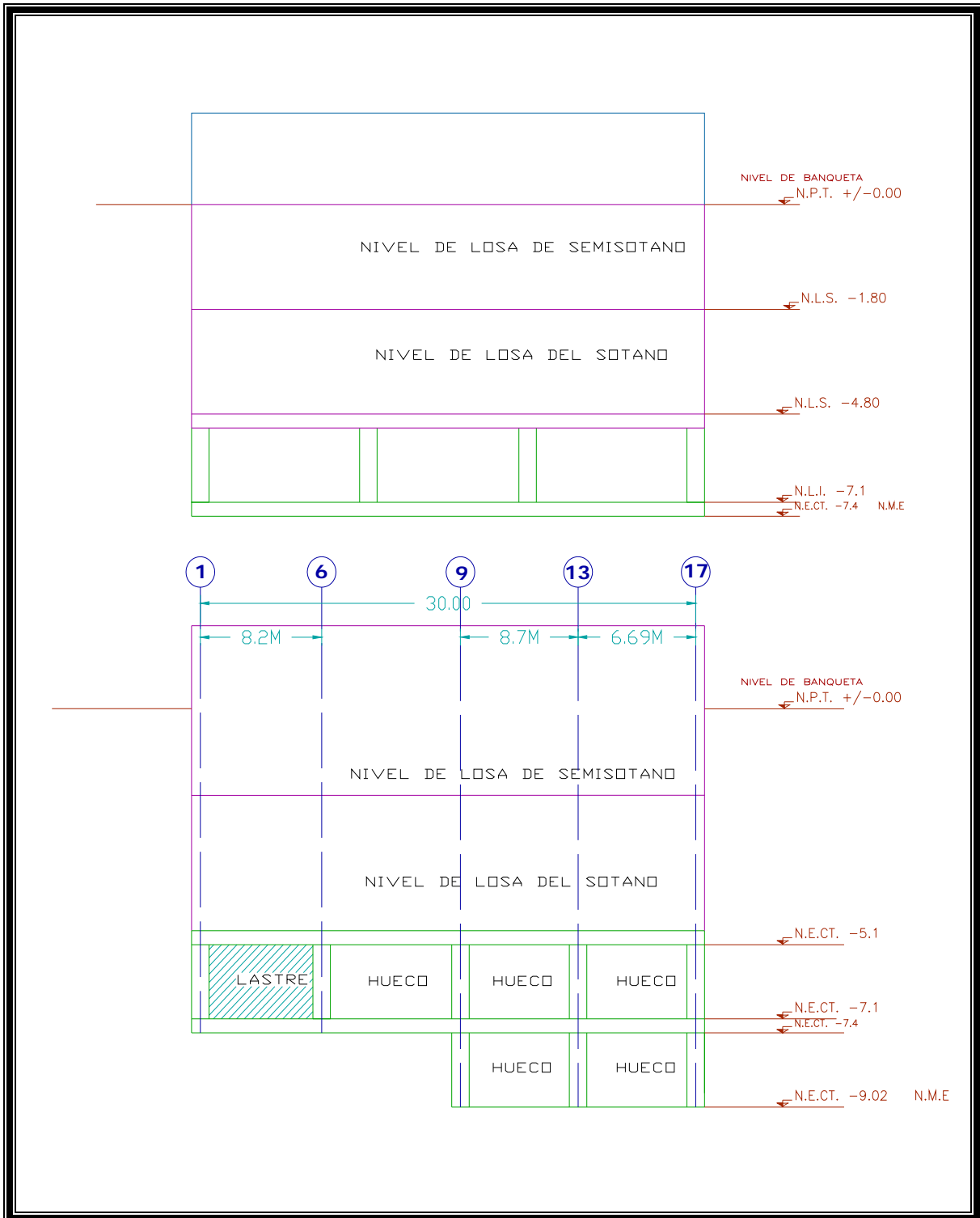


FIGURA 11. CAJÓN DE CIMENTACIÓN COMPENSADO TOTALMENTE, CON DIFERENTES DESPLANTES Y CON LASTRE

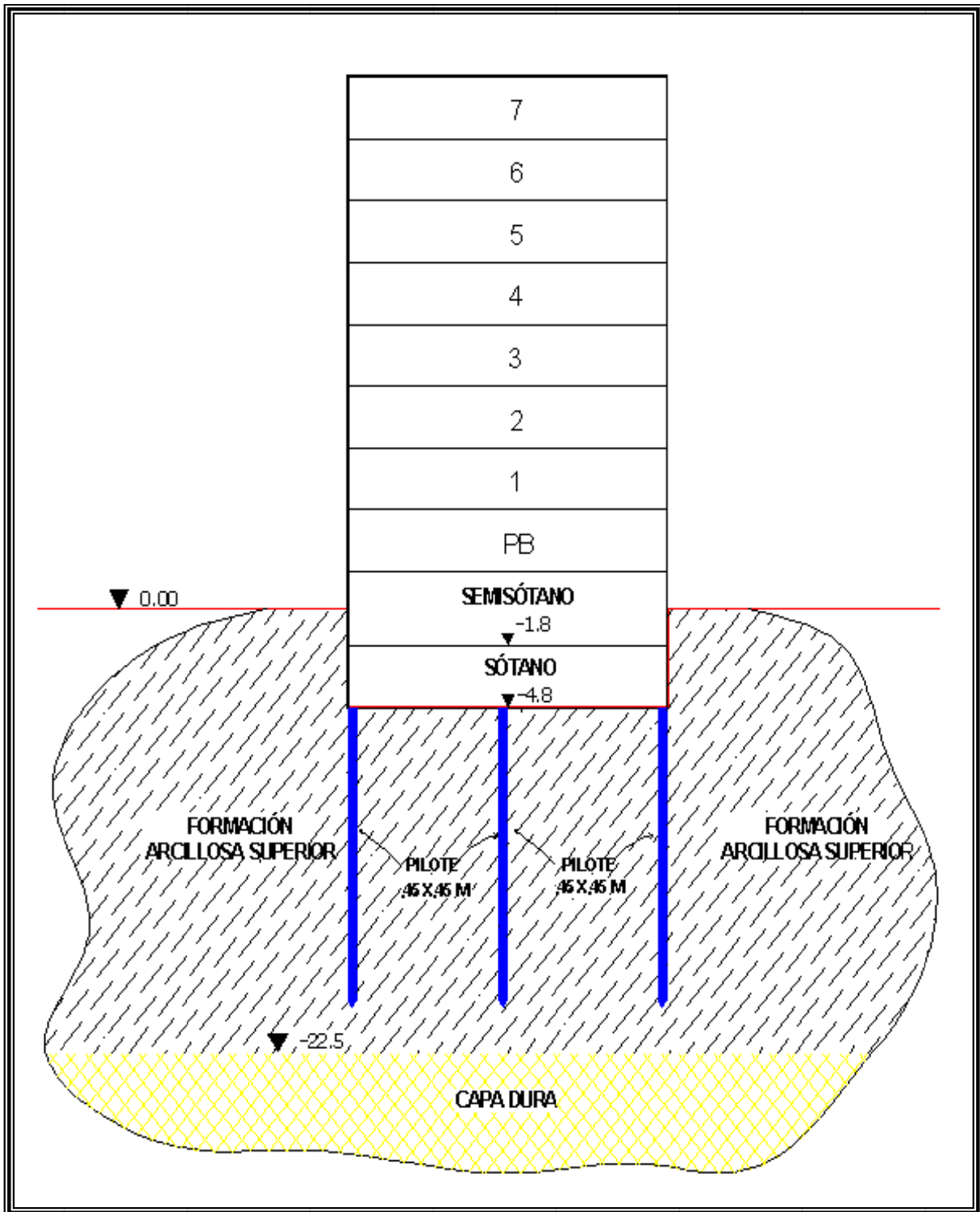


FIGURA 12. CAJÓN DE CIMENTACIÓN PARCIALMENTE COMPENSADO CON PILOTES DE FRICCIÓN



En cualquiera de las alternativas propuestas se debe considerar la concentración de los esfuerzos inducidos por el edificio existente en su colindancia Norte y el que se proyecta para construir, pues de no considerarse se ocasionaran desplomos importantes y asentamientos que afectarían el comportamiento de la estructura.

Dadas las condiciones de deformabilidad de los depósitos lacustres del subsuelo y para evitar que la estructura a mediano plazo sufra hundimientos diferenciales que provoquen la pérdida de su verticalidad, es necesario que no se tengan excentricidades entre el centro geométrico del área cubierta por el cajón de cimentación y el centro de cargas de la estructura. Sin embargo el proyecto tiene una excentricidad en el sentido longitudinal de 2.31 m y en el sentido transversal de 0.21 m, lo que indica que la estructura tendrá desplomos y estará sometida a fuerza de tensión y compresión, razón por la cual establece que es necesario eliminar dicha excentricidad.

SOLUCIÓN DE CIMENTACIÓN

Cargas de proyecto

Departamentos y estacionamiento

Número de losas = 8.0

Área de cada losa = 257.68 m²

Cargas

CV+CM en condiciones máximas 4212 ton. (Condiciones estáticas)

CV+CM en condiciones instantáneas 3936 ton. (Condiciones dinámicas)

Estacionamientos sótano, semisótano y planta baja

Número de losas = 3

Área de cada losa = 356 m²

Peso de la estructura (media) = 3869 ton

Excavación

Área excavada = 356 m²

Profundidad de excavación = 5.1 m

Peso volumétrico del suelo excavado = 1.5 ton/m³

Peso del suelo excavado = 2723 ton

Esfuerzo Total = 15.02 ton/m²

Esfuerzo Total con área ampliada = 10.87 ton/m²

Esfuerzo Neto = 3.22 ton/m²

A continuación se presentan los resultados de los análisis efectuados para la alternativa de cimentación propuesta.



ELECCIÓN DEL TIPO DE CIMENTACIÓN

El Reglamento de Construcciones establece que los límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación será de 30 cm. en construcciones aisladas y de 15 cm. en construcciones colindantes. Lo anterior únicamente se satisface limitando la presión neta transmitida al subsuelo a 1 ton/m^2 , es decir, tal que las cargas transmitidas por la estructura sean menores a la capacidad de carga del terreno natural y a su preconsolidación.

Para el edificio analizado, el peso de la estructura incluyendo el peso propio de la cimentación para las condiciones de carga permanente mas carga viva media, corresponde a una presión unitaria de 15.02 ton/m^2 para siete niveles, planta baja y sótano y medio, considerada uniformemente distribuida por la losa de cimentación, la cual tendrá un área ampliada en el sentido longitudinal con respecto al sembrado, transmitiendo una presión unitaria de 10.87 ton/m^2 .

Considerando que los materiales del subsuelo entre 0.6 y 5.1 m de profundidad media tienen un peso volumétrico de 1.5 ton/m^3 y una resistencia al esfuerzo cortante de 2.5 ton/m^2 , la profundidad de desplante establecida por proyecto será a -5.1m . En esas condiciones la estructura transmitirá una presión de 3.22 ton/m^2 , tomando en cuenta la compensación de 7.65 t/m^2 por la excavación que alojara al cajón desplantado a -5.1 m y dado que la presión transmitida al subsuelo es mayor a lo permisible deben implementarse pilotes de fricción.

Determinación de la capacidad de carga.

La capacidad de carga de los materiales sobre los que se desplantará el cajón de cimentación se determinó considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de la falla son suelos cohesivos aplicando la siguiente expresión:

$$Qa = (C)(Nc)(FR) + PV$$

En Donde:

Qa = Capacidad de carga admisible del suelo de apoyo de la cimentación, en ton/m^2

C = Cohesión del Material de apoyo, en ton/m^2 .

Nc = Coeficiente de Capacidad de Carga, Adimensional y dado por:

$$NC = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{DF}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right)$$



En el cual:

Df = Profundidad de Desplante la Cimentación en m.

B = Ancho del Cimiento, en m.

L = Largo del Cimiento, en m.

FR = Factor de Resistencia, Adimensional e igual a 0.70

Pv = Presión Vertical Total a la Profundidad de desplante de la cimentación.

Los materiales menos favorables que se tendrán al nivel del desplante recomendado corresponden a materiales arcillosos poco limo arenosos, de baja resistencia y alta compresibilidad, con un índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 1 y 4 golpes, en general se tiene una cohesión de 2.5 ton/m^2 , un peso volumétrico de 1.5 ton/m^3 , obtenidos de los resultados de las pruebas triaxiales no consolidadas- no drenadas UU y de la compresión axial no confinada realizadas en las muestras cúbicas obtenidas, se obtuvo la capacidad de carga admisible para diseño, que resulta para los materiales de apoyo de la losa de cimentación obteniéndose una **Capacidad de Carga Admisible de 13 ton/m^2** , considerando el empotramiento de 5.1 m de profundidad.

REVISIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE FALLA EN CONDICIONES ESTÁTICAS

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

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

Donde:

Q = Suma de las acciones verticales debidas a la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación en ton.

Fc= Factor de carga, adimensional e igual a 1.4

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

FR = Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.70

Considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, la desigualdad se satisface con los siguientes valores:

$$\frac{Q F.c.}{A} = 11.83 \text{ ton/m}^2 < R F_R = 13 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto la cimentación es estable ante el estado límite de falla en condiciones estáticas.



DIMENSIONAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

El peso de la estructura de interés para la condición de cargas permanentes más carga viva máxima de acuerdo a datos proporcionados, presenta una *excentricidad entre el centro de cargas y el centro de reacción de la cimentación de 2.31 m en el sentido longitudinal y de 0.21 m en el sentido transversal.*

ESTADO LÍMITE DE FALLA EN CONDICIONES DINÁMICAS

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

$$W_t F_c - W_c < F_R A_R q \left[1 - \frac{0.12 F_c a_0 b \gamma}{F R c g} \right]$$

Donde:

W_t = Carga Total de la Estructura en la Condición Analizada.

F.c. = Factor de Carga, Adimensional e igual a 1.1

W_c = Peso del Suelo Desplazado para la Construcción de la Cimentación, en ton, igual a

$$W_c = (D_f \gamma)$$

F_R = Factor de Resistencia adimensional e igual a 0.7

A_R = Área reducida del cajón de cimentación, para tomar en cuenta el momento de volteo debido a Sismo, igual a:

$$A_R = (B - 2e)L$$



Donde:

B = Ancho del Cajón de Cimentación.

L = Largo del Cajón de Cimentación

e = Excentricidad dada por:

$$e = \frac{M_s}{W_t}$$

Donde:

W_t = Peso de la Estructura en la Condición Analizada, en ton.

M_s = Momento de volteo debido a sismo, obtenido en forma aproximada con la siguiente expresión:

$$M_s = 0.8 \left(\frac{2}{3} \right) H_T W_t \left(\frac{C_s}{Q} \right)$$

Donde:

H_T = Altura Total de la Estructura, medida a partir del desplante.

