



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES**

**“CAMPUS ARAGÓN”**

**PROCESO CONSTRUCTIVO PARA LA CIMENTACIÓN  
DE UNA ESTACIÓN DE SERVICIO QUE SE ENCUENTRA  
UBICADA EN ZONA DE TRANSICIÓN.**

**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:  
**GABRIEL ARTURO JACINTO GARAY**  
Director de tesis: Ing. Gabriel Ruiz González



San Juan de Aragón Edo. De México, 2006



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.

## DEDICATORIAS

*Te agradezco Dios primero que nadie por haberme permitido lograr este objetivo tan esperado desde el comienzo de mi vida, por tener esta familia tan grande en todos los sentidos por tener amigos de verdad y sobre todo por estar vivo.*

*Agradezco con todo mi amor a mi abuelita Maria González Hernández por todo el apoyo y el amor que me ha brindado durante estos cortos 25 años que Dios me ha permitido estar con ella, ya que ella ha sido una motivación muy grande en mi vida así como el apoyo principal para poder lograr esta meta, gracias abue nunca en la vida podré pagarle todo lo que ha hecho por mi.*

*Por supuesto doy las gracias a los dos seres que me otorgaron la vida; mis amados padres Gabriel Armando Jacinto González y Silvia Garay Murillo, que siempre han luchado por hacer de mí un hombre de bien y me han inculcado valores desde siempre, muchas gracias por ser como son, por apoyarme en todos mis proyectos, por tener confianza en mí y sobre todo por estar los dos conmigo Mamá y Papá los amo.*

*A mis hermanos Frey Roman Jacinto Garay y Néstor Yair Jacinto Garay, que han estado conmigo en las buenas y en las malas, por que nunca han dudado de mí y siempre tratan de copiar las cosas buenas que hago, espero con este trabajo poder poner un buen ejemplo para ustedes. Aun tenemos muchas cosas buenas por vivir juntos, espero que alguna de esas cosas sea la titulación de ustedes. Saben que son un orgullo para mí los amo por este motivo este trabajo va dedicado también para ustedes.*

*A mis adoradas tías Nelida Jacinto González, Maria Luisa Jacinto González, Fabiola Jacinto González, Sonia Jacinto González, Claudia Jacinto González, Olga Jacinto González, por haber significado de alguna u otra manera uno de los apoyos principales para haber logrado esta meta.*

*A mis tíos Antelmo Jacinto González y Asunción Jacinto González por nunca haber dudado de mí y por estar siempre conmigo cuando lo necesite, por haberme apoyado durante todos estos años de escuela gracias.*

*Como también así a todos mis primos: Ely, Anaíd, Gaby, Marco, Diana, Esau, Nadia, Emanuel, Ale, Vicen, Aranza, Dany, Aldo, Brayam, Midori, Carlitos, en general a todos por las cosas que hemos vivido juntos y por estar conmigo.*

*No pueden faltar los agradecimientos a mis amigos de la carrera los CHARMINES, Alfredo(charmín), Gabriel(chino), Víctor(tragos), Andrés(panza), Helder(crespo), Alfonso(Sakaguchi), Francisco(panchirris), Belinda, Antonio(carbon), Pepe, Goyo, Erika, Julio(viejo), Israel (morrongo), Abraham(faiz), Fernando(orejon), Hugo(joseph), Hector(manotas), Luis (tibu).*

*A mis **amigos**: Ángel (pinwik), Roberto, Ricardo (QEPD), Fernando, Irma (mulan), Rodolfo.*

*Al ingeniero **Hector Merino** por ayudarme en la impresión de este trabajo.*

*A la banda **SISMO**: Alan, Samuel, Jairo, Nestor, Frey por todo este tiempo de desastres y desestrés gracias.*

*Y con profunda admiración y respeto a la **Facultad de Estudios Superiores Aragón** de la Universidad Nacional Autónoma de México por permitirme el honor de pertenecer a ella en la carrera de ingeniería civil generación 2000-2004.*

*A mis **profesores** el ingeniero Gabriel Álvarez Bautista, el ingeniero Pascual García Cuevas, ingeniero Martín Ortiz León, ingeniero Karla Ivonne Vázquez.*

*Y muy en especial a mi **asesor de tesis** el ingeniero Gabriel Ruiz González por todo su valioso tiempo dedicado a esta tesis, sus consejos y paciencia.*

*GRACIAS*

## ÍNDICE

### **CAPITULO I**

Antecedentes.....	1
-------------------	---

### **CAPITULO II**

#### Pruebas de campo y laboratorio

II.1 Pruebas de campo.....	3
II.2 Pruebas de laboratorio.....	15

### **CAPITULO III**

#### Características estratigráficas y físicas del subsuelo en predio de interés.

III.1 Características del subsuelo del Valle de México.....	24
III.2 Características y descripción de las zonas I, II y III.....	29
III.3 Características estratigráficas del predio de interés.....	38

### **CAPITULO IV**

#### Análisis de cimentación

IV.1 Cimentaciones superficiales.....	41
IV.2 Cimentación somera.....	50

### **CAPITULO V**

#### Proceso constructivo

V.1 Proceso constructivo propuesto en base a los cálculos y estudios anteriores.....	76
V.2 Proceso constructivo llevado a cabo.....	81

V.2.1 Aspectos generales del proceso constructivo.....	81
V.2.2 Mejoramiento del suelo en el predio.....	91
V.2.3 Fabricación e hincado de viguetas.....	94
V.2.4 Excavación y troquelamiento.....	109
V.2.5 Armado y colado de muros perimetrales.....	118
V.2.6 Colocación de los tanques de acero.....	129

## **CAPITULO VI**

Imprevistos durante el proceso constructivo.....	132
--	-----

## **CAPITULO VII**

Conclusiones y recomendaciones.....	138
-------------------------------------	-----

## **BIBLIOGRAFÍA**

## **ANEXOS**

# CAPITULO I

## ANTECEDENTES

La cimentación es la parte de una obra que soporta además de la estructura, las acciones que actúan sobre ella incluyendo, no solo los elementos que transmiten las cargas al suelo, sino también el terreno influenciado por ella.

En este caso estamos hablando de cimentaciones compensadas y entendemos por cimentaciones compensadas aquéllas en las que se busca reducir el incremento neto de carga aplicado al subsuelo, mediante excavaciones del terreno y uso de un cajón desplantado a cierta profundidad. Según que el incremento neto de carga aplicada al suelo, en la base del cajón resulte positivo, nulo o negativo, la cimentación se denomina parcialmente compensada, compensada o sobre-compensada, respectivamente.

Una cimentación debe tener una resistencia precisa de los elementos estructurales que la constituyen, además la estabilidad también es una de las condiciones que debe cumplir, es decir contar con un coeficiente de seguridad adecuado respecto al hundimiento o ruptura del terreno y por último no permitir ningún movimiento como asentamientos o desplazamientos horizontales entre otras cosas; ya que estos pueden producir daños en la estructura, disminuir sus características funcionales o impedir su utilización.

El objetivo de la mayor parte de las investigaciones geotécnicas del lugar radica en obtener información sobre las condiciones en la superficie y el subsuelo, que se requiere para diseñar y construir las instalaciones, así como evaluar y mitigar los riesgos geológicos como los ya mencionados en el párrafo anterior.

El proyecto de cimentación es parte de un proceso integrado que incluye:

- 1.-Recopilación de los datos disponibles.
- 2.-Investigación de campo y laboratorio.
- 3.-Identificación de la estratigrafía del sitio y las propiedades del suelo.
- 4-Análisis de ingeniería.
- 5.-Establecimiento del criterio de diseño y construcción.

Entonces todos los proyectos de cimentación se basan o deben basarse en un buen conocimiento de terreno y de la zona en donde se va a construir; empezando por la obtención de la información existente. También se tendrán que hacer los trabajos de reconocimiento recomendados, como son los estudios de campo así como los estudios de laboratorio para así poder obtener un buen estudio geotécnico del terreno.

El estudio geotécnico, además de determinar las condiciones geológicas e hidrogeológicas de la zona, con los perfiles estratigráficos y las propiedades físico-mecánicas del terreno, también determina parámetros necesarios para el proyecto y el cálculo de una cimentación, previendo además las posibles variaciones que tendrá la obra en las condiciones del terreno.

Cabe señalar, que esta labor solo puede ser llevada a cabo, por un especialista, mismo que se encargará de verificar, que se cumpla con la calidad de los estudios geotécnicos, ya que requiere de una adecuada programación y control de los sondeos, pruebas de penetración, toma de muestras y ensayo de laboratorio o de campo.

En este caso, se proyecta la construcción de la nueva cimentación que alojará los tanques para la ampliación de la estación de servicio.

El predio colindante tiene una superficie plana y sensiblemente horizontal en ambas direcciones, con un desnivel de menos 1.0 metros, con respecto a la calle de José María Pino Suárez, con un área aproximada de 861.38 m<sup>2</sup>.

El proyecto contempla la construcción de 5 dispensarios o servidores, un tanque de almacenamiento tripartido de doble pared de 300 000 litros (de los cuáles 120 000 litros serán magna, 60 000 Premium y 120 000 diesel).

Con el objetivo de proporcionar el procedimiento constructivo de las excavaciones de los cajones que alojaran los tanques de almacenamiento y las recomendaciones de la cimentación de la estructuras de cubierta del área de bombas; se efectuaron diversos análisis de mecánica de suelos basados en los resultados del muestreo y exploración del subsuelo realizado en el predio de interés y en pruebas de laboratorio.

## CAPITULO II

### PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO

#### II.1 Pruebas de campo.

Para la construcción de estructuras alojadas en excavaciones profundas y extensas como en este caso; se requieren de investigaciones muy detalladas, casi perfectas.

Existen varios procedimientos por medio de los cuales se puede emprender la investigación del terreno como por ejemplo: utilizar trabajadores locales para que hagan pozos o perforaciones a mano o bien emplear un especialista que se encargue de las perforaciones y obtenga muestras del suelo.

Frecuentemente es posible reducir el número y profundidad de los sondeos si las pruebas de laboratorio muestran una uniformidad general en todo el lugar o bien si los ensayos "in situ" puedan sustituir a las perforaciones.

Las pruebas de campo forman parte del comienzo de la investigación del sitio, para ser exactos, las pruebas de campo y laboratorio son el punto número 2 del proceso integrado, como se había mencionado en el capítulo anterior. Para poder establecer correctamente los criterios de diseño de la cimentación, debemos de partir de una buena recopilación de datos o estudios previos y por supuesto de pruebas de campo y laboratorio, elaboradas por un especialista, para así poder tener resultados en verdad representativos del terreno o suelo donde se está presentando la cimentación.

Actualmente en mecánica de suelos se utilizan varios tipos de sondeos también conocidos como métodos exploratorios del subsuelo pero los principales métodos para determinar la estratificación y las características técnicas del subsuelo son los que a continuación se mencionan.