C_s = Coeficiente de diseño sísmico, igual a 0.40

Q = Factor de comportamiento sísmico (ductibilidad).

q₁ = Capacidad de Carga neta del suelo de apoyo de la cimentación, obtenida con la siguiente Expresión:

$$q_1 = CNc$$

Donde:

C = Cohesión media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla.

Nc = Coeficiente de Capacidad de Carga

a₀ = Aceleración horizontal máxima del terreno, según el Reglamento de Construcciones, igual a 0.40 g, para Estructuras tipo B, afectada por un factor de ductilidad de 3.0

a₀ = 0.40 x 9.81/4 = 0.98 m/seg², siendo “g” la aceleración debida a la gravedad.

b = Mínimo de (d, 1.2 h, 20m)



En la cual:

d = Ancho del Área reducida del cajón de cimentación.

h = Profundidad desde el nivel de desplante del cajón de cimentación hasta la capa dura más próxima.

γ = Peso Volumétrico medio del suelo al nivel de desplante, hasta una profundidad B , abajo de él.

c = Cohesión media del suelo, desde el nivel de desplante, hasta una profundidad B , abajo de él.

La desigualdad antes mencionada se satisface de la siguiente manera:

$$1606 \text{ ton.} < 2278 \text{ ton.}$$

Para la estructura analizada, por lo tanto la cimentación es estable en condiciones dinámicas.

Se determinaron los esfuerzos máximos que en condiciones dinámicas aplicará el cajón de cimentación empleando la fórmula de la escuadría dada por la siguiente expresión:

$$P = \frac{Q}{A} + \frac{M_v}{I_x} Y + 0.3 \frac{M_v}{I_y} X$$

Donde:

P = Esfuerzo a la distancia x del eje centroidal

Q = Suma de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad instantánea.

A = Área del cajón de cimentación.

M_v = Momento de Volteo debido a sismo.

x, y = Distancia centroidal del cajón de cimentación a la orilla más alejada.

I_x, I_y = Momento de Inercia centroidal del área de apoyo del cajón de cimentación, en el sentido largo y corto.



Se obtuvo un esfuerzo máximo aplicado por el cajón de cimentación bajo condiciones de sismo de 41.35 ton/m^2 , que es mayor al esfuerzo correspondiente a la capacidad de carga última del suelo de apoyo, que es de 20 ton/m^2 , por lo tanto se presentarán deformaciones plásticas permanentes, y no podrá resolverse únicamente como cajón de cimentación.

ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Se calcularon los movimientos verticales que sufrirá la estructura provocados por la consolidación del depósito arcilloso que se tiene, debido al incremento de presión transmitido.

Para estimar los asentamientos que sufrirá la estructura a largo plazo, se consideró un incremento de presión debido a una carga superficial de 3.22 ton/m^2 .

Como se menciono anteriormente, el tipo de cimentación más adecuado para una estructura depende de factores como su función, las cargas a las que estará sujeta, las condiciones del subsuelo y el costo de la cimentación comparado con el costo de la estructura.

Los movimientos verticales que sufra la estructura respecto al terreno circundante se deberán a las recuperaciones de las expansiones elásticas producidas durante la construcción de la cimentación y los hundimientos debidos a la consolidación de los depósitos arcillosos, producidos por el incremento de presión neta transmitida al subsuelo.

EXPANSIONES ELÁSTICAS

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

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

$$\delta = \frac{qB}{E} \left[(1 - M^2)F_1 + (1 - M - 2M^2)F_2 \right]$$



Donde:

q = Descarga uniformemente repartida superficialmente, provocada con la excavación, en ton/m².

B = Ancho del área descargada, en m.

F₁ y F₂ = Coeficientes Adimensionales, que dependen de la relación D/L y L/B.

D = Espesor del Estrato Considerado, en m.

L = Longitud del área descargada

E = Módulo de Elasticidad del suelo bajo la zona de excavación, en ton/m².

u = Relación de Poisson, adimensional.

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

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

Los módulos de elasticidad y relación de Poisson considerados se enlistan a continuación:

Profundidad (m)	Módulo de elasticidad (ton/m ²)	Relación de Poisson
5.10 - 6.00	750	0.50
6.00 - 22.50	550	0.50
22.50 - 25.00	5000	0.30

Se obtuvo que excavando toda el área que ocupará la losa de cimentación, para su despalme se tendrán las expansiones máximas esperadas al centro de 13 cm. y en la esquina de 6.5 cm, las cuales resultan admisibles.

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



ASENTAMIENTOS DIFERIDOS

Se estimaron los asentamientos a largo plazo que sufrirá la cimentación considerando que transmitirá un incremento de presión neta a los materiales del subsuelo de 3.22 ton/m^2 , actuando a partir del nivel de desplante de la cimentación, y obtenido de restar a la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad media, incluyendo el peso propio de la cimentación y la descarga por la excavación necesaria para alojar al cajón de cimentación.

Según la teoría de Boussinesq, los asentamientos tomando en cuenta las presiones efectivas actuales en el subsuelo y las curvas de compresibilidad del estrato arcilloso afectado por la sobrecarga aplicada, se obtuvieron valores de los asentamientos máximos esperados a largo plazo de 26 cm. para el centro y mínimos de 15 cm. en una de sus esquinas.

Por lo que se establece que tomando en cuenta las cargas proporcionadas, la construcción de un cajón de cimentación desplantado a 5.1 m de profundidad con respecto al nivel de banquetta y que la presión neta transmitida al suelo de 3.22 ton/m^2 por efecto de la compensación, se obtuvieron valores de los asentamientos máximos esperados a largo plazo, los cuales no son admisibles y están fuera de reglamento.

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

Por lo que se concluye que debido a la magnitud de la carga que la estructura transmitirá al subsuelo, que aunque se considere la compensación que se tendrá por la excavación que alojara al cajón de cimentación la presión transmitida al subsuelo será mayor a la preconsolidación que tienen los materiales que subyacen al subsuelo, lo que traerá como consecuencia asentamientos mayores a los permisibles.

Sin embargo muy independiente de que los asentamientos están fuera de reglamento, la excentricidad que tiene el proyecto deberá eliminarse en forma total, de lo contrario se tendrán asentamientos diferenciales importantes que traerá como consecuencia desplomos en la estructura que ocasionarán daños a las colindancias y a la propia estructura.



EMPUJES SOBRE LOS MUROS PERIMETRALES DE LOS CAJONES DE CIMENTACIÓN

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

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

La presión hidráulica que ejerce el agua obtenida como el producto de su peso volumétrico por la profundidad, debido a que hasta la máxima profundidad de excavación no existen abatimientos piezométricos.

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

Para tomar en cuenta las solicitaciones sísmicas, se determinó una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa de suelo deslizante por un coeficiente sísmico de 0.40 (Zona de Lago).

Una vez calculados los valores de los cuatro efectos, se superpusieron obteniéndose la envolvente de empujes horizontales que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros. En la figura 13 se muestran los valores obtenidos en forma gráfica, los que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales.

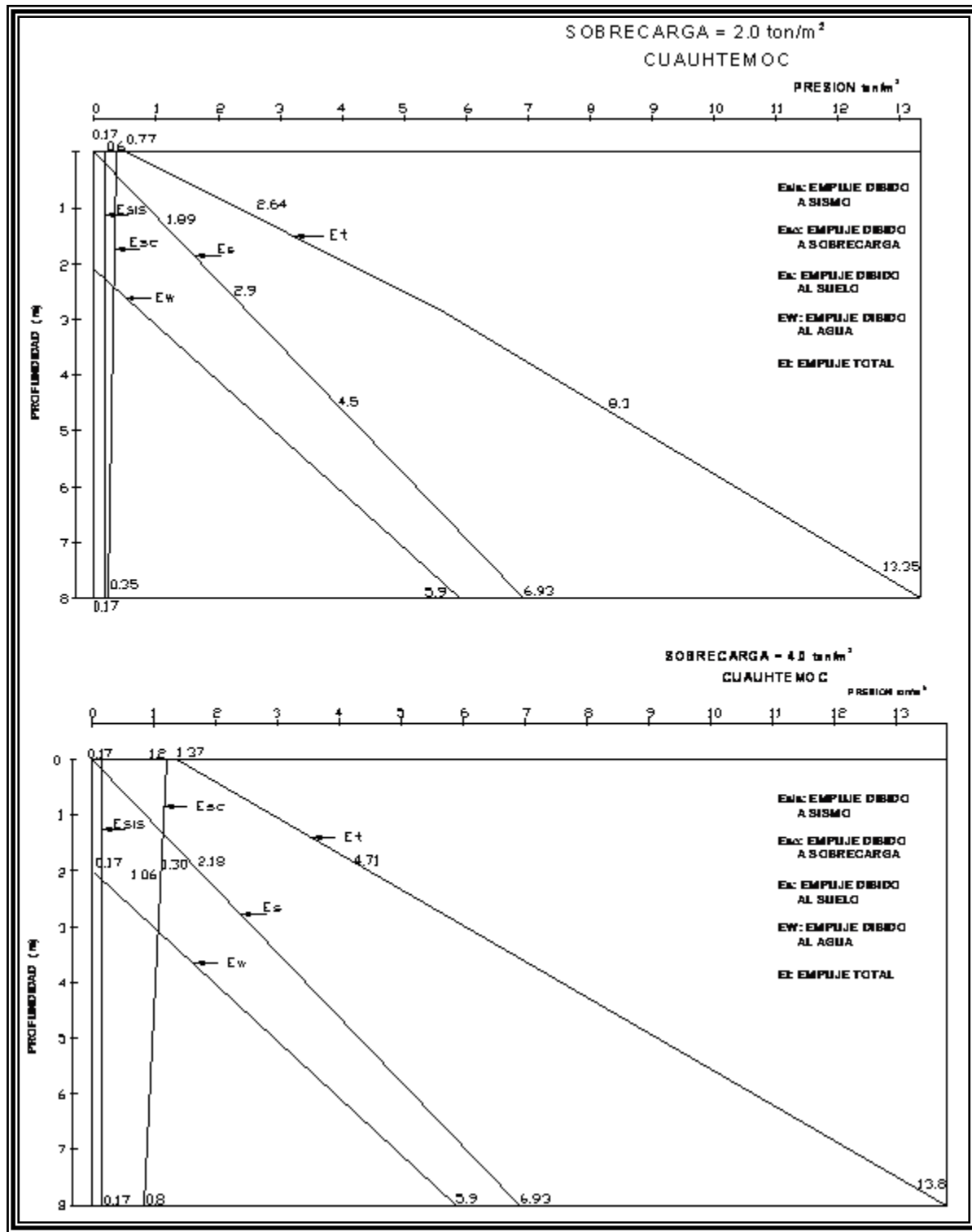


FIGURA 13. DIAGRAMA DE EMPUJES DE MUROS RIGIDOS.



FALLA DE FONDO

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

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

Donde:

P_v = Presión Vertical total actuando en el suelo a la profundidad de excavación, en ton/m^2

F_c = Factor de carga adimensional e igual a 1.4

q = Sobrecarga Superficial, igual a 2 y 4 ton/m^2

F_c = Factor de Carga, Adimensional e igual a 1.0

c = Cohesión del material que subyace a la excavación.

N_c = Coeficiente de Capacidad de Carga.

F_R = Factor de resistencia, igual a 0.7

Para una excavación a 5.1 m de profundidad, resulta lo siguiente:

$$14.71 \text{ ton/m}^2 < 10.13 \text{ ton/m}^2 \quad SC= 4 \text{ ton/m}^2$$

$$12.71 \text{ ton/m}^2 < 10.13 \text{ ton/m}^2 \quad SC= 2 \text{ ton/m}^2$$

Debido a que la desigualdad no se satisface se puede presentar la falla de fondo de la excavación, por lo que la excavación se realizará en dos etapas.



ESTABILIDAD DE TALUDES DURANTE LA EXCAVACIÓN

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

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

Donde:

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

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

Donde:

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

H = altura del talud, 5.1 m

q = sobrecarga, 2 y 4 ton/m²

C_{uu} = cohesión promedio en condición no drenada, 3.0 ton/m²

(ϕ_{uu}) = ángulo de fricción en condición no drenada, 0°

Por lo tanto la excavación que alojará el cajón de cimentación se podrá efectuar dejando bermas configuradas por una banqueta de un metro y taludes 0.8:1.0 (horizontal: vertical).



DISEÑO GEOTÉCNICO DE PILOTES DE FRICCIÓN

La carga admisible de un pilote de fricción Q_{adm} se calcula con la siguiente fórmula:

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{F_D}; Q_u = CpL$$

Donde:

Q_u = carga última del pilote de fricción, 75 ton.

F_D = factor de diseño en condiciones estáticas (2.0) y dinámicas (1.75)

C = cohesión promedio desde 5.1 m hasta 19 m de profundidad, 3.0 ton/m²

p = perímetro del pilote cuadrado de 0.45 m de lado, 1.8 m

L = longitud efectiva del pilote, 14 m

La carga admisible estática y dinámica de un pilote cuadrado de 0.45 m de lado y 14 m de longitud es:

Q adm estáticas = 37.5 ton.

Q adm dinámicas = 43.0 ton.

Los pilotes se diseñan para que estáticamente tomen la carga neta y dinámicamente tomen la carga neta más el incremento de carga por sismo en compresión y tensión.

Los pilotes se distribuyen en la planta de cimentación utilizando como guía la concentración de carga en las columnas. En cada columna se verificará que cada pilote del grupo cumpla las siguientes condiciones.

$$\begin{aligned} Q_{netatributaria} &\leq Q_{ademestatica} \\ Q_{netatributaria} + \Delta Q_{sismo} &\leq Q_{admdinámicaestatica} \\ | Q_{netatributaria} - \Delta Q_{sismo} | &\leq Q_{admdinámicaestatica} \end{aligned}$$



El incremento de carga por sismo en cada columna se calcula con la siguiente expresión:

$$\Delta\sigma_{sismo} = \pm M_{v_{sismo}} \left[1.0 \frac{d_y}{I_{\min}} + 0.3 \frac{d_x}{I_{\max}} \right] A_{columna}$$

Donde:

$\Delta\sigma_{sismo}$ = Incremento de Carga de Sismo, ton.

$M_{v_{sismo}}$ = Momento de Volteo Sísmico, ton-m

d_y, d_x = Distancias Perpendiculares al eje de la columna, medidas respecto a los ejes principales de inercia menor y mayor del conjunto de columnas

I_{\min}, I_{\max} = Momentos de Inercia principales menor y mayor respecto al centroide del conjunto de columnas

$A_{columna}$ = Área de la Sección Transversal de la Columna, 1.0 m²

ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS

El asentamiento a largo plazo δ en condiciones estáticas se evalúa como la suma de las deformaciones en cada uno de los estratos afectados por el grupo de pilotes, mediante la siguiente ecuación:

$$\delta = \sum m_{vi} \Delta\sigma_i H_i$$

Donde:

m_{vi} = Módulo de Deformación representativo del estrato i obtenido de pruebas de consolidación.

$\Delta\sigma_i$ = Incremento de Esfuerzo Efectivo medio en el estrato i

H_i = Espesor del Estrato i

El incremento de esfuerzo efectivo en cada estrato se puede calcular asumiendo una distribución de carga uniforme aplicada a una profundidad de 2/3 de la longitud efectiva de los pilotes a partir del nivel de desplante del cajón de cimentación.

El incremento en los esfuerzos efectivos se calculó con la solución de Fröhlich ($\alpha=2$) para una cimentación flexible y para una carga neta 10.87 ton/m² aplicada a 12 m de profundidad.

Con base en lo anterior, se estima que el asentamiento máximo que experimentará la estructura será de 13 cm. que es admisible.



VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

A continuación se indica el procedimiento constructivo de la excavación necesaria para alojar al cajón de cimentación:

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

La excavación se podrá realizar en dos etapas en toda el área cubierta por el cajón de cimentación del edificio, hasta la profundidad de desplante de 5.1 m a partir del nivel de banqueteta, iniciando al fondo del predio que será la primera etapa, como se muestra en la figura 14.

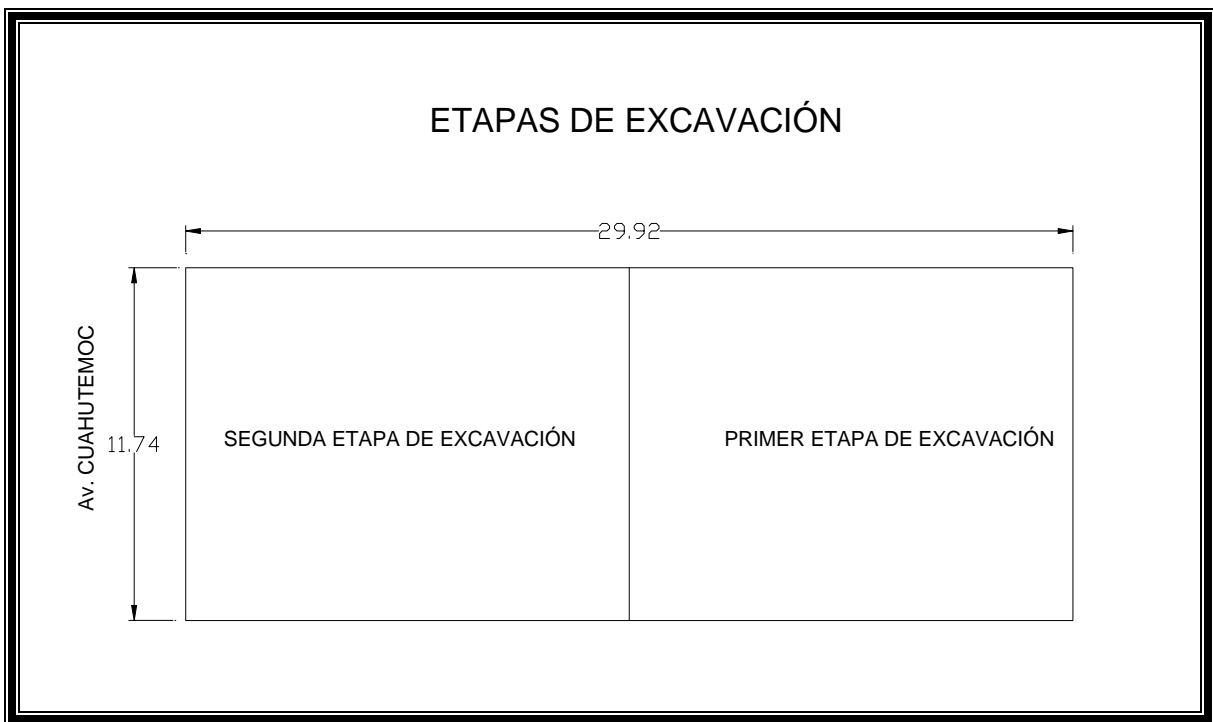


FIGURA 14. ETAPAS DE EXCAVACIÓN.



EXCAVACIONES:

- Todo el material producto de la excavación será retirado a donde lo indique, la dirección de obra, por ningún motivo podrá utilizarse como material de relleno mejorado.
- Cuando se alcance la máxima profundidad de excavación, se deberá afinar el fondo, lo cual implica retirar todo el material suelo producto de la excavación.
- En caso de que sea necesario y previo a la colocación del relleno controlado en las zonas de tuberías de drenaje, podrá colocarse una capa de 10 cm. de espesor de tezontle o grava que funcione como filtro y capa estabilizadora.
- Durante el proceso de excavación, se deberá cuidar los siguientes aspectos:
 - a) Cuando el material de relleno existente se encuentre en estado muy suelto, las paredes de la excavación deberán mantener el talud de reposo natural de dicho material y en caso necesario protegerlo mediante un repellado para evitar que pierdan humedad y por consiguiente su estabilidad.
 - b) En caso de detectar alguna cimentación antigua dentro del área de excavación, estas se deberán de extraer en su totalidad, y si la profundidad de dichas cimentaciones es mayor que la recomendada, las capas ó zanjas se rellenarán con tepetate, compactándose al 90% de la prueba proctor estándar.
 - c) Deberán evitarse las sobre excavaciones, lo cual se corrige llevando un control de niveles con respecto a un banco de nivel, localizado fuera del área de influencia de la obra en cuestión, estos niveles se deberán referenciar a señales (palomas) en los muros colindantes.
 - d) Las filtraciones de agua de las colindancias hacia la excavación es muy frecuente, provocando saturamiento en los materiales excavados y sobre todo en el fondo (material aguachinado), en tal caso, se deberá orear la zona afectada y posteriormente colocar un material granular. El fondo de la excavación en el área afectada deberá de sobre excavar un máximo de 20 cm., y un mínimo de 10 cm. con respecto a la máxima profundidad recomendada, la sobre excavación se tratará agregando una capa combinada de grava-tepetate con un proporcionamiento del 70 y 30% respectivamente, compactándose hasta alcanzar el nivel de excavación recomendado.
 - e) Terminada la excavación se revisará el fondo de las misma, cuidando que no presente material suelto producto de la excavación, que no se tengan rellenos de mala calidad a nivel de desplante y que las características de resistencia de los materiales sea la señalada, si se llegara a presentar algunos de los casos, se deberá profundizar la excavación en capas de 5 cm. y solicitar la asesoría de Mecánica de Suelos.
 - f) Previo a la colocación de la cimentación, deberán preverse las instalaciones hidráulicas y sanitarias, así como la construcción de registros y de cisternas de almacenamiento de agua.



- g) No debe permitirse por ningún motivo excavaciones posteriores a la colocación de la cimentación y sobre todo cuando ya se tengan coladas las losas de planta baja y primer nivel, la realización indebida de estas excavaciones provocan serios problemas de estabilidad del mejoramiento, que se reflejan en movimientos bruscos de la estructura y la presencia de grietas y fisuras en muros.
- h) El proceso de excavación de las zonas de colindancia, se realizará con una estructura de contención constituida por viguetas de acero, hincadas, colocando entre ellas un ademe de concreto colado en el sitio, de acuerdo con el procedimiento siguiente:
- i) Previo a la excavación de la primera etapa, se realizara el hincado perimetral de las viguetas IR 203 (8") x 31.2 Kg. /m, hasta 3.1 m abajo del máximo nivel de excavación (figura 15). Para facilitar su hincado y no generar demasiadas vibraciones, se podrán ejecutar perforaciones guía de 15 cm. de diámetro, mediante posteadora o similar por lo menos en los primeros 3.25m de profundidad. La separación entre viguetas en el sentido horizontal será a cada 1.5 m
- j) Colada la losa de piso del sótano de la primer etapa e hincadas las viguetas de acero y construido los "muertos" de concreto o ahogadas las varillas en la losa adyacente a las etapas de colindancia, se iniciará la excavación de estas.
- k) Conforme se profundice la excavación, se colará el ademe de concreto armado, apoyándolo contra los patines de las viguetas hincadas; el ademe de concreto tendrá un espesor de 10 cm., reforzado con un lecho de varillas del no. 3 a cada 20 cm.
- l) Las vigas "*madrinas*" serán viguetas de acero IR de 10" (254) x 32.9 Kg. /m y se colocarán separadas 45 cm. de las viguetas hincadas, las que se apoyarán y soldarán a las mismas a través de un tubo-pasador de 2" de diámetro con placas metálicas, cuando la excavación se encuentre 30 cm. abajo de su punto de aplicación, detalle 3, figura 23.
- m) Estas vigas "*madrinas*" se colocarán en los niveles indicados en el corte de la figura 21; los puntales de diámetro de 4" Y 6", cédula 40, se colocarán y soldarán inmediatamente después de instalada la viga "*madrina*", apoyándose un extremo en la viga "*madrina*" y el otro, en los "muertos" o varillas ahogadas de la losa de piso, acuñándolos debidamente con polines 6" x 6" o "quesos" de madera.
- n) Cada puntal se colocará con una precarga de 5 Ton, mediante un gato operado con una bomba manual o eléctrica, que se apoyará en otro puntal más corto. El sistema gato-bomba deberá tener un manómetro para medir la magnitud de la presión aplicada; la capacidad del gato será mínima de 15 Ton y 30 cm. de carrera.
- ñ) Habiendo colocado los dos niveles de puntales, se excavará hasta alcanzar la máxima profundidad de proyecto, colando inmediatamente la plantilla y posteriormente la losa de piso del sótano con su respectivo muñón, contra las viguetas hincadas.
- p) La construcción de la losa-tapa del sótano se realizará treinta y seis horas después de colar el muro perimetral y las columnas o después de quitar la cimbra, sin retirar el primer nivel de puntales.



q) El primer nivel de puntales y "madrinas", se podrá retirar setenta y dos horas después de colado el muro perimetral y las columnas del nivel sótano.

➤ La protección a colindancias será resuelta mediante un muro tipo Berlín.

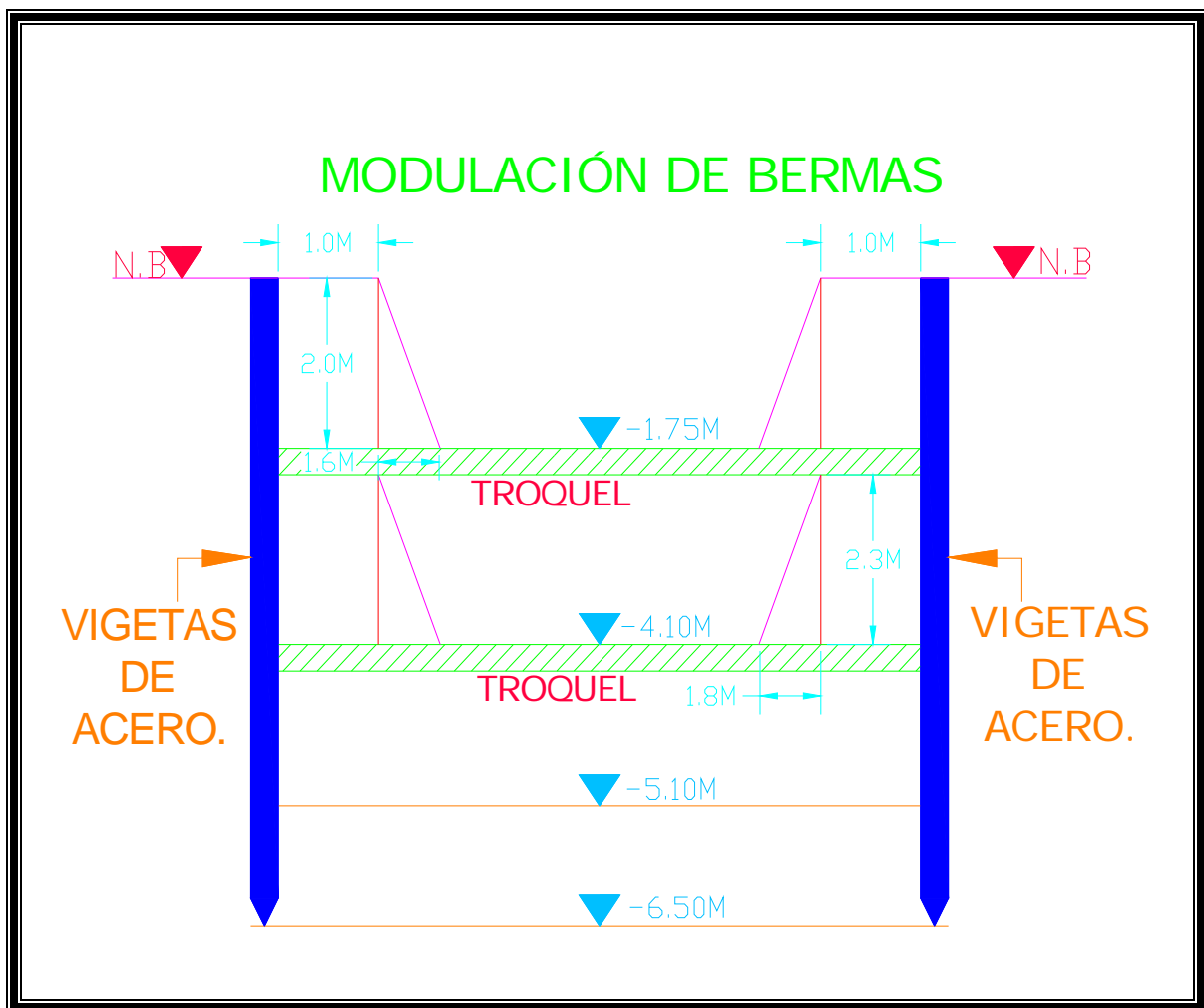


FIGURA 15. MODULACION DE BERMAS.



PROTECCIÓN A COLINDANCIAS.

La excavación se podrá efectuar con retroexcavadora, operando desde una plataforma inicialmente excavada a 0.8 m de profundidad, debiendo llevarse como máximo a 0.25 m por abajo del primer nivel de troqueles propuesto a -1.75 m, posteriormente se retiraran las bermas por módulos hasta 2 m de profundidad, una vez troquelado el primer nivel de troqueles, se procederá a excavar hasta una profundidad de 4.25 m que se encuentra por debajo del segundo nivel de troqueles que se propone a -4 m de profundidad con respecto al nivel de banqueteta. Instalado el segundo nivel de troqueles se procederá a realizar la excavación al nivel de proyecto que es -5.1 m, este último tramo se excavara con herramienta manual, pico y pala, para evitar el remoldeo del material de apoyo de la cimentación.

La excavación no deberá permanecer abierta más de una semana sin que se inicie la construcción de la cimentación por lo que deberá preverse tener todo lo necesario para el inicio de la construcción de inmediato al termino de la excavación.