##### 1.-Pozos a cielo abierto.

Este método es muy barato cuando se utiliza en pequeñas profundidades no requiere de algún equipo en especial y pueden ser efectuados por cualquier trabajador. En un buen terreno se pueden hacer los pozos hasta una profundidad de 1.20 m sin necesidad de ademado y solo se tendrá dificultad en caso de contar con un suelo con acumulación de agua y arenoso. Estos pozos proporcionan un panorama bastante claro sobre la estratificación de los suelos.

Por eso este método de exploración, es el único medio realmente eficaz para conseguir, la información adecuada sobre terreno rellenado o depósitos naturales muy variados.

## 2.- Sondeos mediante perforadora de mano.

El sondeo mediante perforadora de mano o mecánica constituye así como el del pozo a cielo abierto un medio barato de exploración del subsuelo en tipo de suelos favorables. Las perforadoras de mano, son conocidas también como perforadoras de agujeros para postes y suelen ser de 15 a 20 cm de diámetro para trabajos de investigación y van provistas de barras suplementarias. En arcillas duras se puede lograr una profundidad de 3 a 4.5 m En arenas o arcillas firmes dotadas de alguna cohesión se alcanza una profundidad de 6 a 7.5 m

Algunos tipos tienen medios para extender sus vástagos y así poder sondear a mayores profundidades.

## 3.- Sondeos mediante barrena con cuchara.

Este tipo de sondeos pueden llevarse a cabo en cualquier tipo de suelo, puesto que los barrenos pueden revestirse en el sitio requerido con tubos de acero, empleándose una extensa variedad para los diferentes suelos y tipos de roca.

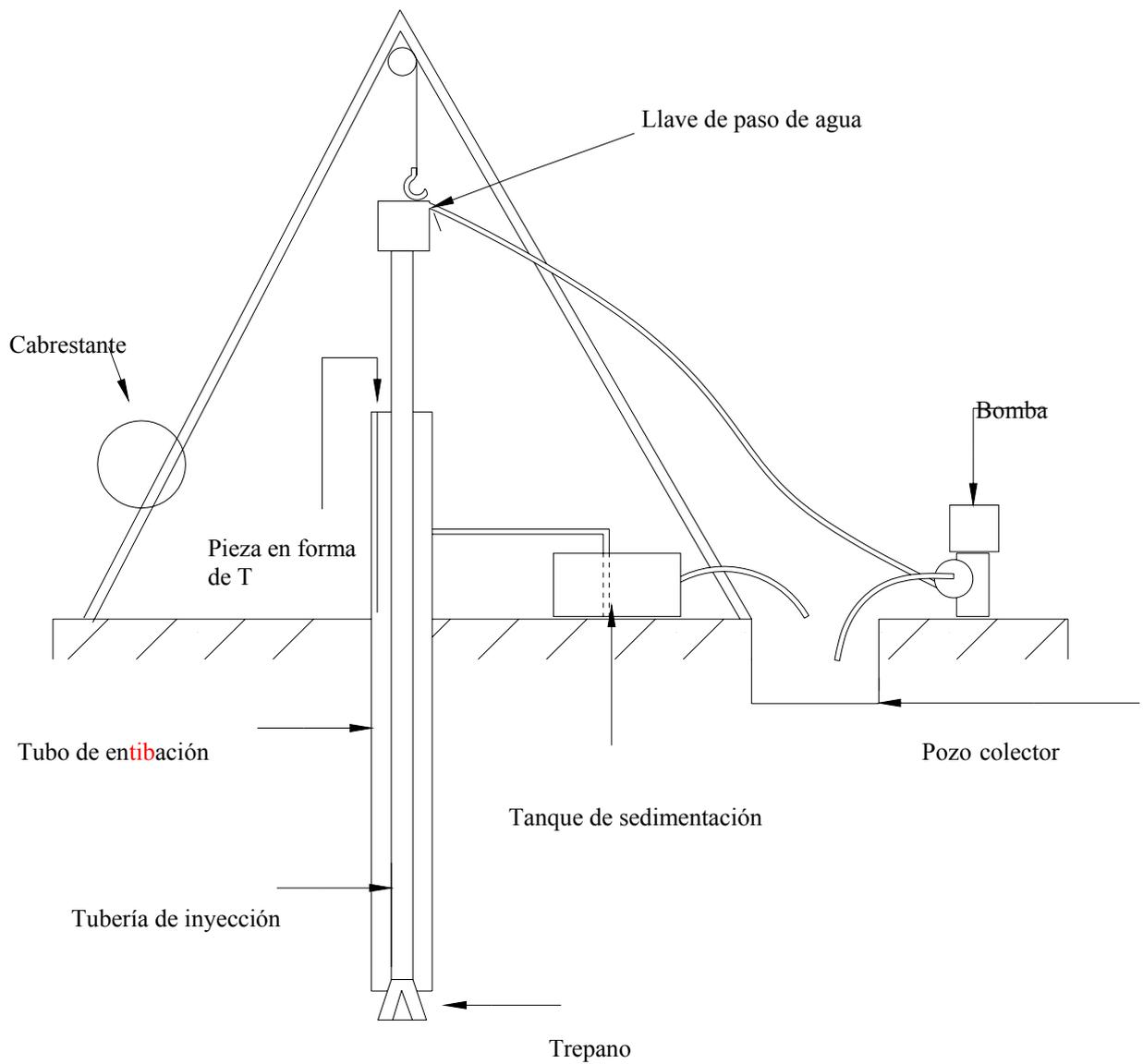
## 4.- Sondeo por percusión.

Las máquinas utilizadas en este sondeo desgarran el suelo por golpes sucesivos de una cabeza vibratoria, y la masa pastosa resultante es separada por una cuchara. Este método no es muy usual en investigaciones del suelo debido a la profunda alteración que sufre el suelo.

## 5.- Método de lavado o sondeos por inyección de agua.

En este sondeo el suelo es desgarrado y separado del barreno por una corriente de agua o de lodo de perforación que viene del extremo inferior del tubo de inyección que se mueve hacia arriba y hacia abajo. Se le hace girar a mano en el interior del barreno. La corriente de agua o de lodo transporta la mezcla de muestras por el espacio que existe entre el tubo de inyección y el de revestimiento, y aflora a nivel del terreno en donde la mezcla en suspensión se deposita en un tanque o balsa, volviéndose entonces a poner en circulación el fluido, o bien evacuarlo según se requiera.

Las muestras obtenidas en el tanque pueden utilizarse para fines de investigación aunque este procedimiento es a veces ineficaz debido a que se mezclan unas con otras.



Esquema del equipo para este método.

Entonces el método es tan simple que consiste en pocas palabras en determinar la profundidad hasta una zona de contacto entre terrenos blandos o sueltos y estratos duros o compactos. Las tuberías de inyección arrojando agua a presiones elevadas, funcionan de arriba abajo en un agujero sin revestimiento. De aquí que no exista una identificación positiva del suelo a causa de la frecuente pérdida de agua que se inyecta. El muestreo seco a través de las tuberías de inyección no es fácil de conseguir, resultando imposible en muchísimos casos.

#### 7.- Equipo de penetración de cono estático o dinámico.

Se usa para determinar las características y estratificación de los depósitos del suelo, midiendo bien el número de golpes requerido para que el cono avance una distancia fija (ensayos con cono dinámico) o bien, la fuerza requerida para hacer penetrar el cono en el suelo a profundidades cada vez mayores (pruebas cono estático). Al final se obtiene un informe sobre la resistencia a la perforación con la profundidad, del cual se puede deducir por correlación con los sondeos de la estratificación de los suelos.

#### 8.- Métodos geofísicos.

Es posible determinar la estratigrafía de los suelos y rocas con ayuda de procedimientos geofísicos, que miden los cambios en ciertas características físicas de los materiales que componen los estratos. Los métodos geofísicos son un medio de conseguir datos sobre cambios de los estratos entre perforaciones ampliamente espaciadas y nos proporcionan datos directos y cuantitativos sobre la resistencia al esfuerzo cortante, compresibilidad o distribución del tamaño de las partículas.

Los siguientes son algunos ejemplos de los métodos geofísicos.

##### a) Resistencia eléctrica.

Hace uso de las diferencias de conductividad o resistencia eléctrica entre un tipo de suelo o de roca y otro. Una corriente eléctrica circula por tierra entre un par de electrodos (electrodos de corriente) y la caída de potencial se mide mediante un par de electrodos situados entre aquellos y conocidos con el nombre de electrodos de potencial.

b) Método sísmico.

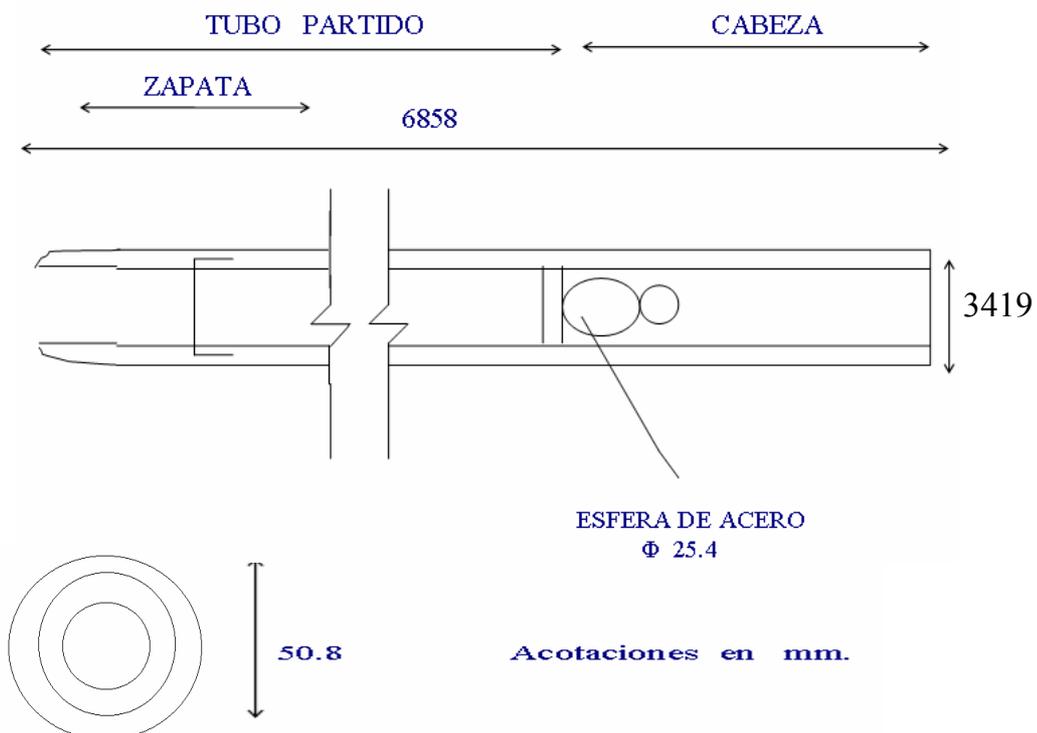
Estos métodos están basados en los hechos de que los suelos y rocas tienen diferentes características en lo referente a la velocidad de propagación de las vibraciones a través de ellos. Por ello, cuando se enciende una carga explosiva al nivel del terreno o en una perforación, las ondas viajan en todas direcciones a partir del punto de explosión, y son refractadas y reflejadas por los distintos estratos. Por consiguiente, midiendo con un sismómetro el tiempo de llegada de las ondas a un punto determinado de la superficie podrán deducirse la naturaleza y profundidad de los estratos subyacentes.

9.- Método de penetración estándar.

Este procedimiento es uno de los más usuales dentro de los métodos de exploración ya que ha rendido mejores resultados en la práctica y proporciona información muy útil en torno al subsuelo y no solo referente a la descripción.

Esta prueba permite conocer en suelos puramente **friccionantes** la compacidad de los mantos que, es la característica fundamental respecto a su comportamiento mecánico. En los suelos plásticos la prueba nos permite, tener una idea **burda** de la resistencia a la compresión simple. Y el método incluye un muestreo, que proporciona muestras alteradas representativas del suelo.

El equipo necesario para aplicar el procedimiento consta de un muestreador especial (muestreador o penetrometro estándar) de dimensiones establecidas que se muestra a continuación.



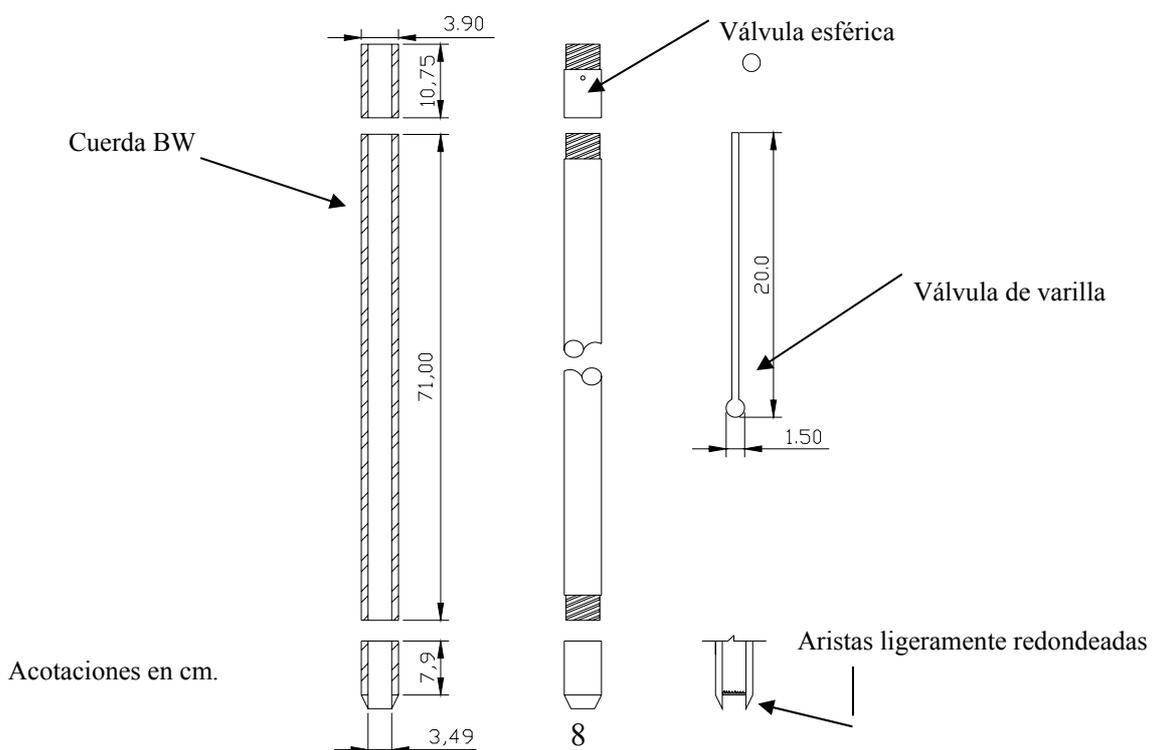
Lo normal es que el **penetrómetro** sea de media caña, para facilitar la extracción de la muestra que haya penetrado en su interior. El **penetrómetro** se enrosca al extremo de la tubería de perforación y la prueba consiste en hacerlo penetrar a golpes dados por un martinete de 63.5 kg que es dejado caer desde una altura de 76 cm y se cuenta el número de golpes que sean necesarios para lograr una penetración de 30 cm.

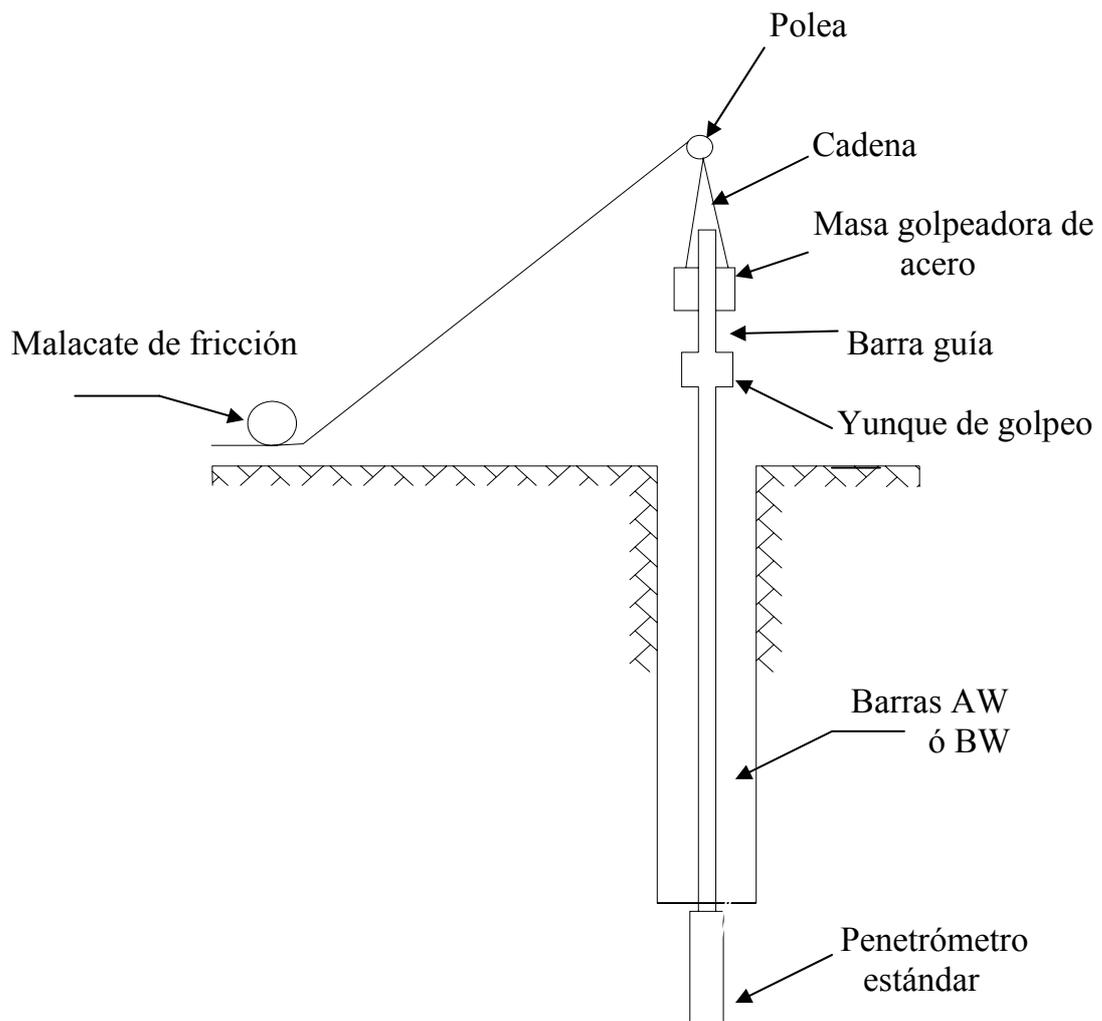
El martinete hueco y guiado por la misma tubería de perforación, es elevado por un cable que pasa por la polea del trípode y dejado caer desde la altura requerida contra un ensanchamiento de la misma tubería de perforación. Por cada avance de 60 cm debe retirarse el **penetrómetro** removiendo el suelo de su interior, el cual constituye la muestra.

Una vez limpio el pozo, el muestreador se hace descender hasta tocar el fondo y seguidamente a golpes se hace que el **penetrómetro** entre 15 cm en el suelo. Desde ese momento se cuentan los golpes necesarios para lograr la penetración de los siguientes 30 cm. Al retirar el **penetrómetro**, el suelo que haya entrado en su interior constituye la muestra que puede obtenerse con este procedimiento.

La mayor utilidad e importancia de esta prueba, esta con las correlaciones realizadas en campo y en el laboratorio de diversos suelos, sobre todo arenas, que permitan relacionar aproximadamente la compacidad, el ángulo de fricción interna en arenas y el valor de la resistencia a la compresión simple, en arcillas, con el número de golpes necesarios en el suelo para que el penetrómetro estándar logre entrar los 30 cm especificados.

En la figura se observa un esquema más completo del **penetrómetro** estándar.





Esta figura muestra el diagrama completo de la prueba.

#### 10.- Método de muestreo con tubos de pared delgada.

El muestreador SHELBY es un tubo de acero de pared delgada, de **10 cm** de diámetro y **1.0 m** de longitud, con el extremo inferior afilado y unido por el superior a un cabezal con un 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.

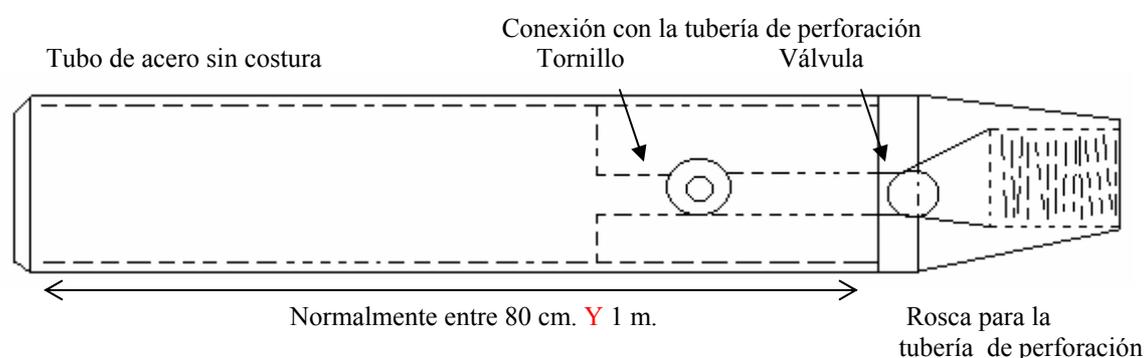
Gracias a los estudios hechos por **M. J. Huerslev** podemos utilizar los tubos de pared delgada, que por lo menos en suelos cohesivos se usan en forma prácticamente única. Existen muchas variantes de este muestreador. Dependiendo del procedimiento usado par su hincado, el grado de alteración **varía**, por eso es recomendable hincar el tubo de pared delgada por medio de presión continua y no de golpes ni con cualquier otro método dinámico. Hincando el tubo a presión, a velocidad constante y para un cierto diámetro de tubo el grado de alteración parece depender esencialmente de la llamada relación de áreas.

$$A_r (\%) = \frac{D_e^2 - D_i^2}{D_e^2}$$

Donde:

De es el diámetro exterior del tubo y Di el interior. La expresión anterior equivale a la relación entre al área de la corona sólida del tubo y el área exterior del mismo.