Una vez alcanzado el nivel máximo de excavación en la zona central se colara la losa de cimentación y se procederá a la terminación de la excavación, lo que se hará retirando los taludes laterales en tramos alternados de 3 m de ancho, procediendo de inmediato a troquelar el muro Berlín, colocando vigas de repartición y apuntalando contra la losa de cimentación ya construida o bien a los pilotes que previamente ya se construyeron, el detalle los materiales para el sistema de apuntalamiento se indica en las figuras siguientes.

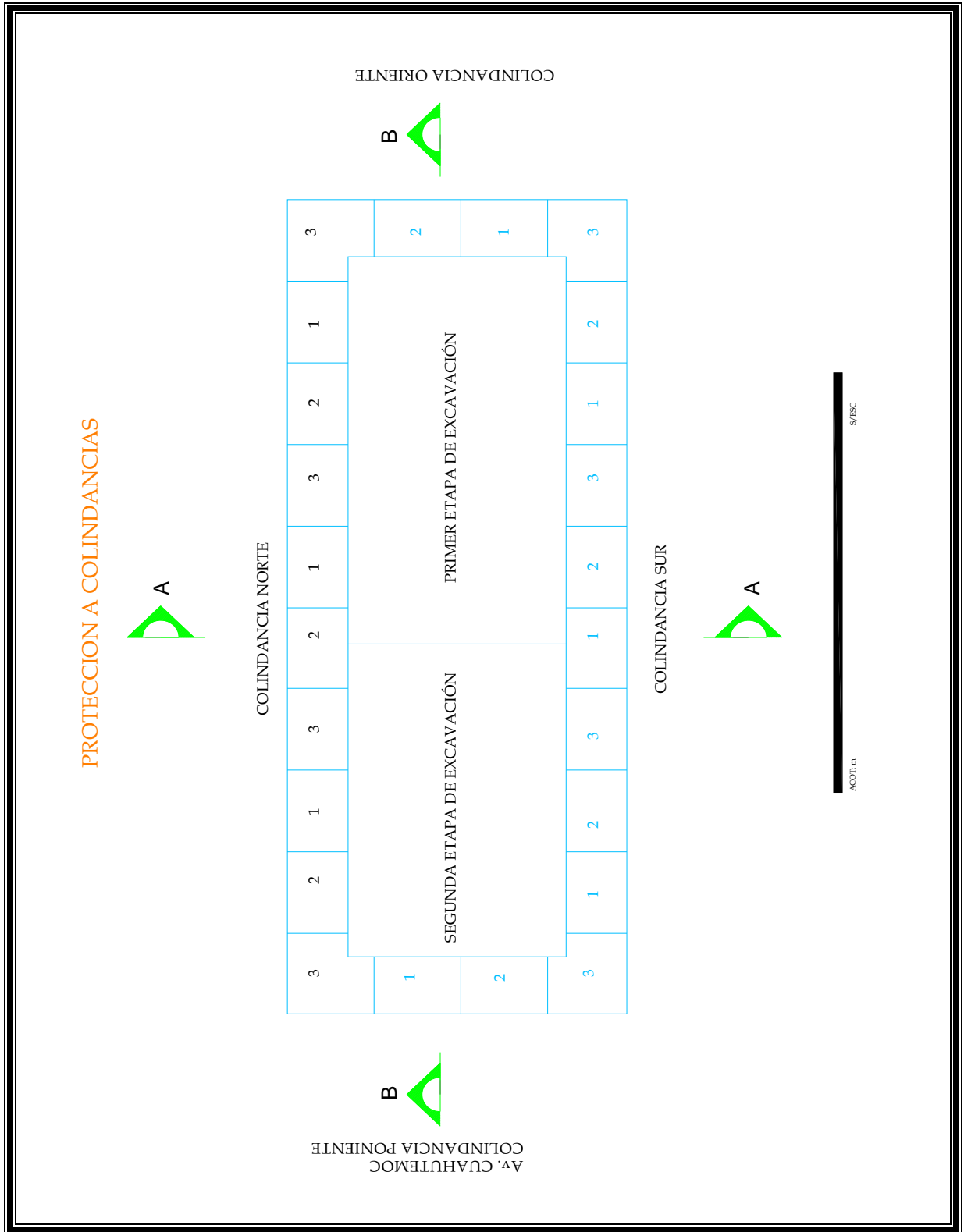


FIGURA 17

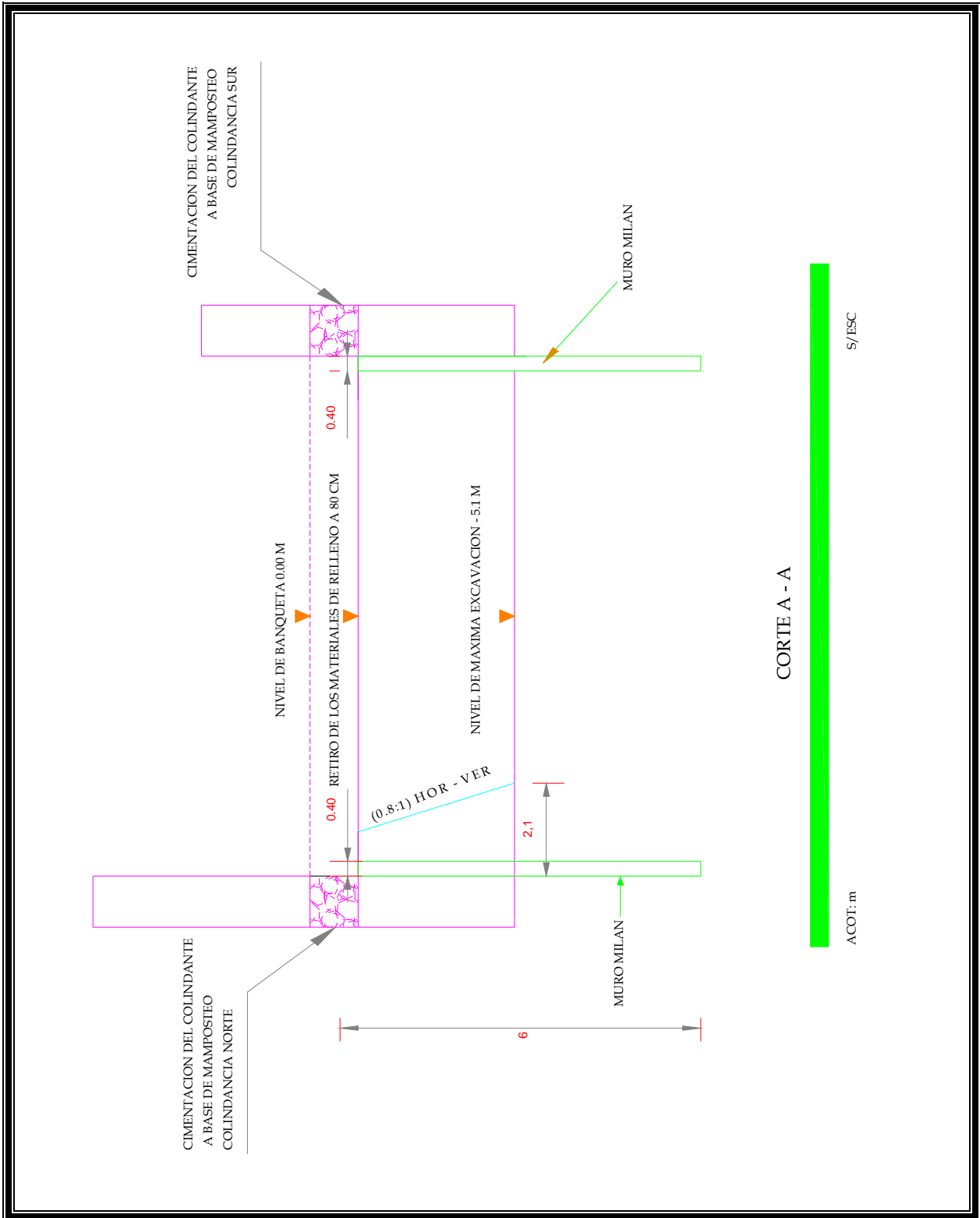


FIGURA 18

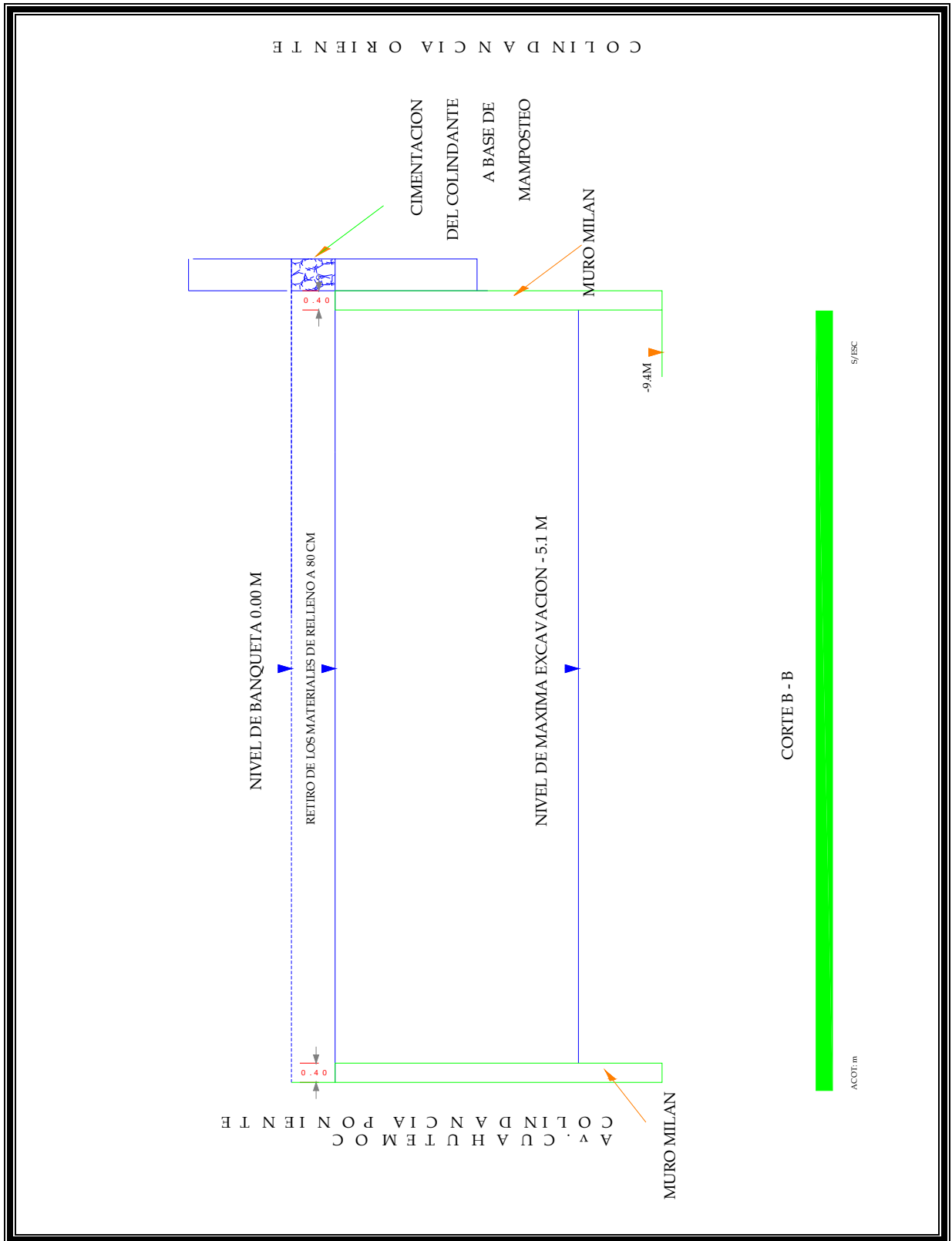


FIGURA 19

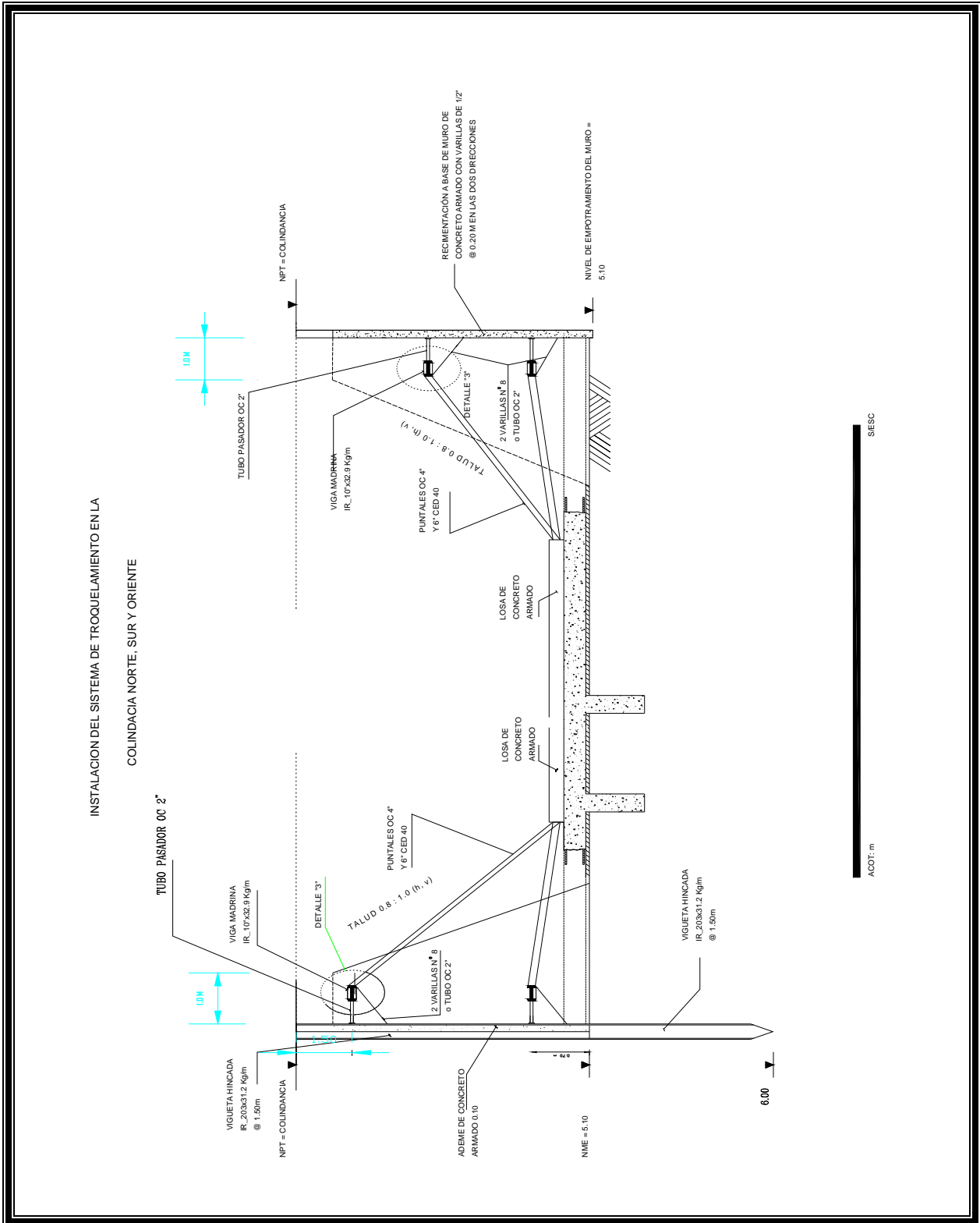


FIGURA 20. SISTEMA DE TROQUELAMIENTO.