En ocasiones en suelos muy blandos y con alto contenido de agua, los muestreadores de pared delgada no logran extraer la muestra, saliendo sin ella la superficie; y esto se evita hincando el muestreador lentamente y una vez lleno de suelo, dejándolo en reposo determinado tiempo antes de extraerlo.



En la figura se observa un muestreador de tubo de pared delgada tipo SHELBY.

Existen dos tipos principales de muestras de suelo que pueden conseguirse por medio de sondeos o pozos a cielo abierto.

#### Muestras alteradas.

Como su nombre lo indica son muestras tomadas de las herramientas de sondeo; como ejemplo pueden citarse las raspaduras de la perforadora, el contenido del muestreador de cuchara en la prueba de penetración estándar, lodos procedentes de la corriente de agua inyectada en el método de lavado ó muestras a mano excavadas en los pozos a cielo abierto. La estructura del suelo natural puede alterarse considerablemente por acción de las herramientas de sondeo ó del equipo de excavación.

Las muestras se colocan en recipientes o sacos herméticos, con una etiqueta que indique el lugar, el número de la perforación, la profundidad y la fecha.

#### Muestras inalteradas.

Las muestreas inalteradas indican tan fielmente como es posible la verdadera estructura in situ y el contenido de agua del suelo. Claro que bajo ninguna circunstancia puede obtenerse una muestra de suelo que se considere totalmente inalterada; por que siempre será necesario extraer el suelo del lugar con alguna herramienta que irremediamente la alterara. Aparte de todo esto también la remoción de la muestra del muestreador al llegar al laboratorio produce inevitablemente más cambios en la muestra.

Por eso cuando hablamos de muestras inalteradas en mecánica de suelos se entiende que es una muestra obtenida por cierto procedimiento que trata de hacer los mínimos cambios en las condiciones de la muestra in situ.

El método mas común para la obtención de muestras inalteradas consiste en introducir un tubo de pared delgada en toda su extensión en el suelo y posteriormente retirarlo junto con su contenido; es importante no hincar demasiado a fin de no comprimir el contenido.

El método de pozo a cielo abierto se **consideró** como el más satisfactorio para conocer las condiciones del subsuelo, este método como ya se había mencionado consiste en excavar un pozo con las dimensiones adecuadas para que un especialista baje y examine los diferentes estratos del suelo, así como también darse cuenta de las condiciones precisas referente a el agua contenida en el suelo.

Por esto para la investigación de los depósitos superficiales del subsuelo y de las cimentaciones de las estructuras colindantes al predio de interés se realizó mediante la excavación de un pozo a cielo abierto a 1.0 metros de profundidad; se inspeccionaron las paredes del pozo determinando su estratigrafía mediante la clasificación de los materiales con técnicas de campo, y se labraron muestras cúbicas inalteradas de los materiales representativos.

Para conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo en el área en el que se encontrarán los tanques de almacenamiento, se efectuó un sondeo de tipo mixto a 20 metros de profundidad denominado SM-1.

El sondeo tipo mixto se realizó utilizando el muestreo combinado mediante el muestreador SHELBY, en materiales blandos, con el muestreo alterado mediante la realización de la prueba de penetración estándar.

A continuación se muestran imágenes de las pruebas de campo realizadas en el predio.



En la fotografía se observa la muestra cúbica extraída del pozo a cielo abierto.



En la fotografía se observa el tubo de acero de pared delgada tipo Shelby para la obtención de muestras inalteradas.



En la fotografía se observa en equipo de perforación en la realización del sondeo profundo.



En la fotografía se observa el martinete acoplado al a tubería para hincar a percusión el penetrómetro.

## II.2 Pruebas de laboratorio.

Las características físicas de los suelos pueden medirse por medio de pruebas de laboratorio con muestras extraídas de los sondeos o pozos a cielo abierto. Las pruebas de laboratorio proporcionan además datos para calcular la máxima capacidad de carga de los suelos o la estabilidad de laderas en excavaciones de cimentación y en malecones o terraplenes. Estas pruebas proporcionan además datos para calcular la cantidad de agua que habrá de bombearse en las excavaciones y permiten clasificar los suelos para predecir su comportamiento bajo diferentes cargas de cimentación, y decir cual es el tratamiento más efectivo para salvar las dificultades en las excavaciones o desagües. Es importante no olvidar que los depósitos naturales del suelo **varían** en su composición y grado de consolidación por consiguiente, es necesario usar un juicio considerable basado en el sentido común y en la experiencia practica, al valorar los resultados de los ensayos y saber donde puede confiarse en los datos obtenidos, y cuando han de ser descartados. Las pruebas de laboratorio deben ser sencillas, por que las pruebas que requieren de equipos complicados consumen bastante tiempo y por lo tanto son muy costosas.

Las siguientes son algunas de las pruebas de laboratorio más usuales.

### Examen visual

Las pruebas visuales llevadas a cabo en el laboratorio, son para apreciar el color, textura y consistencia de las muestras alteradas o sin alterar. Esto suele realizarse como un control rutinario de las descripciones del terreno efectuadas por el especialista.

### Contenido natural de humedad

Esta prueba es norma de algunos laboratorios y se realizan a todos las muestras inalteradas recibidas en el laboratorio. Se conoce como contenido de agua o humedad de un suelo, la relación entre el peso del agua contenida en el mismo y el peso de su fase sólida. Suele expresarse como un porcentaje.

$$W(\%) = \left( \frac{W_w}{W_s} \right) \times 100$$

Y puede variar teóricamente de cero a infinito. En la naturaleza de la humedad de los suelos varia entre límites muy amplios.

Entonces de la muestra se pesa para tener  $W_m$ . A continuación se seca al horno y se vuelve a pesar, para tener  $W_s$ . Ahora  $W_w = W_m - W_s$ , con lo cual la humedad queda determinada.

## Límites líquido y plástico

Este tipo de pruebas, se hacen en suelos **coherentes** para fines de clasificación y predicción de sus propiedades técnicas. Para predecir la compresibilidad de arcilla y limos puede utilizarse el diagrama de plasticidad de Casagrande. Para usar este diagrama, es necesario saber, si el suelo es de origen orgánico o inorgánico. En caso de alguna duda, los suelos orgánicos son generalmente de color oscuro con un olor característico de vegetación putrefacta. En caso de duda el límite líquido se **determinará** con una muestra que haya sido desecada en un horno. Si el secado reduce el límite líquido de la muestra en un 30% o más, el suelo es orgánico. El procedimiento más común, es efectuar los ensayos del límite líquido y plástico con unas cuantas muestras seleccionadas en perforaciones. Comparando los resultados y trasladando los datos al diagrama de plasticidad, pueden clasificarse los distintos tipos de suelo en un orden aproximado de compresibilidad y seleccionarse muestras para los ensayos de consolidación en caso de requerirse.

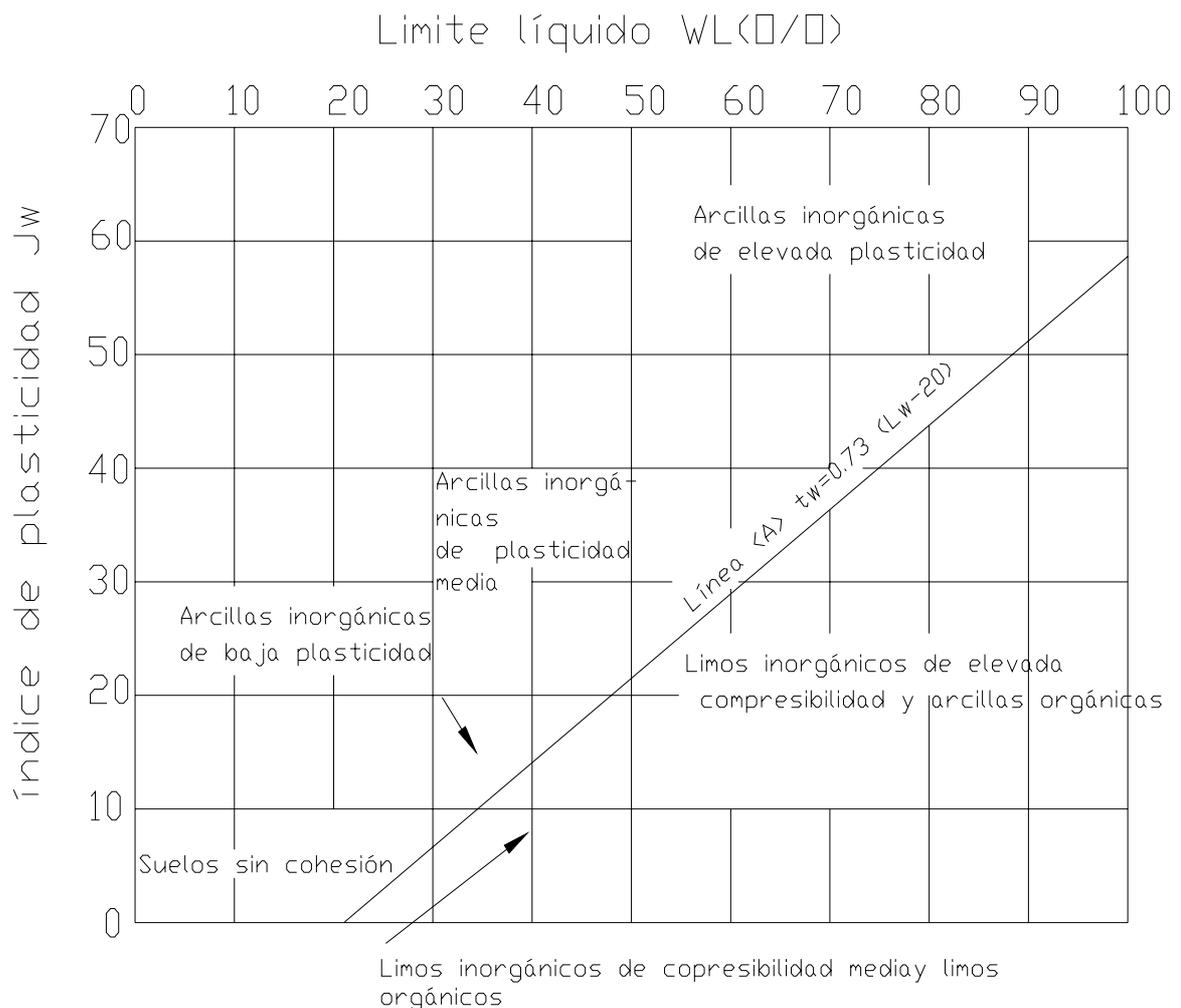


Diagrama de plasticidad de Casagrande.

## Granulometría

Solamente en suelos gruesos, cuya granulometría puede determinarse por mallas, la distribución por tamaños puede revelar algo de lo referente a las propiedades físicas del material. En los suelos gruesos el comportamiento mecánico e hidráulico depende en tal grado de su estructuración e historia geológica, que el conocimiento de su granulometría resulta totalmente inútil.

Algunas clasificaciones granulométricas de los suelos según sus tamaños son los siguientes:

### A) Clasificación internacional

Basada en otra desarrollada en suecia

Tamaño en mm.

2.0	0.2	0.02	0.002	0.0002
Arena gruesa	Arena fina	Limo	Arcilla	Ultra arcilla (Coloides)

### B) Clasificación M.T.I.

Propuesta por G. Gilboy y adoptada por el Massachusetts Institute of Technology.

Tamaño en mm.

2.0	0.6	0.2	0.06	0.02	0.006	0.002	0.0006	0.0002
Gruesa	Media	Fina	Grueso	Medio	Fino	Gruesa	Media	Fina
ARENA			LIMO			ARCILLA		

C) La siguiente clasificación, utilizada a partir de 1936 en Alemania está basada en una proposición original de Kopecky.

MATERIAL	CARACTERISTICA	TAMAÑO
Piedra	-----	Mayor de 70 mm.
Grava	Gruesa	30 a 70
	Media	5 a 30
	Fina	2 a 5
Arena	Gruesa	1 a 2
	Media	0.2 a 1
	Fina	0.1 a 0.2
Polvo	Grueso	0.05 a 0.1
	Fino	0.02 a 0.05
Limo	Grueso	0.006 a 0.02
	Fino	0.002 a 0.006
Arcilla	Gruesa	0.0006 a 0.002
	Fina	0.0002 a 0.0006
Ultra-Arcilla	-----	0.00002 a 0.0002

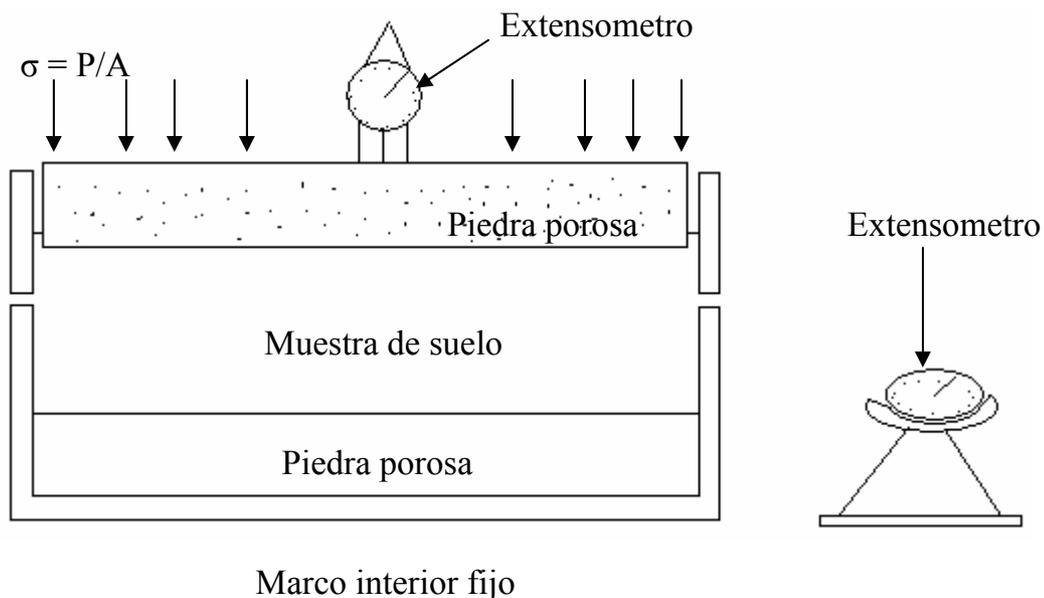
Debajo de 0.00002 mm las partículas constituyen disoluciones verdaderas y ya no se depositan.

Con frecuencia se han usado otros tipos de clasificación, destacando el método gráfico del Public Roads Administration de los Estados Unidos, pero su interés es hoy menor cada vez, por lo cual se considera que las clasificaciones señaladas son suficientes para dar idea del mecanismo utilizado en su elaboración.

### Resistencia la esfuerzo cortante

Durante mucho tiempo, la prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante, era la única prueba realizada para poder determinar la resistencia de los suelos. Hoy en día aun cuando se conserva un interés práctico, debido a su simplicidad, ha sido sustituida por las pruebas de compresión triaxial. El aparato para poder realizar la prueba consta de dos arcos uno fijo y uno móvil, para contener a la muestra de suelo. Dos piedras porosas, una superior y otra inferior, proporcionan drenaje libre a muestras saturadas, cuando se desee y se sustituyen simplemente por placas de confinamiento, al probar muestras secas.

La parte móvil tiene un aditamento al cual es posible aplicar una fuerza rasante, que provoca la falla del espécimen a lo largo de un plano que, por la construcción del aparato, resulta bien definido. Sobre la cara superior de conjunto se aplican cargas que proporcionan una presión normal en el plano de falla,  $\sigma$ , graduable a la voluntad. La deformación de la muestra es medida con extensómetros, tanto en dirección horizontal como en vertical.



Esquema del aparato de resistencia al esfuerzo cortante directo.

## Permeabilidad

La prueba de permeabilidad puede realizarse en el laboratorio con muestras inalteradas de limos y arcillas, o arenas y gravas que son compactadas en moldes cilíndricos hasta alcanzar una densidad igual a la que poseen en su estado natural (y que se ha determinado previamente por medio de los ensayos in situ). Los dos tipos de ensayos de permeabilidad más comunes son el de carga constante y el de carga variable. Las pruebas en el laboratorio son susceptibles de errores debido a la circulación de agua entre la muestra y la pared del tubo de pared delgada, y debido también a las burbujas de aire alojadas en la muestra. Por otro lado existe una notable diferencia entre la permeabilidad horizontal y vertical de los depósitos naturales del suelo, debido a los efectos de una estratificación de capas alternantes de suelos de grano fino y grueso. Por consiguiente, los resultados de las pruebas de laboratorio con unas cuantas muestras procedentes de un sondeo vertical son de un valor más bien dudoso al determinar la permeabilidad representativa del suelo, a fin de calcular la cantidad de agua que ha de bombearse en la excavación de unos cimientos. Es preferible determinar la permeabilidad del suelo en un sitio dado, por medio de pruebas de bombeo en el propio terreno.

## Consolidación

Esta prueba, proporciona datos para calcular la magnitud y velocidad de consolidación del suelo bajo cimientos. Esta prueba se conoce en términos más exactos como la prueba de consolidación unidimensional, debido a que la muestra se encierra en un anillo metálico y la carga se aplica en una sola dirección.

El aparato utilizado se le conoce con el nombre de consolidómetro. De los resultados se obtiene el coeficiente de consolidación  $C_v$  que permite calcular la velocidad de asentamiento de toda la estructura. Los datos de carga - asentamiento obtenidos del ciclo completo de carga y descarga, se utilizan para dibujar curvas de la proporción presión-vació, a partir de las cuales se establece el coeficiente de compresibilidad de volumen  $m_v$ . Estos resultados se emplean para calcular la magnitud del asentamiento bajo una carga dada.

Los ensayos de consolidación están restringidos a los limos y arcillas, debido a que las teorías en que se basan los cálculos de asentamientos están limitadas a suelos de granos finos de estos tipos. No es común efectuar ensayos de consolidación en arcillas muy preconsolidadas, como son las arcillas de origen glaciario, debido a que el asentamiento de estructuras normalmente cargadas en suelos de este tipo, por regla general, es despreciable. Solo en el caso de estructuras grandes y pesadas sobre bloques de arcillas es necesario investigar los asentamientos de acuerdo con las pruebas de laboratorio. El asentamiento de estructuras cimentadas en arenas se suele calcular a partir de los datos obtenidos en los ensayos del terreno.

## Prueba triaxial

Existen varias modalidades dentro de la prueba triaxial; este tipo de pruebas son mucho más refinadas y en la actualidad son las más usadas en cualquier laboratorio para determinar las características esfuerzo-deformación y de resistencia de los suelos. En realidad en las pruebas que hoy se efectúan, los esfuerzos en ambas direcciones son iguales. Los especímenes son usualmente cilíndricos con un diámetro igual a 3.6 cm y una altura de 8.5 cm y están sujetos a presiones naturales de un líquido, generalmente agua, del cual se protege con una membrana impermeable. Para lograr el debido confinamiento, la muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica y hermética, de lucita, con bases metálicas. En las bases de las muestras se colocan piedras porosas, cuya comunicación con una bureta exterior nos permiten medir los cambios volumétricos durante un ensayo drenado, en caso contrario si contamos con un transductor de presión de poro, podremos medir esta y poder manejar los esfuerzos totales y efectivos. El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara.

La presión que se ejerce con el agua que llena la cámara es hidrostática y produce, por lo tanto, esfuerzos principales sobre el espécimen, iguales en todas direcciones, tanto lateral como axialmente. En las bases del espécimen actuará además de la presión del agua, el efecto transmitido por el vástago de la cámara desde el exterior.

Con el objeto de representar de una forma más aproximada de las condiciones del terreno en estudio y de considerar el factor tiempo, existen tres tipos de pruebas en los ensayos de compresión triaxial, que se describen a continuación.

### 1.- Prueba UU

Prueba no consolidada no drenada. Llamada comúnmente prueba rápida. En la primera etapa se aplica la presión confinante no permitiendo el drenaje. En la segunda etapa se incrementa el esfuerzo axial no dejando escapar el agua, sin permitir también el drenaje.