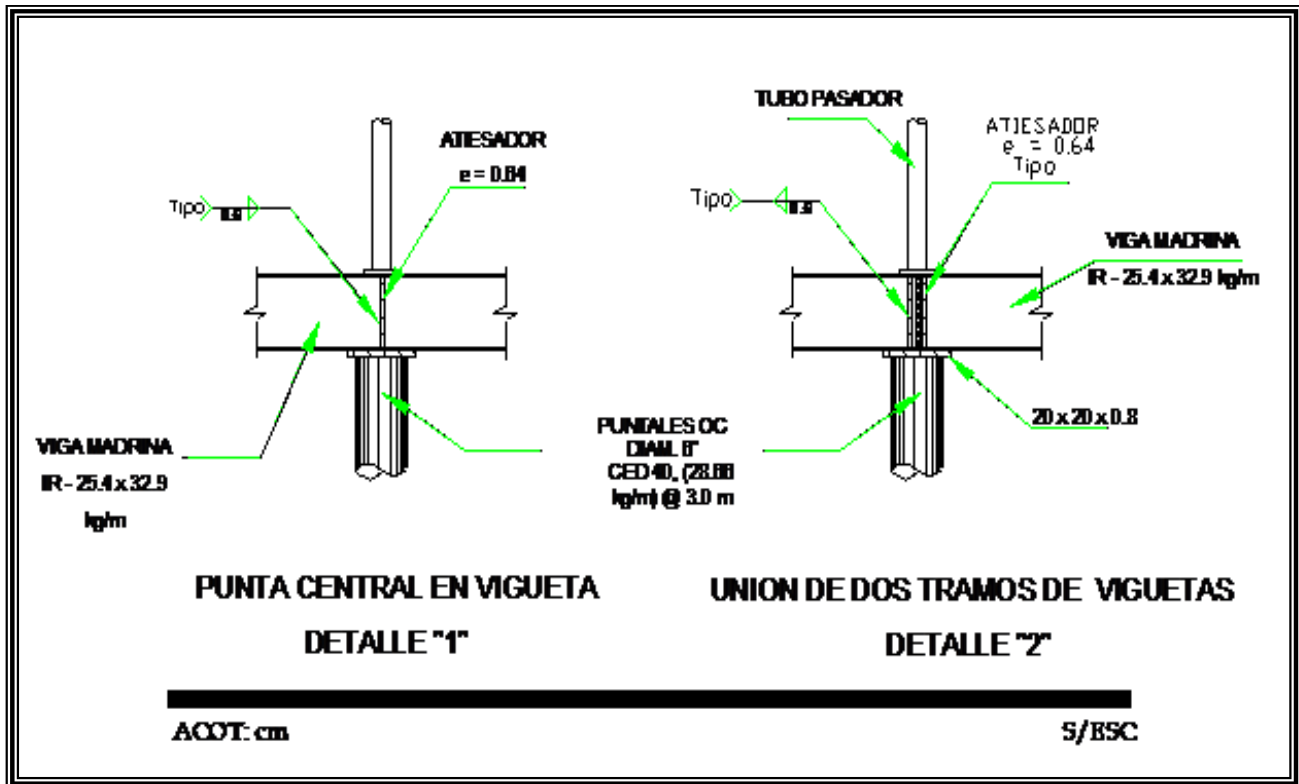


FIGURA 22

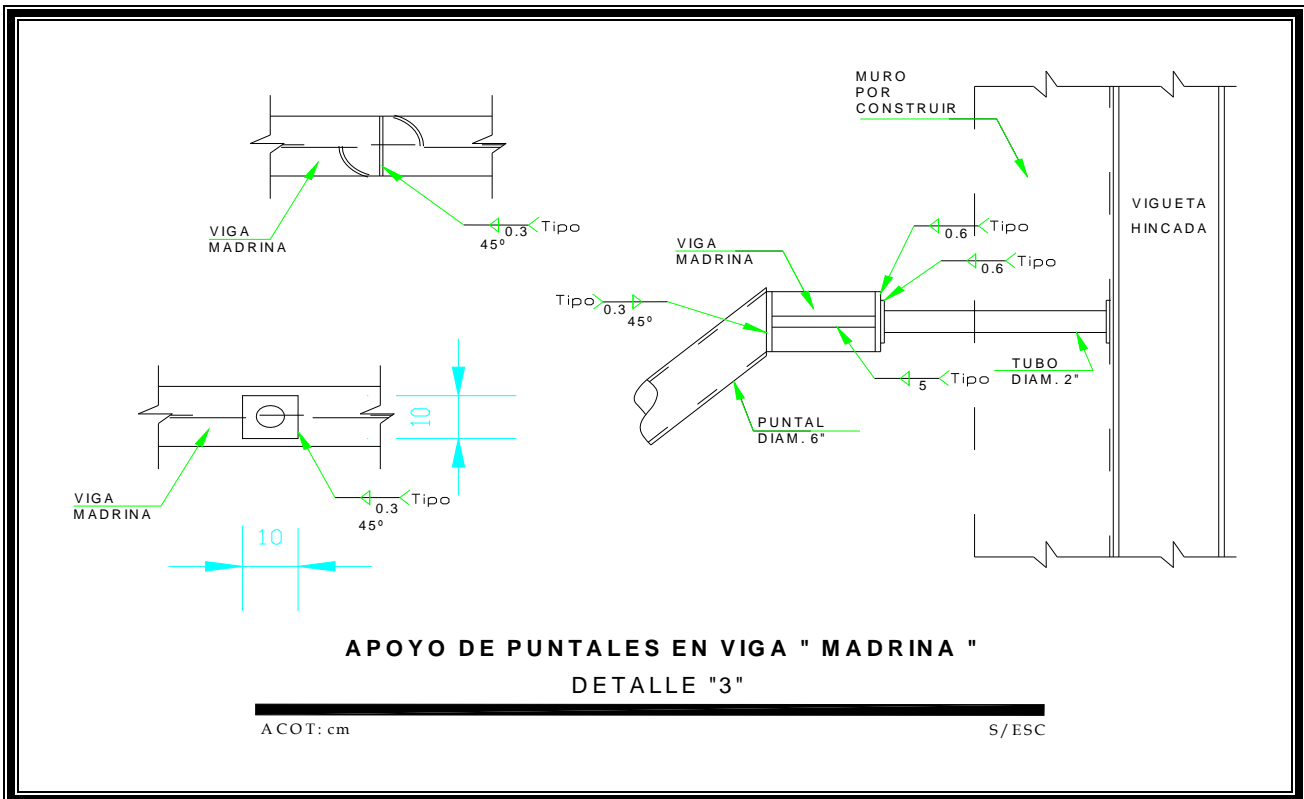


FIGURA 23

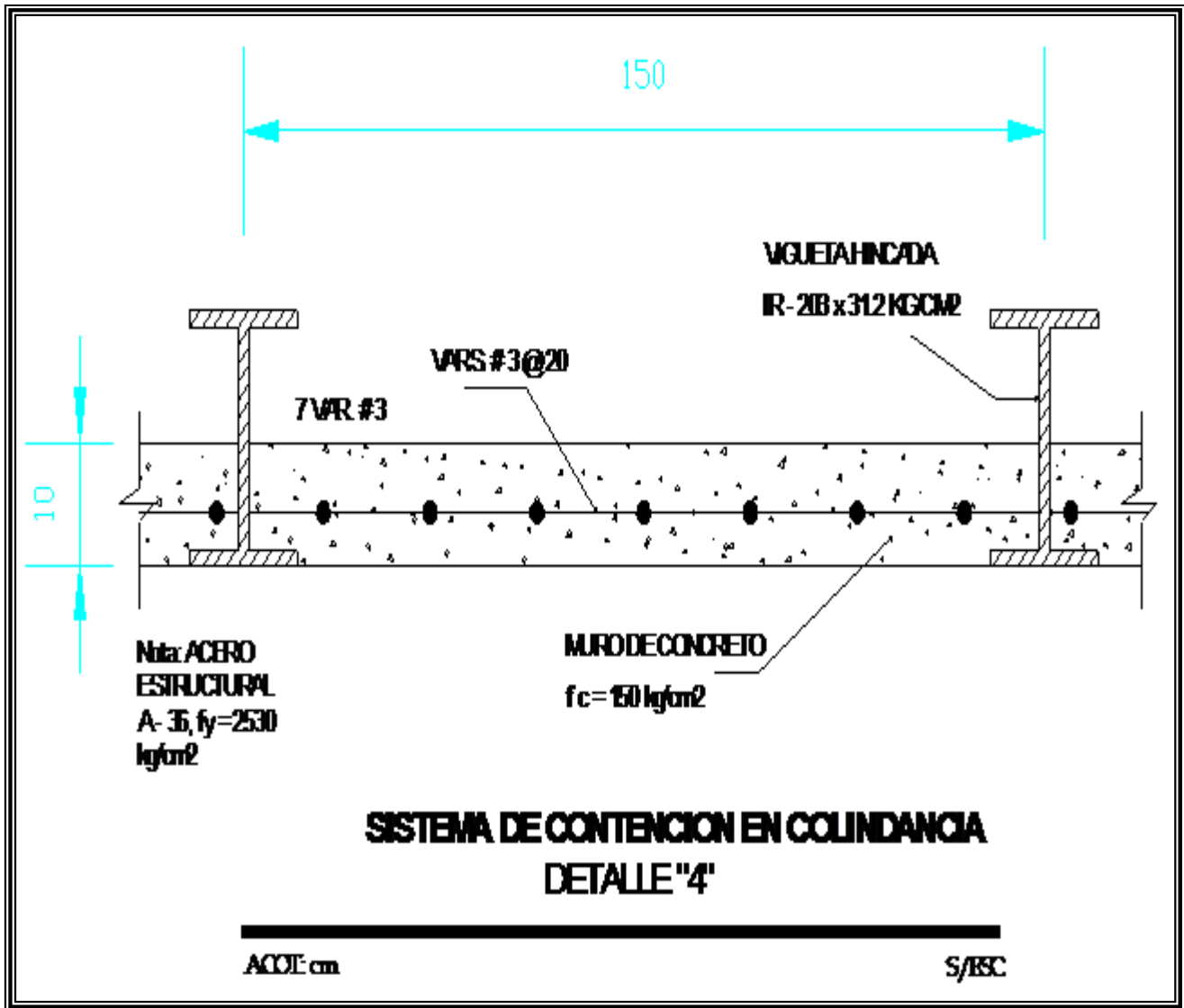


FIGURA 24

DETALLE DEL SISTEMA DE TROQUELAMIENTO.

Una vez retirado el talud perimetral de la primera etapa, se procede de la misma manera con los tramos restantes. A continuación se termina de construir la losa de cimentación y los muros de colindancia, manteniendo los troqueles hasta que existan elementos estructurales que tomen las cargas que ellos soportan.

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



SE OBSERVA EL SISTEMA DE TROQUELAMIENTO



SE OBSERVA LA PROTECCIÓN DE LAS COLINDANCIAS Y LOS PILOTES



SISTEMA DE BOMBEO

La instalación del sistema de bombeo, se realizará mediante la colocación de pozos profundos con bombas sumergibles, con un total de 8 bombas, con el objeto de abatir el nivel freático por gravedad y su proceso será el siguiente:

La profundidad de la instalación de los pozos profundos será de 14.0 m respecto a la superficie del terreno natural, los cuales serán colocados a 3.0 m despegados de las colindancias.