### 2.- Prueba CU

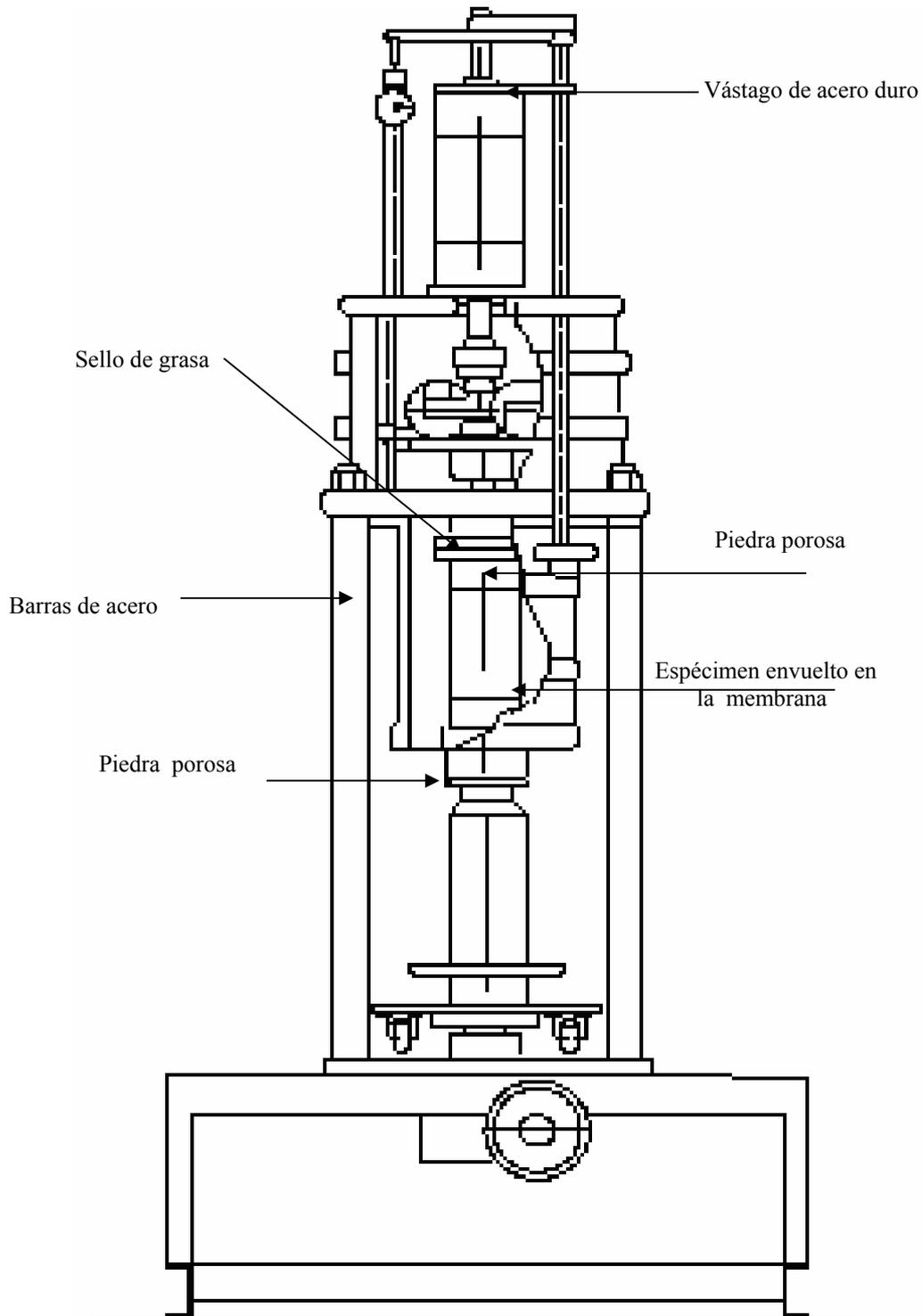
Prueba consolidada no drenada. En la primera etapa se aplica la presión confinante permitiendo el drenaje en la muestra. La segunda etapa de la prueba consiste en cerrar las válvulas de la guía y aplicar el incremento del esfuerzo axial vertical.

### 3.-Prueba CD

Prueba consolidada drenada en la primera etapa se le aplica presión confinante al espécimen permitiendo su drenaje. En la segunda etapa se

incrementa el esfuerzo axial, en dirección vertical, también se permite el drenaje.

Enseguida se muestra un diagrama **completo** de la cámara triaxial.





En la fotografía se muestra la cámara triaxial.

Dentro de las pruebas de laboratorio todas las muestras 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 el contenido natural de agua. En el anexo se muestran los registros de laboratorio con los resultados de estos trabajos.

En los parámetros representativos se hicieron límites de consistencia, se **determinó** el porcentaje de finos o gruesos; se obtuvieron en ambos la densidad de sólidos. En el anexo se muestran los resultados de las pruebas para determinar los límites de consistencia, de porcentajes de fino y de granulometría por mallas.

Para conocer los parámetros de resistencia del suelo, se efectuaron en muestras inalteradas ensayos de compresión triaxial no consolidada-no drenada (pruebas UU). La ley de resistencia definida por la envolvente de los círculos de mohr correspondientes a los estados de esfuerzo desviador máximo, obtenidos en pruebas de compresión triaxial no consolidada-no drenada, UU, así como los registros de laboratorio y las gráficas de esfuerzo-deformación unitaria, de las pruebas, UU, se muestran en el anexo de esta tesis.

Los parámetros de compresibilidad del suelo se obtuvieron por medio de pruebas de consolidación estándar. El anexo contiene las figuras donde se presenta la curva de compresibilidad y el registro de laboratorio de la prueba de consolidación realizada.

## CAPITULO III

### CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUELO

#### III.1 Descripción del subsuelo del Valle de México.

La cuna del valle de México se **formó** después de una época de intensa actividad volcánica en el cual fueron apareciendo Sierras como las de Tepozotlán, Tezontlalpan y Pachuca que limitan el norte del valle, mientras que el este esta limitado por los llanos de Apan, los montes de Río **Frío** y la Sierra **Nevada**; al sur por las Sierras Cuautzin y Ajusco y al oeste por las Sierras de las Cruces, **Monte Alto**, y **Monte Bajo**. El valle cuenta con una superficie de **7,160** km<sup>2</sup>, de los cuales 3,080 km<sup>2</sup> corresponden a zona francamente montañosa y 2,050 km<sup>2</sup> a zonas bajas o bien definidas.

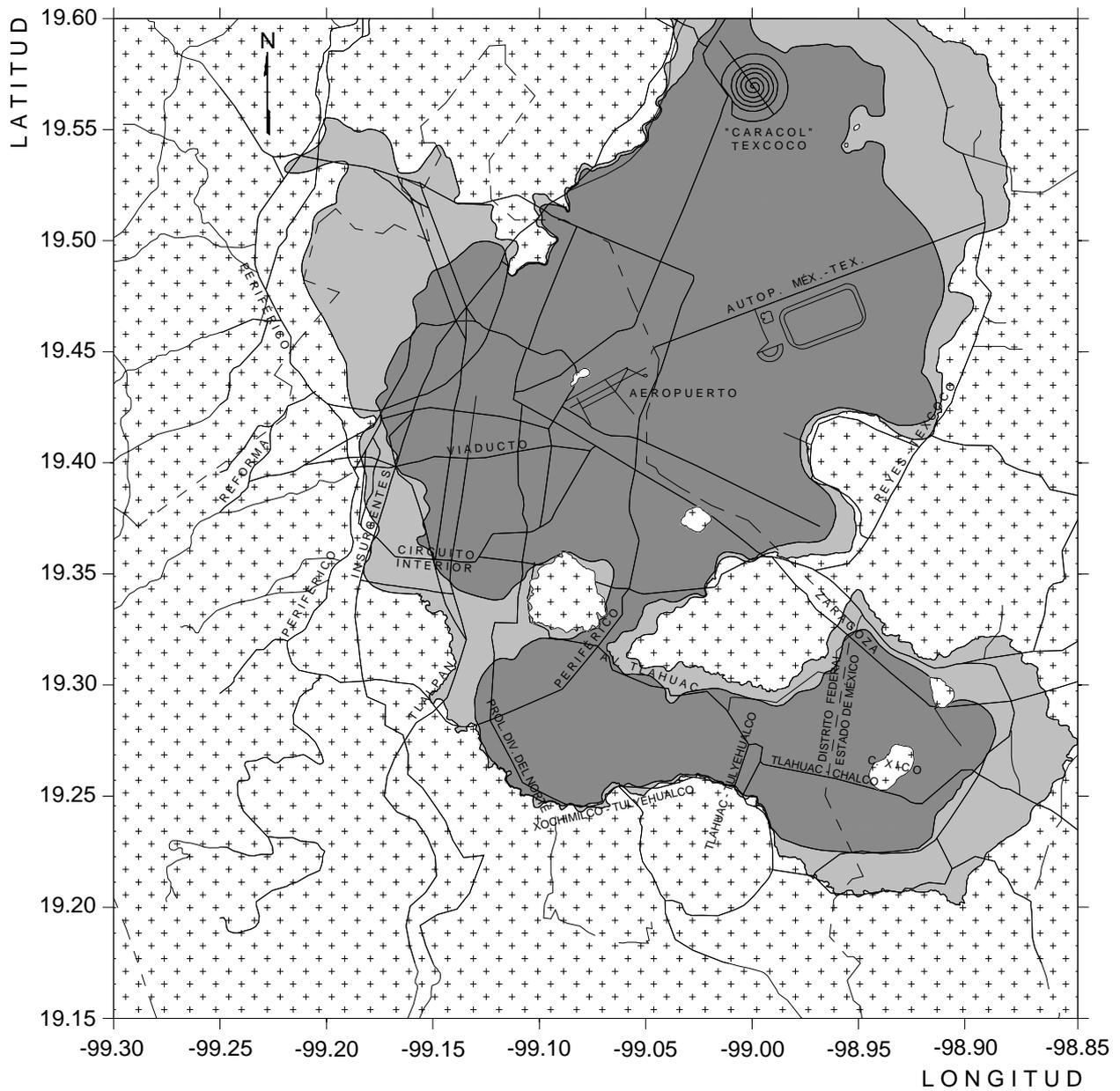
El Valle de México es considerado como una cuenca cerrada debido a esto se **almacenó** agua en varios lagos y los ríos que descendían de las Sierras circundantes depositaron en potentes conos de deyección, materiales muy diversos al confluir dichos lagos, simultáneamente, la parte central de la cuenca se fue llenando con acarreo limo-arenosos y emisiones de cenizas y pómez provenientes de los volcanes del sur. Finalmente, en la época glacial de los últimos 100,000 años, de alta pluviosidad la masa de agua se extendió en las partes bajas llegando a formar un solo lago.

**El** rápido aumento de la población en el Valle de México ha provocado que continuamente se incorporen nuevas áreas al complejo urbano del Valle. Es así como la ciudad de México se extiende hacia los cuatro puntos cardinales invadiendo terrenos del lago de Texcoco al oriente y de los ex lagos de Xochimilco y Chalco hacia el sur. Hacia el poniente los nuevos fraccionamientos se instalan en los lomeríos y hacia el norte progresan los núcleos urbanos dentro del estado de México.

El Distrito Federal esta ubicado precisamente dentro del Valle de México que es la cabecera política de México y ocupa un total de 1,480 km<sup>2</sup>, de los cuales unos 500 km<sup>2</sup> son zona urbanizada. Una buena parte de la ciudad de México se encuentra construida sobre el fondo del ex lago de Texcoco y debido a esto se tienen tantos **problemas de cimentación** hoy en día.

Con base en descripciones geológicas hechas, los sondeos realizados en diversos lugares del valle y la disposición de las grandes masas observadas superficialmente se pudo elaborar un plano que se muestra en la página siguiente.

En este plano se distinguen tres zonas importantes y a fin de evitar confusiones con la nomenclatura adoptada para el subsuelo de la ciudad de México, se propuso distinguir dichas zonas con los nombres de: lacustre, transición y pétrea.



 Zona I

 Zona II

 Zona III

Escala gráfica



**Zonificación geotécnica de la ciudad de México**

Las características mecánicas de los depósitos lacustres del Valle de México, el fenómeno del hundimiento del terreno debido a la explotación de acuíferos del subsuelo y la sismicidad local inducida por perturbaciones telúricas en la vecindad o a gran distancia de la ciudad son tres factores que influyen significativamente en el diseño de las estructuras y sus correspondientes cimentaciones. Además, son determinantes los procesos constructivos aplicables a excavaciones profundas así, como el hincado de pilotes en las tres zonas en que se divide el Valle, que contienen estratos de suelos blandos, arcillosos y limosos separados por capas firmes de espesor variable.

Debido a esto el reglamento de construcciones del Distrito Federal establece la necesidad de examinar las condiciones presentes y del pasado que afectaron al predio o lote en cuestión. El objetivo de este requerimiento radica en que en el área del DF., las características estratigráficas y propiedades de los suelos hasta la profundidad de interés para el especialista en geotecnia pueden variar notablemente, desde terrenos firmes o poco deformables y resistencia al corte relativamente alta, hasta zonas ubicadas en el fondo de los antiguos lagos, donde se encuentran los estratos de suelos arcillosos y limosos muy compresibles y de baja resistencia al corte así como pequeños valles en las sierras de Guadalupe y las Cruces tapizados por depósitos eólicos de arena mediana a fina en estado suelto y si agregamos las alteraciones producidas por el hombre como son:

### Sobrecargas

#### a) Arqueológicas

Al instalarse los aztecas en el valle de México, ocuparon el área inundable del lago de Texcoco; además podían tener acceso a tierra firme por caminos bien definidos hacia canteras y bosques como fuente de materiales para la construcción. Después de un lapso en que las construcciones eran ligeras y adoptadas al cambiante lacustre, los aztecas fueron creando zonas libre de inundación mediante rellenos artificiales, principalmente contruidos por fragmentos de roca, gravas y arenas. Debido a la baja resistencia de los suelos en el fondo de entre las capas del relleno que es una versión antigua de lo que hoy conocemos como tierra armada, todo esto con el objeto de evitar su penetración y la falla local del terreno. De este modo y a través de la consolidación de las arcillas lacustres, fueron construyendo una extensa plataforma que cubrió toda el área ocupada por la antigua capital de los aztecas, Tenochtitlan. De acuerdo con exploraciones recientes los espesores del relleno variaron de 2 a 10 m, con máximos en la zona ocupada por el centro religioso, aproximadamente localizado en lo que es ahora el zócalo de la ciudad de México. La urbe azteca se extendía hacia el poniente ocupando los terrenos de la colonia Tlatelolco, donde quedo emplazada la hoy denominada Plaza de las tres culturas (Azteca, Hispánica y Moderna). Los límites de esta zona de la ciudad, sobrecargada fuertemente por lo rellenos arqueológicos, no son bien conocidos.

## b) Históricas

En el periodo inicial de la conquista hispánica se **caracterizó** por destruir los principales centros religiosos y cívicos de las culturas indígenas, con la consiguiente alteración de las sobrecargas sobre el terreno (descargas e invasión de nuevas áreas), lo que fue un cambio significativo en el caso de la ciudad de México desde el punto de vista geotécnico. Los constructores españoles del siglo XVI importaron técnicas diferentes y extendieron las edificaciones fuera de la zona ocupada por Tenochtitlan, conformándose así a través de tres siglos un nuevo centro urbano, del que es parte representativa lo que se ha dado en llamar la traza de la ciudad. Las edificaciones pesadas de **la Colonia como el Palacio de Cortés, hoy Palacio Nacional**, la catedral, iglesias y conventos, los acueductos, etc. cimentaban sus muros de mampostería sobre estacones y las viviendas menores sobre zapatas corridas fabricadas con materiales pétreos y mortero de cal. Los efectos de las construcciones a juzgar por las diferencias del nivel, son tenues, sin embargo, alrededor de la catedral existía una zona relativamente alta.

## c) Modernas

En el primer tercio del presente siglo, la zona urbana de la ciudad se extiende horizontalmente, la construcción es muy uniforme y la población se incrementa de 500,000 a 1.2 millones de habitantes; los servicios de abastecimiento de agua y drenaje funcionaban de acuerdo con lo previsto. Desde el año 1930 y en la parte céntrica de la ciudad, se **inicia** el desarrollo vertical de inmuebles y es necesario ampliar la provisión de agua potable con redes establecidas por pozos perforados en el área urbana. Ambos factores influyen notablemente en el diseño de las cimentaciones actuales.

## Terrenos minados

Al extenderse la mancha urbana hacia los lomeríos situados al poniente de la ciudad, se ocuparon terrenos en edificaciones cada vez más importantes, bajo los que existen minas que desde la época colonial se venían explotando para obtener la arena requerida por la construcción. Estas minas fueron abandonadas en las primeras décadas del presente siglo y sustituidas por excavaciones a cielo abierto sin mantenimiento de ademes y columnas, tales socavaciones subterráneas se han ido derrumbando y los accesos a las mismas obstruyéndose por acumulaciones de escombros; actualmente es difícil localizar las entradas a estas minas, y de lograrlo, es casi imposible definir con procedimientos topográficos su desarrollo en planta. Esta situación creada por el hombre suele requerir tratamientos especiales del subsuelo, como fundas etc. Y en ciertos casos, hasta el abandono del predio por incosteabilidad.

## Exploración de acuíferos del subsuelo.

Como se **indicó** anteriormente a partir de 1930 se intensifica la extracción de agua mediante bombeo en pozos municipales localizados dentro del área urbana, para suplir las limitaciones del acueducto de Xochimilco construido a principios del siglo. Esta explotación **generó** hundimientos en los dominios de lago de Texcoco así como agrietamientos en varios sitios de la ciudad, no solo en lo que era el fondo de dicho lago sino también en terrenos firmes de los **lomeríos** ubicados al poniente.

El problema que enfrenta el especialista en geotecnia cuando tiene que investigar la evolución del hundimiento y el potencial de agrietamiento en determinado predio, es carencia de datos.

La solución definitiva del problema tendrá que consistir en suspender el bombeo, procurando el agua necesaria para el abastecimiento de la ciudad de otras fuentes que no sean las freáticas del terreno lacustre. Para ello habrán de realizarse grandes obras que, además de un gran gasto monetario, requieren de varios años para llevarse a cabo. Durante el tiempo que se requiera para ejecutar las mencionadas obras es preciso continuar el abastecimiento de la ciudad a base del bombeo que origina los hundimientos.

Se han llevado a cabo estudios por diversos especialistas, tratando de encontrar la respuesta al problema que ocasiona el bombeo del agua localizada en el subsuelo, procurando reducir el desequilibrio de presiones neutrales, aunque aun no se llega a una solución definitiva.

Por lo anterior se concluye que la disposición reglamentaria no se resuelve con un simple examen de las construcciones que rodean al predio.

### **III.2 Características y descripción de las zonas I, II y III.**

Como ya se había mencionado anteriormente los numerosos estudios que se han realizado hasta hoy en relación con el subsuelo del Valle de México han permitido zonificar la ciudad de México en tres grandes áreas, tendiendo a un punto de vista estratigráfico y que el reglamento de construcciones los denomina zona I, II y III.

La primera de las áreas o zonas mencionadas corresponde a la zona tipo I, también llamada zona de lomas o pétreas debido a que se desarrolla en las últimas estribaciones de la sierra de las Cruces y está constituida por terrenos compactos, areno-limosos, con alto contenido de grava unas veces y con tobas pumíticas bien cementadas otras; por algunas partes esta zona invade los derrames basálticos del pedregal.

En general, la zona de lomas presenta buenas condiciones para la cimentación de las estructuras; la capacidad de carga del terreno es alta y no hay formaciones compresibles capaces de asentarse mucho. Sin embargo debido a la explotación de minas de arena y grava, muchos predios pueden estar cruzados por galerías desarrollo muy errático. Muchas de estas galerías pueden estar actualmente rellenas de material arenoso suelto, lo cual, sin disminuir mucho su peligrosidad, hace muy difícil su localización. Análogamente, en la zona del pedregal en la que aparece una fuerte costra de derrames basálticos, en el contacto entre los diferentes derrames, pueden aparecer cuevas, aglomeraciones de material suelto y fragmentado que pueden ser causa de fallas bajo columnas pesadas.

Otro problema que se presenta en la parte norte de la ciudad de México, dentro de la zona general de lomas es la presencia de depósitos eólicos de arena firme y uniforme; estas formaciones son susceptibles de producir asentamientos diferenciales bruscos y erráticos y exigen estudios importantes para elegir el tipo de cimentación más conveniente o el método más eficaz de compactación artificial. En esta zona se han detectado varios tipos de suelo que se pueden clasificar en seis grupos atendiendo a los problemas de cimentación y se describen a continuación.

#### **a) Roca basáltica:**

En una gran parte de la zona sur se tienen derrames de lava con distintos grados de fracturamiento y oquedad, en los cuales se puede observar los tipos de basalto columnar y vesicular. Las partes sanas del basalto pueden llegar a tener las mayores resistencias encontradas en el Valle de México.

#### **b) Suelos de origen eólico:**

Se tiene noticia que al pie de la Sierra de Guadalupe se encuentran eventualmente depósitos de arena suelta que sufren hundimientos bruscos bajo cargas dinámicas. Los espesores que tienen estos suelos son del orden de 4 m.

c) Rellenos:

Debido al intenso crecimiento que tiene la ciudad hacia las zonas pétreas, los proyectistas cada vez se encuentran con terrenos más accidentados. En algunos casos se ha tratado de aprovechar las barrancas rellenándolas con material compactado. Los problemas de hundimientos que ocurren después de la primera saturación son críticos y continúan aún después de varias estaciones de lluvia

d) Suelos pumíticos:

Dentro de las formaciones características de la zona se encuentran espesores variables entre 1 y 3 m de arena pumítica limpia. Estos materiales sufren rotura de granos si se someten a presiones de contacto altas ( $25 \text{ kg/cm}^2$ ). Los estratos en que aparecen son sensiblemente horizontales y con gran frecuencia se ubican en capas de mucho mayor dureza, por lo que es importante tenerlos presentes en el diseño de cimentaciones profundas que transmitan presiones de contacto altas. En algunas ocasiones se encuentran mezclas de arena pumítica con suelos finos que disminuyen en cierto grado su compresibilidad por rotura.

e) Tobas inestables bajo la acción erosiva del agua.