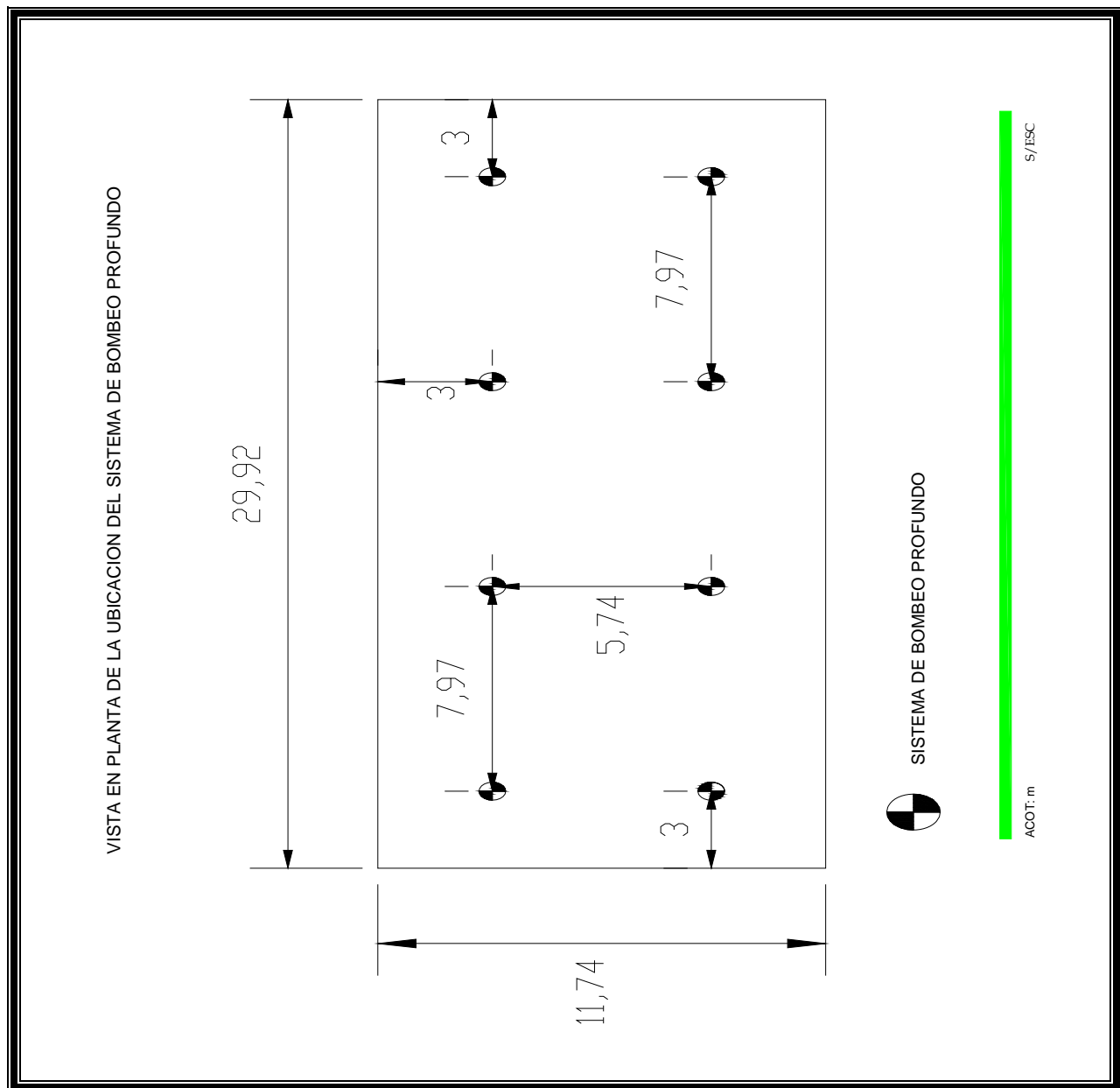


FIGURA 25

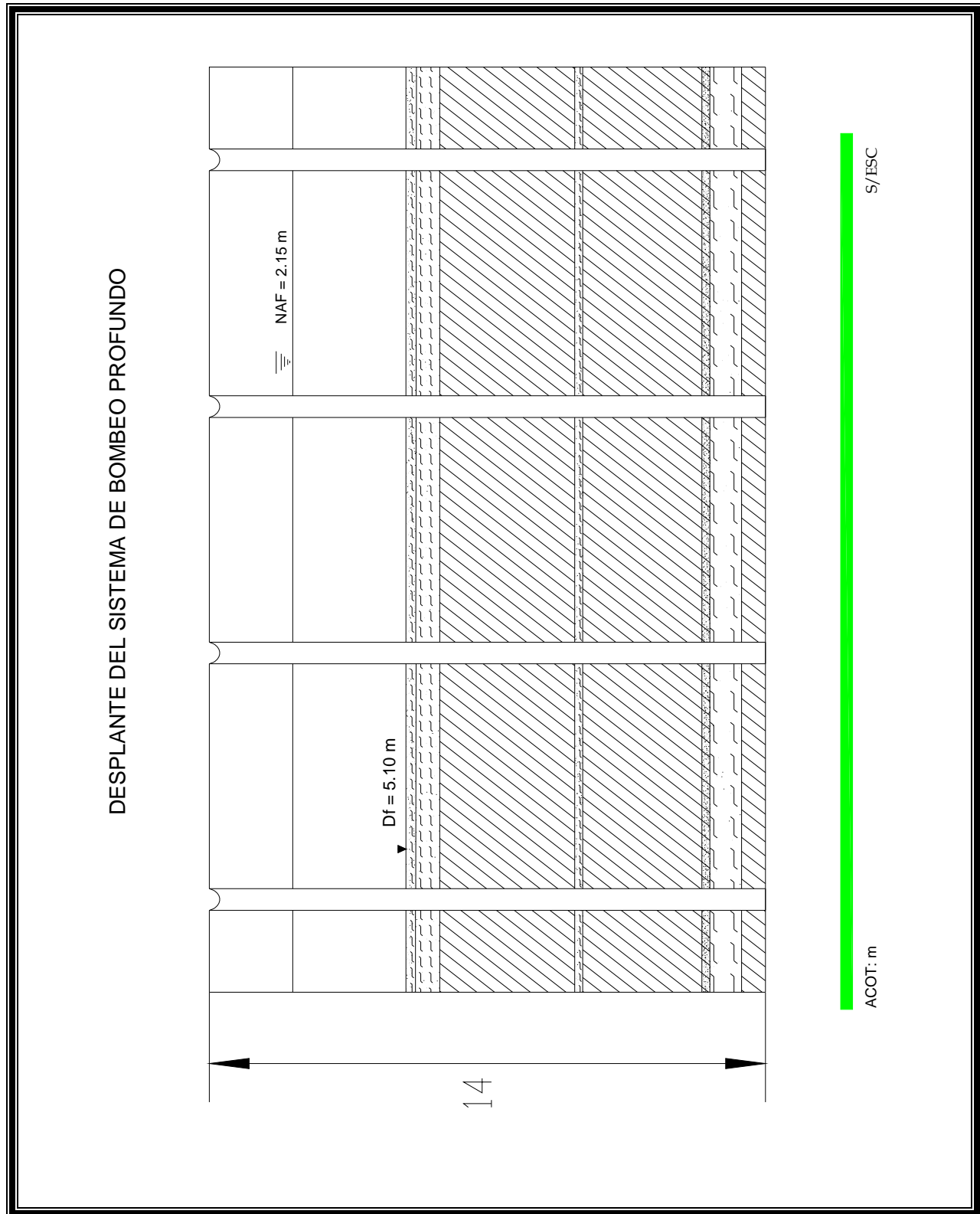


FIGURA 26. DESPLANTE DEL BOMBEO PROFUNDO.



Los pozos tendrán un diámetro de 30 cm. (12") y se perforarán con máquina rotatoria, equipada con broca del tipo de aletas o tricónica, inyectando agua a presión como fluido de perforación. Alcanzada la profundidad especificada se lavará el pozo, hasta que el agua de retorno salga limpia (*libre de lodo o arena*).

Posteriormente, en la perforación se colocará un ademe ranurado, formado por un tubo de PVC de 15 cm. (6") de diámetro interior. El ranurado será en toda su longitud, excepto en los 2.0 m superiores, y las ranuras serán de 1 mm de ancho, espaciadas 10 cm. entre sí.

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

Dentro del ademe se instalarán bombas de tipo eyector de 1" x 1 1/4" operadas a una presión de 4 kg/cm^2 o bombas sumergibles eléctricas; el nivel de succión de las mismas estará a 8.0 m de profundidad para los pozos interiores y en los de la periferia a 6.0 m, medidos con respecto a la superficie del terreno.

El detalle de los pozos de bombeo profundo, dren y cárcamo se muestra en las figuras siguientes.

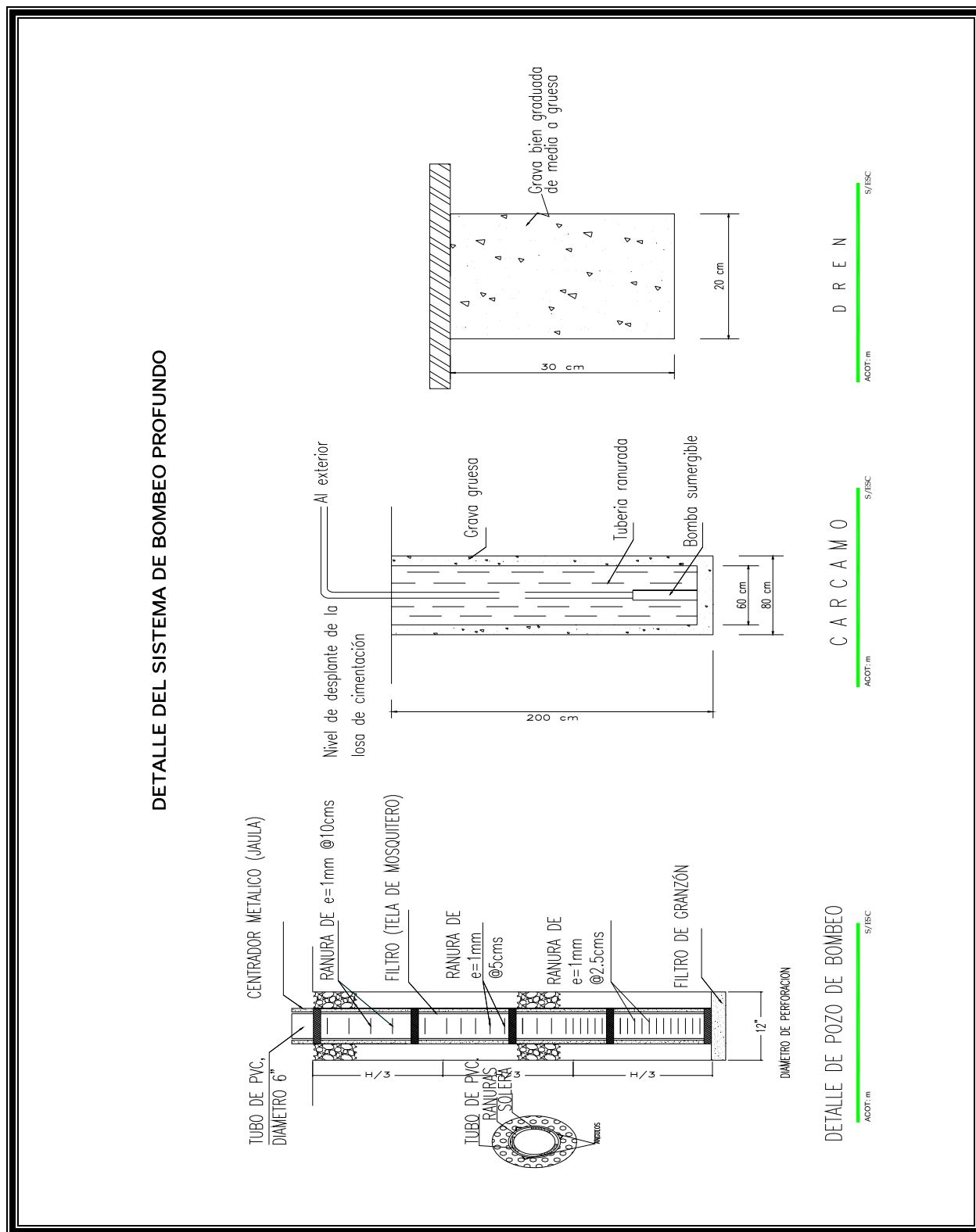


FIGURA 27. DETALLE DEL SISTEMA DE BOMBEO.

El bombeo se iniciará 14 días antes de empezar la excavación de cualquiera de las etapas y se



suspenderá conforme vaya avanzando la construcción del edificio, con el fin de reducir al mínimo las expansiones y mantener el menor tiempo posible el bombeo, según se describe a continuación. El bombeo se mantendrá con el nivel de succión especificado de 13.0 m hasta que se termine de construir totalmente la losa-tapa del sótano; bajo estas condiciones, se levantará el nivel de succión a la profundidad de 8.0 m de los pozos, respectivamente. Cuando se termine de construir la losa de planta baja, el nivel de succión, se situará en la profundidad de 6.0 m en todos los pozos y después de construir la losa del nivel 2°, se suspenderá el nivel de succión. El bombeo se suspenderá, en todos los pozos, al terminarse de construir la losa del segundo nivel, procediéndose a cortar y sellar los pozos.

RELLENOS

El material que se empleará para rellenar el espacio entre el talud y el muro estructural, será arena limosa (tepetate), producto de banco, debiendo cumplir con las características siguientes:

Límite líquido	30% máximo (<i>no plástico</i>)
Porcentaje de material que pasa a la malla No. 200	
Partículas no mayores de	30% máximo 7.56 cm (3")

El relleno se colocará en capas de 20 cm de espesor, compactadas al 90% con respecto a la Norma AASHTO estándar T 99-74, variante "A" y energía específica de 6.02 kg-cm/cm^3 . Las últimas dos capas del relleno deberán compactarse al 95% con respecto a la misma prueba.

INSTRUMENTACIÓN

a) Banco de nivel flotante

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

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

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



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

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

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

b) Referencias superficiales

Para medir los desplazamientos verticales que pudieran ocurrir en las construcciones de las colindancias a consecuencia de las excavaciones y que permitan detectar oportunamente el desarrollo de deformaciones inadmisibles, se colocarán niveletas o testigos pintados en los muros de las estructuras vecinas, con separación máxima de 10.0 m y una altura aproximada de 1.50 m sobre el nivel de banqueteta. Los testigos en los muros, estarán formados por un triángulo rojo pintado sobre un fondo blanco, de 7 cm. por lado.

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

c) Mediciones de plomos

Dadas las características del edificio de 4 niveles, se recomienda efectuar mediciones de plomos, para conocer las componentes de inclinación, tanto en la dirección sur-norte, como en la oriente-poniente.

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



PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA EL HINCADO DE PILOTES.

a) Hincado de los pilotes

La distribución de los pilotes se hará conservando una separación mínima entre ejes, de tres veces el lado del pilote.

Los pilotes se deberán revisar para soportar su izado y manejo durante el hincado, así como los momentos y fuerzas horizontales a los que estarán sujetos en la vida útil de la estructura.

Las puntas de los pilotes se ubicaran a 19m de profundidad con respecto al nivel de banquetta y sus cabezas a un nivel de 1m por arriba del desplante de las contratrabes; a fin de que exista una unión adecuada con ellas.

Dada la existencia de varias capas resistentes dificultarán o impedirán la penetración del pilote hasta su profundidad de apoyo, se requerirá de una perforación previa al hincado, cuyo diámetro será igual al del diámetro de la base.

La perforación previa se llevara 0.5m por arriba del nivel de desplante recomendado; este último se hincara a golpes.

Las perforaciones previas se efectuaran con extracción de material y deberán ser además con un lodo bentonítico mezclado en planta una densidad de 1.1 a fin de conservar la estabilidad de la perforación y mantener en suspensión los materiales que no sea posible extraer, de tal manera que no se tengan azolves que impidan la penetración del pilote hasta el fondo de la perforación previa.

Para facilitar el hincado de los pilotes deberán construirse con una punta de 60° y debidamente reforzada para resistir los esfuerzos a que estará sujeta durante el hincado

Los pilotes deberán hincarse inmediatamente después de terminar la perforación previa o en un lapso no mayor de tres horas, en caso contrario deberá reperforarse antes del hincado del pilote, batiendo el lodo bentonítico dentro de la perforación durante un tiempo suficiente para que entren en suspensión los materiales que pudieran haberse sedimentado.

Se verificara la verticalidad de los tramos de pilotes y de las perforaciones previas antes de proceder al hincado. La desviación de verticalidad no deberá ser mayor de 3% de la longitud del pilote.

Las juntas entre los tramos de pilote deberán tener por lo menos la misma resistencia en compresión, tensión y fuerza cortante que la sección de los mismos.

La posición de la cabeza de los pilotes no distará, respecto a la de proyecto más de 20 cm.



Durante la hincada de pilotes se llevará un registro que incluya, para cada uno, su ubicación en la planta de cimentación, su longitud y dimensiones transversales, la profundidad de la perforación previa, la fecha y hora del hincado. Además se incluirá el tipo de protección de la cabeza del pilote, el peso del martillo y su altura de caída, la energía por golpes, el número de golpes por metro de penetración y el número de golpes por cada 2 cm. para los últimos 20 cm. de penetración.

Los métodos usados para la hincada de los pilotes deberán ser tales que no reduzcan la capacidad estructural de éstos. El martillo empleado para la hincada será un Delmag D-30 que aplique una energía mínima de 3300 kg-m para la cual se tendrá un rechazo de 2.0 cm. por cada 10 golpes.

b) Pruebas de carga.

En caso necesario se deberán realizar pruebas de carga en por lo menos 2 de los pilotes por instalar, llevándolos inicialmente hasta una carga igual a la de diseño y descargándolos y finalmente llevándolos a la falla o por lo menos hasta 1.5 veces la resistencia de diseño.

La carga se aplicará por incrementos del orden de 20% de la carga de diseño.

Las deformaciones medidas con precisión de 0.1 mm, se observarán inmediatamente antes y después de que la velocidad de deformación bajo la carga anterior se haya reducido a menos de 1 mm/20 mín. o cuando hayan transcurrido por lo menos dos horas. Durante la descarga, la recuperación de la deformación se medirá para 50, 25, 10 y 0 por ciento de la carga máxima alcanzada.

En el informe de la prueba se reportarán los siguientes datos:

- 1) Una descripción de las condiciones del subsuelo en el lugar de la prueba.
- 2) Una descripción del pilote y los datos obtenidos durante su instalación.
- 3) Una descripción del sistema de carga y del método de prueba.
- 4) Una tabla de cargas y deformaciones durante la carga y descarga del pilote.
- 5) Una representación gráfica de los resultados en la forma de una curva tiempo-asentamientos para cada incremento de carga.
- 6) Observaciones e incidentes durante la instalación del pilote y la prueba.



CONCLUSIÓN

Es importante que se tenga una visión más amplia respecto a la Mecánica de Suelos ya que la realización de este Estudio nos orienta más con respecto al tipo de suelo en el que se pretende construir.

Se realizó un Estudio de Mecánica de Suelos, en el predio ubicado en la Av. Cuauhtémoc No. 842, Colonia Del Valle, Delegación Benito Juárez, México D.F.

El predio de interés tiene forma rectangular con un área de 356 m². La superficie del terreno es horizontal, el predio se encuentra actualmente baldío, pero presenta dos construcciones en obra civil con área reducida de un nivel. El proyecto arquitectónico contempla la construcción de un edificio de tipo habitacional, constituido por un semisótano con nivel de piso terminado en la cota -4.7 por debajo del nivel de banqueteta destinado para estacionamiento que cubrirán toda la superficie del terreno, planta baja para uso comercial con nivel de piso terminado a + 1.8 m por arriba del nivel actual de banqueteta y siete niveles superiores para departamentos.

El edificio estará estructurado mediante columnas, traveses y losas de concreto armado, y de acuerdo a la carga proporcionada que transmitirá la estructura al subsuelo será de 15.02 ton/m² incluyendo el peso de la cimentación, para lo cual es necesario conocer las condiciones reales del subsuelo y definir el comportamiento que tendrá la estructura bajo las solicitaciones proyectadas.

En el sitio de interés con el objeto de conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo hasta la profundidad en la que son significativos los esfuerzos producidos por las cargas que transmita la estructura, se realizó un sondeo profundo en el sitio de interés de tipo mixto denominado SM-1 a 25 m de profundidad, efectuado mediante la combinación del muestreo alterado obtenido con la herramienta de penetración estándar con el muestreo inalterado mediante el hincado a presión del muestreador tipo Shelby, y para conocer las características estratigráficas y físicas de los depósitos superficiales en el predio de interés se excavaron dentro del predio tres pozos a cielo abierto denominados PCA-1 a PCA-3, a profundidades variables entre 2.0 y 2.5 m.

Los perfiles estratigráficos de los pozos a cielo abierto excavados y los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras cúbicas obtenidas de los mismos, el perfil estratigráfico y los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras del sondeo de tipo mixto realizado en el sitio de interés y considerado para este estudio, incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados, se muestran en el Anexo.

El nivel de aguas freáticas se detectó a 2.1m de profundidad aprox. Esta posición del agua freática depende de la época del año y de las fugas e infiltraciones que se generan en las colindancias.

Considerando las características de rigidez de la cimentación la deformabilidad de los materiales del subsuelo y la presión de contacto aplicada a los materiales de apoyo por la cimentación, el módulo de reacción del suelo deberá considerarse de 3 kg/cm³. De acuerdo a las características estratigráficas de los depósitos del subsuelo y a la zonificación geotécnica de la Ciudad de México



el predio de interés se encuentra en la zona III denominada zona de Lago, a la que le corresponde un coeficiente sísmico de 0.40.

Considerando las características arquitectónicas y estructurales del proyecto, la geometría del edificio, y las propiedades estratigráficas y físicas del subsuelo del sitio, en particular la existencia de depósitos arcillosos de alta compresibilidad y baja resistencia, al esfuerzo cortante entre los 3 y 22.5 m de profundidad, se establece que la alternativa de cimentación se deberá resolver mediante una cimentación mixta constituida por un cajón de cimentación parcialmente compensado desplantado a -5.1 m, con pilotes de fricción de sección cuadrada de 45 por 45 cm desplantados a 19 m de profundidad.

De acuerdo a las cargas proporcionadas es conveniente que los materiales que constituyan los diferentes elementos de construcción de la estructura sean lo más ligeros posible.

Dadas las condiciones de deformabilidad de los depósitos lacustres del subsuelo y para evitar que la estructura a mediano plazo sufra hundimientos diferenciales que provoquen la pérdida de su verticalidad, es necesario que no se tengan excentricidades entre el centro geométrico del área cubierta por el cajón de cimentación y el centro de cargas de la estructura.

Solución de cimentación

El proyecto arquitectónico presenta las siguientes características geométricas:

- Semisótano de estacionamiento desplantado a -5.1 m de profundidad respecto al nivel de banquetta, considerando un espesor de losa de cimentación de 30 cm y nivel de piso terminado la cota - 4.7 m.

El subsuelo presenta las siguientes características mecánicas e hidráulicas:

- Costra superficial de mediana resistencia y compresibilidad.
- 18.5m de espesor de arcillas blandas de baja resistencia y alta compresibilidad con intercalaciones de algunos lentes duros de alta resistencia
- Nivel de aguas freáticas a 2.1 m de profundidad.
- Asentamientos de 2.5 cm/año por consolidación regional.

Cargas de proyecto

Departamentos y estacionamiento

Número de losas = 8.0

Área de cada losa = 257.68 m²

Cargas

CV+CM en condiciones máximas 4212 ton. (Condiciones estáticas)

CV+CM en condiciones instantáneas 3936 ton. (Condiciones dinámicas)



Estacionamientos sótano, semisótano y planta baja

Número de losas = 3

Área de cada losa = 356 m²

Peso de la estructura (media) = 3869 ton

Excavación

Área excavada = 356 m²

Profundidad de excavación = 5.1 m

Peso volumétrico del suelo excavado = 1.5 ton/m³

Peso del suelo excavado = 2723 ton

Esfuerzo Total = 15.02 ton/m²

Esfuerzo Total con área ampliada = 10.87 ton/m²

Esfuerzo Neto = 3.22 ton/m²

La elección del tipo de cimentación y la determinación de su desplante, se hizo satisfaciendo que la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad media, más el peso propio de la cimentación, diera lugar a una presión neta aplicada por la cimentación, que transmita al subsuelo esfuerzos, tales que para cualquier profundidad la suma del esfuerzo efectivo más el incremento de esfuerzo, sea menor al esfuerzo de preconsolidación del depósito lacustre a la profundidad correspondiente, verificando que en esas condiciones se produzcan asentamientos admisibles tanto totales como diferenciales, por lo que la alternativa de cimentación más viable y rentable es una losa de cimentación con trabes y desplantada a -5.1 m de profundidad con respecto al nivel de banqueta sobre materiales naturales y complementado por pilotes de fricción.

Sin embargo muy independiente de que los asentamientos están fuera de reglamento, la excentricidad que tiene el proyecto deberá eliminarse en forma total, de lo contrario se tendrán asentamientos diferenciales importantes que traerá como consecuencia desplomos en la estructura que ocasionarán daños a las colindancias y a la propia estructura.

Los pilotes se diseñan para que estáticamente tomen la carga neta y dinámicamente tomen la carga neta más el incremento de carga por sismo en compresión y tensión.

Asimismo, la losa debe ser capaz de soportar la carga última de los pilotes de fricción (75 ton) en compresión y tensión. En el capítulo VI se indica el procedimiento constructivo de la cimentación y de la protección a colindancias.

Para conocer el comportamiento de la estructura, el Reglamento de Construcción del Distrito Federal especifica que deberán instalarse referencias de nivelación para conocer los movimientos verticales que se produzcan desde el inicio de la obra.

Se correrán nivelaciones semanales durante la construcción de la cimentación y terminada ésta, las referencias se fijarán en columnas o muros y las nivelaciones se realizarán mensualmente hasta terminar la construcción de la superestructura. Las nivelaciones deberán referirse a un banco de nivel superficial instalado fuera de la influencia de las áreas cargadas.



El procedimiento constructivo de la excavación necesaria para alojar al cajón de cimentación:

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

La excavación se podrá realizar en dos etapas en toda el área cubierta por el cajón de cimentación del edificio, hasta la profundidad de desplante de 5.1 m a partir del nivel de banquetta, iniciando al fondo del predio que será la primera etapa.

EXCAVACIONES:

- Todo el material producto de la excavación será retirado a donde lo indique, la dirección de obra, por ningún motivo podrá utilizarse como material de relleno mejorado.
- Cuando se alcance la máxima profundidad de excavación, se deberá afinar el fondo, lo cual implica retirar todo el material suelo producto de la excavación.
- En caso de que sea necesario y previo a la colocación del relleno controlado en las zonas de tuberías de drenaje, podrá colocarse una capa de 10 cm. de espesor de tezontle o grava que funcione como filtro y capa estabilizadora.
- Durante el proceso de excavación, se deberá cuidar los siguientes aspectos:
 - a) Cuando el material de relleno existente se encuentre en estado muy suelto, las paredes de la excavación deberán mantener el talud de reposo natural de dicho material y en caso necesario protegerlo mediante un repellado para evitar que pierdan humedad y por consiguiente su estabilidad.
 - b) En caso de detectar alguna cimentación antigua dentro del área de excavación, estas se deberán de extraer en su totalidad, y si la profundidad de dichas cimentaciones es mayor que la recomendada, las capas ó zanjas se rellenarán con tepetate, compactándose al 90% de la prueba proctor estándar.
 - c) Deberán evitarse las sobre excavaciones, lo cual se corrige llevando un control de niveles con respecto a un banco de nivel, localizado fuera del área de influencia de la obra en cuestión, estos niveles se deberán referenciar a señales (palomas) en los muros colindantes.
 - d) Las filtraciones de agua de las colindancias hacia la excavación es muy frecuente, provocando saturamiento en los materiales excavados y sobre todo en el fondo (material aguachinado), en tal caso, se deberá orear la zona afectada y posteriormente colocar un material granular. El fondo de la excavación en el área afectada deberá de sobre excavar un máximo de 20 cm., y un mínimo de 10 cm. con respecto a la máxima profundidad recomendada, la sobre excavación se tratará agregando una capa combinada de grava-tepetate con un proporcionamiento del 70 y 30% respectivamente, compactándose hasta alcanzar el nivel de excavación recomendado.



- e) Terminada la excavación se revisará el fondo de la misma, cuidando que no presente material suelto producto de la excavación, que no se tengan rellenos de mala calidad a nivel de desplante y que las características de resistencia de los materiales sea la señalada, si se llegara a presentar algunos de los casos, se deberá profundizar la excavación en capas de 5 cm. y solicitar la asesoría de Mecánica de Suelos.
- f) Previo a la colocación de la cimentación, deberán preverse las instalaciones hidráulicas y sanitarias, así como la construcción de registros y de cisternas de almacenamiento de agua.
- g) No debe permitirse por ningún motivo excavaciones posteriores a la colocación de la cimentación y sobre todo cuando ya se tengan coladas las losas de planta baja y primer nivel, la realización indebida de estas excavaciones provocan serios problemas de estabilidad del mejoramiento, que se reflejan en movimientos bruscos de la estructura y la presencia de grietas y fisuras en muros.
- h) El proceso de excavación de las zonas de colindancia, se realizará con una estructura de contención constituida por viguetas de acero, hincadas, colocando entre ellas un ademe de concreto colado en el sitio, de acuerdo con el procedimiento siguiente:
- i) Previo a la excavación de la primera etapa, se realizara el hincado perimetral de las viguetas IR 203 (8") x 31.2 Kg. /m, hasta 3.1 m abajo del máximo nivel de excavación (figura 15). Para facilitar su hincado y no generar demasiadas vibraciones, se podrán ejecutar perforaciones guía de 15 cm. de diámetro, mediante posteadora o similar por lo menos en los primeros 3.25m de profundidad. La separación entre viguetas en el sentido horizontal será a cada 1.5 m
- j) Colada la losa de piso del sótano de la primer etapa e hincadas las viguetas de acero y construido los "muertos" de concreto o ahogadas las varillas en la losa adyacente a las etapas de colindancia, se iniciará la excavación de estas.
- k) Conforme se profundice la excavación, se colará el ademe de concreto armado, apoyándolo contra los patines de las viguetas hincadas; el ademe de concreto tendrá un espesor de 10 cm., reforzado con un lecho de varillas del no. 3 a cada 20 cm.
- l) Las vigas "*madrinas*" serán viguetas de acero IR de 10" (254) x 32.9 Kg. /m y se colocarán separadas 45 cm. de las viguetas hincadas, las que se apoyarán y soldarán a las mismas a través de un tubo-pasador de 2" de diámetro con placas metálicas, cuando la excavación se encuentre 30 cm. abajo de su punto de aplicación, detalle 3, figura 23.
- m) Estas vigas "*madrinas*" se colocarán en los niveles indicados en el corte de la figura 21; los puntales de diámetro de 4" Y 6", cédula 40, se colocarán y soldarán inmediatamente después de instalada la viga "*madrina*", apoyándose un extremo en la viga "*madrina*" y el otro, en los "muertos" o varillas ahogadas de la losa de piso, acuñándolos debidamente con polines 6" x 6" o "quesos" de madera.
- n) Cada puntal se colocará con una precarga de 5 Ton, mediante un gato operado con una bomba manual o eléctrica, que se apoyará en otro puntal más corto. El sistema gato-bomba deberá tener un



manómetro para medir la magnitud de la presión aplicada; la capacidad del gato será mínima de 15 Ton y 30 cm. de carrera.

o) Habiendo colocado los dos niveles de puntales, se excavará hasta alcanzar la máxima profundidad de proyecto, colando inmediatamente la plantilla y posteriormente la losa de piso del sótano con su respectivo muñón, contra las viguetas hincadas.

p) La construcción de la losa-tapa del sótano se realizará treinta y seis horas después de colar el muro perimetral y las columnas o después de quitar la cimbra, sin retirar el primer nivel de puntales.

q) El primer nivel de puntales y "madrinas", se podrá retirar setenta y dos horas después de colado el muro perimetral y las columnas del nivel sótano.

➤ La protección a colindancias será resuelta mediante un muro tipo Berlín.



ANEXO



OBRA : AV. CUAUHEMOC # 842		LOCALIZACION : AV. CUAUHEMOC # 842														
TIPO DE SONDEO : POZO A CIELO ABIERTO		PCA-1														
PROF (M)	DESCRIPCION	PERFIL ESTRATIGRAFICO	GRUPO SUCO	W	LL	LP	IP	qu	G	A	F	UU		Ss	SIMBOLOGIA	
				%	%	%	%	%	%	%	%	C	O			
0,00	PCA-1														ARCILLA	MAT. PUMITICO
0,20	0.0 A 0.20M. RELLENO CONSTITUIDO DE ARENA ARCILLOSA CON CASCAJO														SUELO VEGETAL	
0,40	0.20 A 1.00M. ARCILLA ARENOSA COLOR CAFÉ GRISACEO.		41												ARENA	
0,60															GRAVAS	
0,80															BOLEOS	
1,00															LIMO	
1,20	1.00 A 1.80 ARCILLA POCO ARENOSA COLOR CAFÉ CLARO CON RAICES DESECADAS.		67												RELLENO	
1,40															W = CONTENIDO DE AGUA	
1,60															LL = LIMITE LIQUIDO	
1,80	1.80 A 2.00M. ARCILLA NEGRA PLASTICA CON RAICES FOSILES.		79												LP = LIMITE PLASTICO	
2,00															IP = INDICE PLASTICO	
2,20	2.00 A 2.30M. ARCILLA PLASTICA COLOR OSCURA.		71												qu = COMPRESION SIMPLE	
2,40															G = GRAVA	
2,60	↑ NIVEL DE MAXIMA EXCAVACIÓN		CH	91	79	30	49			2	98	2.3	10	2.52	A = ARENA	
2,80															F = FINOS	
3,00															UU PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL	
3,20															NO CONSOLIDADA - NO DRENADA	
3,40															C = COHESION (ton/m ²)	
															O = ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA	
															h = PESO VOLUMETRICO	
															Ss = DENSIDAD DE SOLIDOS	
															N.A.F. = 2.15M.	
															Df = 1.00M.	



OBRA : AV. CUAUHEMOC # 842		LOCALIZACION : AV. CUAUHEMOC # 842											PCA-2				
TIPO DE SONDEO : POZO A CIELO ABIERTO													PCA-2				
PROF. (m)	DESCRIPCION	PERFIL (ESTRATIGRAFICO)	GRUPO ALC	W	LL	LP	IP	qu	G	A	F	UU		S _s	SIMBOLOGIA		
				%	%	%	%	kg/cm ²	%	%	%	C	O				
0,00																ARCILLA	MAT. PUMITICO
0,20																SUELO VEGETAL	
0,40																ARENA	
0,60																GRAVAS	
0,80	0.0 A 0.70M. MATERIAL DE RELLENO CONSTITUIDO DE ARENA ARCILLOSA CON CASCAJO.															BOLEOS	
1,00	0.70 A 1.00M. ARCILLA POCO ARENOSA COLOR CAFÉ CLARO.			33												LIMO	
1,20																RELLENO	
1,40	1.00 A 1.90M. ARCILLA POCO ARENOSA COLOR CAFÉ CLARO CON RAICES DESECADAS.			39													
1,60																	
1,80																	
2,00	1.90 A 2.30M. ARCILLA PLASTICA COLOR NEGRA		CH	64	63	28	35			1	99	1.6	5	2.52			
2,20																	
2,40	2.30 A 2.60M. ARCILLA PLASTICA COLOR NEGRA			275													
2,60																	
2,80	↑ NIVEL DE MAXIMA EXCAVACIÓN																
3,00																	
3,20																	
3,40																	

W = CONTENIDO DE AGUA
 LL = LIMITE LIQUIDO
 LP = LIMITE PLASTICO
 IP = INDICE PLASTICO
 qu = COMPRESION SIMPLE
 G = GRAVA
 A = ARENA
 F = FINOS
 UU PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL
 NO CONSOLIDADA - NO DRENADA
 C = COHESION (ton/m²)
 O = ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA
 h = PESO VOLUMETRICO
 S_s = DENSIDAD DE SOLIDOS
 N.A.F. = 2.15M.
 Df = 1.05M.



OBRA : AV. CUAUHEMOC # 842 LOCALIZACION : AV. CUAUHEMOC # 842																
TIPO DE SONDEO : POZO A CIELO ABIERTO														PCA-3		
PROF (M)	DESCRIPCION	PERFIL ESTADISTICO	GRUPO SUELO	W	LL	LP	IP	qu	G	A	F	UU		Ss	SIMBOLOGIA	
				%	%	%	%	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	C	O	g/cm ³		
0,00															ARCILLA	MAT. PUMITICO
0,20	0.00 A 0.40M. MATERIAL DE RELLENO CONSTITUIDO DE ARENA ARCILLOSA CON CASCAJO.														SUELO VEGETAL	
0,40															ARENA	
0,60															GRAVAS	
0,80															BOLEOS	
1,00															LIMO	
1,20															RELLENO	
1,40	0.40 A 2.20M. ARCILLA POCO ARENOSA COLOR CAFÉ CLARO		CH	66	19	47			2	98	5.3	8		2.51		
1,60																
1,80																
2,00																
2,20																
2,40	2.20 A 2.50M. ARCILLA PLASTICA COLOR NEGRA.															
2,60																
2,80	NIVEL DE MAXIMA EXCAVACIÓN															
3,00																
3,20																
3,40																

W = CONTENIDO DE AGUA
 LL = LIMITE LIQUIDO
 LP = LIMITE PLASTICO
 IP = INDICE PLASTICO
 qu = COMPRESION SIMPLE
 G = GRAVA
 A = ARENA
 F = FINOS
 UU PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL
 NO CONSOLIDADA - NO DRENADA
 C = COHESION (ton/m²)
 O = ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA
 h = PESO VOLUMETRICO
 Ss = DENSIDAD DE SOLIDOS

 N.A.F. = 2.45M.
 Df = 1.05M.



REPORTE DIARIO DE PERFORACIÓN													
OBRA:		AV. CUAUHEMOC No. 842				COORDENADAS: X		Y	Z				
LOCALIZACIÓN:		NARVARTE				FECHA DE INICIO:		21/05/2007		Hrs.			
POZO No.		1				TERMINACIÓN:				Hrs.			
TIPO DE SONDEO:		MIXTO											
LONGYEAR 34										BOMBA: MOYNO 3L6			
MUESTRA No.	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACIÓN			PENETRACIÓN ESTÁNDAR PESO DEL MARTILLO 64 KG ALTURA DE CAÍDA 75 cm. N° DE GOLPES EN			TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES		
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m.	%	CR% (DEERE)	15 cm.	30 cm.	15 cm.				
-	0.00	0.20	0.20	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 4 1/2.		
1	0.20	0.80	0.60	0.22			2	6	4	T.P.	Arcilla limosa con grumos café oscuro.		
2	0.80	1.40	0.60	0.42			2	8	5	T.P.	Arcilla limosa con poca arena café oscuro.		
3	1.40	2.00	0.60	0.51			1	3	2	T.P.	Arcilla limosa con poca arena café oscuro y negro.		
4	2.00	2.60	0.60	0.34			2	2	2	T.P.	Arcilla limosa con arena fina negra.		
5	2.60	3.20	0.60	0.26			1	1	1	T.P.	Arcilla limosa con arena fina negra y café oscuro.		
6	3.20	4.00	0.80	0.53			PRESIÓN Y ROTACIÓN			T.S.	P.S. arena fina limosa gris oscuro, P.I. limo arcilloso con poca arena gris verdosa.		
7	4.00	4.60	0.60	0.40			1	4	3	T.P.	Arena fina limosa gris verdosa con lente de arena pumitica.		
8	4.60	5.20	0.60	0.48			1	1	1	T.P.	Limo arcilloso con arena fina y materia orgánica gris verdoso.		
9	5.20	5.80	0.60	0.53			1	1/45	-	T.P.	Limo arcilloso con arena fina y materia orgánica gris verdoso.		
10	5.80	6.40	0.60	0.50			PH	PH	PH	T.P.	Limo arcilloso con materia orgánica gris verdoso.		
11	6.40	7.20	0.80	0.51			PRESIÓN Y ROTACIÓN			T.S.	P.S. arcilla limosa con poca arena fina y mat. orgánica gris verdoso, P.I. arena fina arcillosa gris verdoso.		
12	7.20	7.80	0.60	0.40			PH	PH	PH	T.P.	Arcilla limosa gris verdoso y café claro.		
13	7.80	8.40	0.60	0.20			PH	PH	PH	T.P.	Arcilla gris verdoso y café claro.		
14	8.40	9.00	0.60	0.38			1	1	1	T.P.	Arcilla poco limosa con grumos gris verdoso y café claro.		
15	9.00	9.60	0.60	0.37			1	2	1	T.P.	0.10 cm arcilla café rojizo, 0.15 cm arena fina negra, 0.12 cm arcilla café rojizo.		
16	9.60	10.20	0.60	0.35			1	2	2	T.P.	Arcilla poco limosa café rojizo y café claro y un lente de arena fina.		
17	10.20	11.00	0.80	0.36			PRESIÓN Y ROTACIÓN			T.S.	P.S. arcilla poco limosa con grumos café rojizo, P.I. arena fina limosa negra con granzo pumiticas.		
18	11.00	11.60	0.60	0.38			1	2	2	T.P.	Limo arcilloso gris verdoso y gris oscuro lentes de arena fina.		
19	11.60	12.20	0.60	0.43			PH	PH	2	T.P.	Arcilla limosa gris verdoso y café rojizo con lente de arena fina.		
20	12.20	12.80	0.60	0.45			PH	6	10	T.P.	0.21 cm arcilla limosa café claro, 0.07 cm arena fina café grisáceo, 0.17 cm limo arenoso poco arcilloso con grumos negro.		
21	12.80	13.40	0.60	0.42			3	3	3	T.P.	0.16 cm limo arenoso poco arcilloso con grumos negro y 0.26 cm limo arcilloso con materia orgánica gris verdoso.		
NIVEL FREÁTICO (m).						TURNOS:	HRS.		PROF. PROYECTO:	25.00			
OBSERVACIONES GENERALES:								PROF. REAL:		25.20			
								OPERADOR:		Joaquín J.			
								SUPERVISOR:					
ADEME (m).								FECHA:					



REPORTE DIARIO DE PERFORACIÓN													
OBRA:		AV. CUAUHTEMOC No. 842				COORDENADAS: X		Y	Z				
LOCALIZACIÓN:		NARVARTE				FECHA DE INICIO:		21/05/2007		Hrs.			
POZO No.:		1				TERMINACIÓN:				Hrs.			
TIPO DE SONDEO:		MXTO											
LONGYEAR 34										BOMBA: MOYNO 3L6			
MUESTRA No.	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACIÓN			PENETRACIÓN ESTÁNDAR PESO DEL MARTILLO 64 KG ALTURA DE CAÍDA 75 cm.			TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES		
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m.	%	CR% (DEERE)	N° DE GOLPES EN						
							15 cm.	30 cm.	15 cm.				
22	13.40	14.00	0.60	0.50			PH	2	2	T.P.	0.22 cm limo arcilloso con materia orgánica gris verdoso, 0.13 cm arena fina limosa gris verdoso y negro, 0.14 cm arcilla limosa con materia orgánica café rojizo.		
23	14.00	14.60	0.60	0.49			PH	PH	3	T.P.	Arcilla limosa con materia orgánica gris verdoso y café rojizo.		
24	14.60	15.20	0.60	0.45			1	3	5	T.P.	Arcilla café rojizo con materia orgánica.		
25	15.20	16.00	0.80	0.52			PRESIÓN Y ROTACIÓN			T.S.	P.S. arcilla café rojizo, P.I. arena fina arcillosa gris verdoso.		
26	16.00	16.60	0.60	0.52			PH	2	4	T.P.	0.14 cm arena fina arcillosa gris verdosa, 0.38 cm arcilla limosa gris verdoso		
27	16.60	16.45	0.35	0.18			5	50/20	-	T.P.	0.08 cm arcilla limosa gris verdoso, 0.10 cm arena fina limosa gris verdosa		
-	16.95	17.20	0.25	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 4 1/2.		
28	17.20	17.80	0.60	0.44			3	9	4	T.P.	0.35 cm arena fina limosa poco arcillosa gris verdoso, 0.19 cm limo arcilloso café claro.		
29	17.80	18.40	0.60	0.39			3	10	5	T.P.	0.17cm arena fina limosa poco arcillosa gris verdoso, 0.22 cm arcilla limosa gris verdosa.		
30	18.40	19.00	0.60	0.36			10	32	33	T.P.	0.14 cm arena fina limosa gris verdoso, 0.22 cm arcilla limosa con poca arena fina gris verdoso.		
31	19.00	19.60	0.60	0.25			12	34	9	T.P.	Limo arenoso con grumos gris verdoso.		
32	19.60	20.20	0.60	0.33			1	4	4	T.P.	Arcilla limosa gris verdoso y 0.04 cm ceniza volcánica en la zapata blanquizca.		
33	20.20	21.00	0.80	0.80			PRESIÓN Y ROTACIÓN			T.S.	Limo arcilloso gris verdoso ambos lados.		
34	21.00	21.60	0.60	0.36			1	6	4	T.P.	Limo arcilloso gris verdoso.		
35	21.60	22.20	0.60	0.30			1	8	8	T.P.	Limo arcilloso gris verdoso y contacto con arena fina blanquizca.		
36	22.20	22.75	0.55	0.41			4	36	50/10	T.P.	16.0 cm limo arenoso gris verdoso, 1.5 cm arena fina gris verdoso, 10.0 cm arena media con gravas.		
-	22.75	22.80	0.05	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 4 1/2.		
37	22.80	23.08	0.28	0.20			32	50/13	-	T.P.	Arena fina y media gris oscuro.		
-	23.08	23.40	0.32	-			AVANCE			B.T.	Avance con broca triconica 4 1/2.		
NIVEL FREÁTICO (m).				TURNO DE:		HRS.		PROF. PROYECTO:		25.00			
OBSERVACIONES GENERALES:								PROF. REAL:		25.20			
								OPERADOR:		Joaquín J.			
								SUPERVISOR:					
ADEME (m).								FECHA:					



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO





BIBLIOGRAFIA

- **REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN DEL DISTRITO FEDERAL.**

- **NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES. 2004**

- **MECÁNICA DE SUELOS TOMO II.
TEORIA Y APLICACIONES DE LA MECÁNICA DE SUELOS
EULALIO JUAREZ BADILLO
ALFONSO RICO RODRIGUEZ
EDITORIAL, LIMUSA**