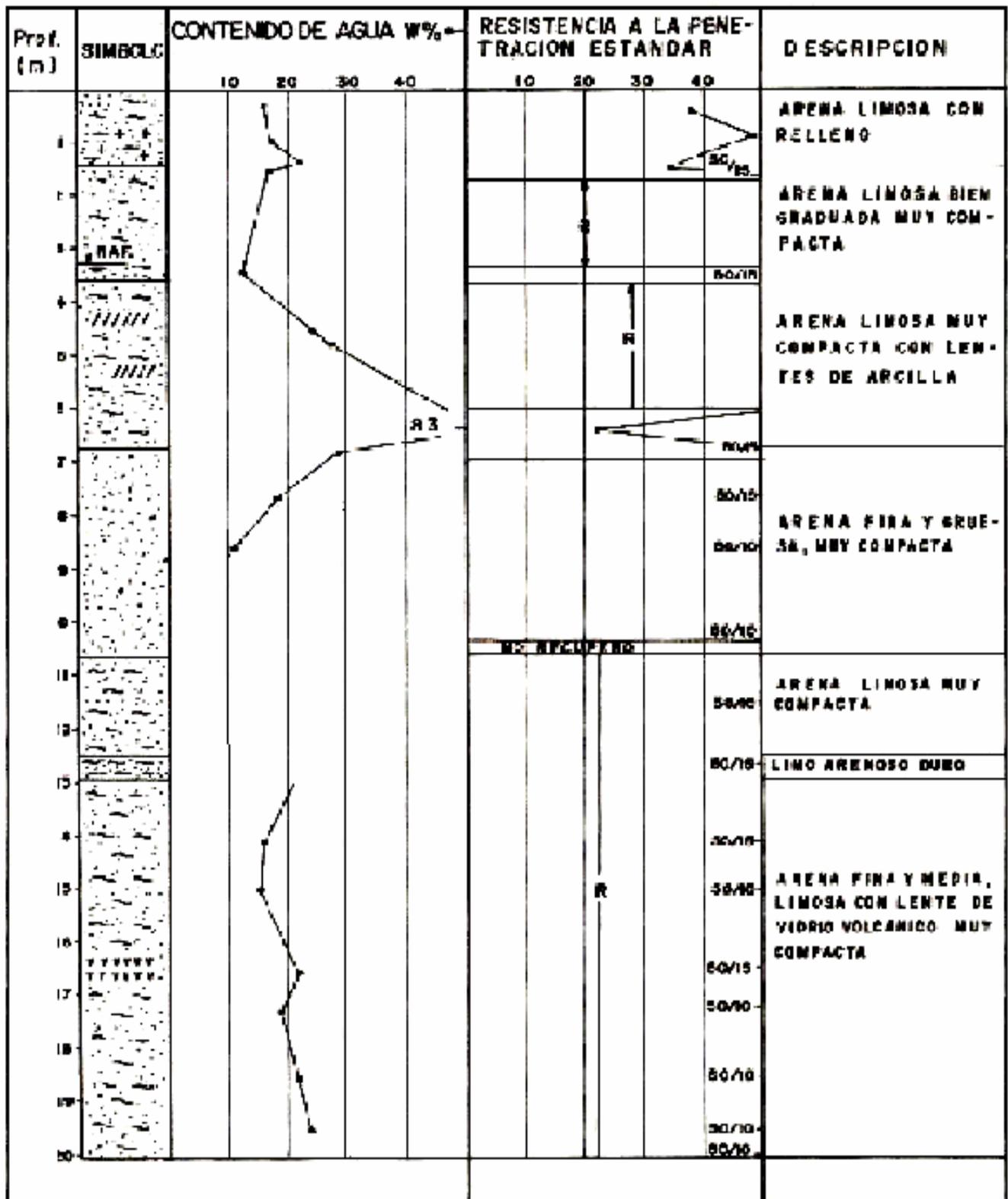
Estos suelos están compuestos de gran proporción por arcilla de plasticidad media a alta con cementación pobre. Es muy probable que estas zonas hayan existido bosques que mantenían cierto equilibrio contra la erosión, el cual fue alterado por la remoción de árboles creando zonas inestables.

Se encuentra con mayor frecuencia al Sur de la zona poniente pétrea (Contadero y algunas barrancas de las zonas de **Las Águilas**). La configuración del terreno cambia de una época de lluvias a la siguiente, de manera que en algunos casos es difícil reubicarse en el sitio en temporadas cortas; es frecuente encontrar en estas regiones las raíces de árboles que crecen en las cañadas descubiertas por la erosión

f) Tobas estables aún bajo la acción erosiva del agua compuestas por mezclas de arena y grava en proporciones variables, cementadas por una matriz de suelos finos con una alta capacidad de carga.

Estos suelos aparecen con mayor frecuencia al Norte de la zona Poniente pétrea y especialmente en la zona alta de las Lomas de Chapultepec que aparecen conglomeradas de una gran capacidad de carga

A continuación se muestra el perfil estratigráfico característico de esta zona de lomas.



- SIMBOLOS**
- ARCILLA
  - LIMO
  - ARENA
  - VIDRIO VOLCANICO

Perfil estratigráfico zona I

La zona II o zona de transición se encuentra ubicada entre las serranías del poniente y el fondo del lago de Texcoco, en donde las condiciones del subsuelo desde el punto de vista estratigráfico varían muchísimo de un punto a otro de la zona urbanizada.

En general aparecen depósitos superficiales arcillosos o limosos, orgánicos cubriendo arcillas volcánicas muy compresibles que se presentan en espesores muy variables, con intercalaciones de arenas limosas o limpias, compactas; todo el conjunto sobreyace sobre mantos potentes, predominantemente de arena y grava. Los problemas de capacidad de carga y asentamientos diferenciales pueden ser muy críticos, sobretodo en construcciones extensas sujetas a condiciones de carga disparejas; esto es frecuente en construcciones industriales, por otra parte muy frecuentes en esta zona.

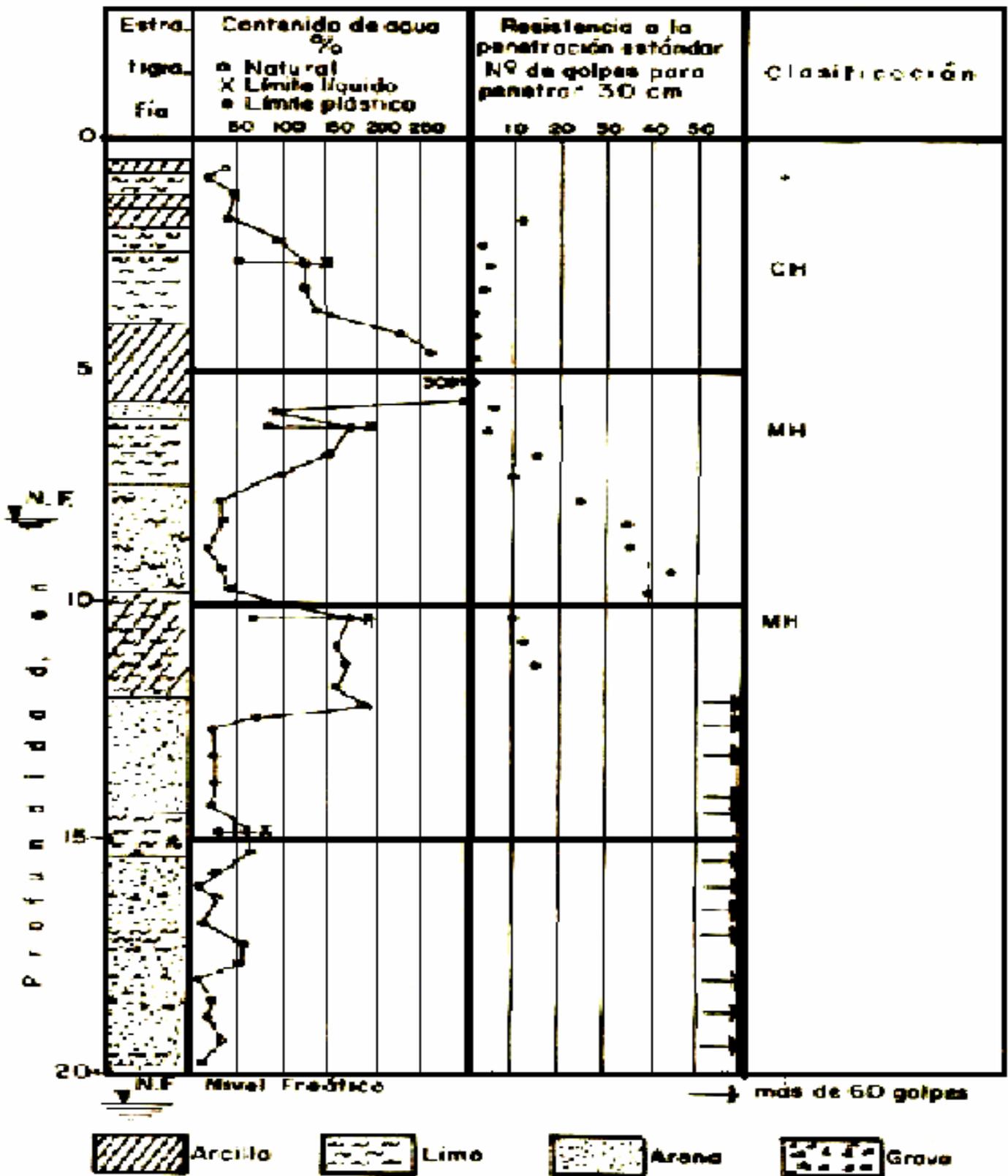
Debido a esto el especialista en geotecnia debe de investigar muy cuidadosamente todo el conjunto de propiedades de los materiales que constituyan el subsuelo de la obra de que se trate. Esta zona es la más interesante ya que ocurren los cambios más interesantes en la estratigrafía en esta zona se encuentran superficialmente depósitos de arcilla o limo orgánico de la formación Becerra cubriendo así estratos de arcilla muy compresible intercalados con capas de arena y grava. Esta definición esta basada en los resultados de exploración entre las serranías del Poniente y el lago de Texcoco.

En diversos análisis de sondeos se observó que entre la V. Miguel A. de Quevedo y el Viaducto Piedad, las capas de arena y grava compactas se detectan con claridad y de ahí que se puedan trazar las curvas de igual profundidad de los depósitos profundos.

No obstante hacia la zona Norte, las capas de arcilla y arena se localizan más allá de las profundidades de interés de los proyectos actuales de la ingeniería, por lo que no es posible determinar la profundidad que aparecen los depósitos profundos.

En conclusión esta es la zona en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de ésta es variable entre decenas de centímetros y pocos metros.

A continuación se muestra un perfil estratigráfico característico de la zona de transición.



Perfil estratigráfico zona II

La zona III se denomina así por corresponder a los terrenos que constituyeron al antiguo lago de Texcoco, los mantos arcillosos que se encuentran en el área urbana de México. La región estudiada por la comisión del lago de Texcoco y el fondo de los lagos de Chalco y Xochimilco, no presentan dificultad mayor para muestrearlos y determinar propiedades mecánicas.

En esta zona la compresibilidad es mayor que en las dos zonas anteriores debido a las características mecánicas del subsuelo.

El sondeo de penetración estándar resulta valioso, no tanto por la estimación de la resistencia debido al número de golpes, sino por la identificación de campo, del material en cuestión, en húmedo, en seco y por la determinación sistemática del contenido de agua natural. En esta zona lacustre deben esperarse asentamientos importantes por consolidación debido a sobrecargas que exceden la carga de preconsolidación, hundimientos regionales inducidos por el abatimiento de presión piezométrica en los acuíferos.

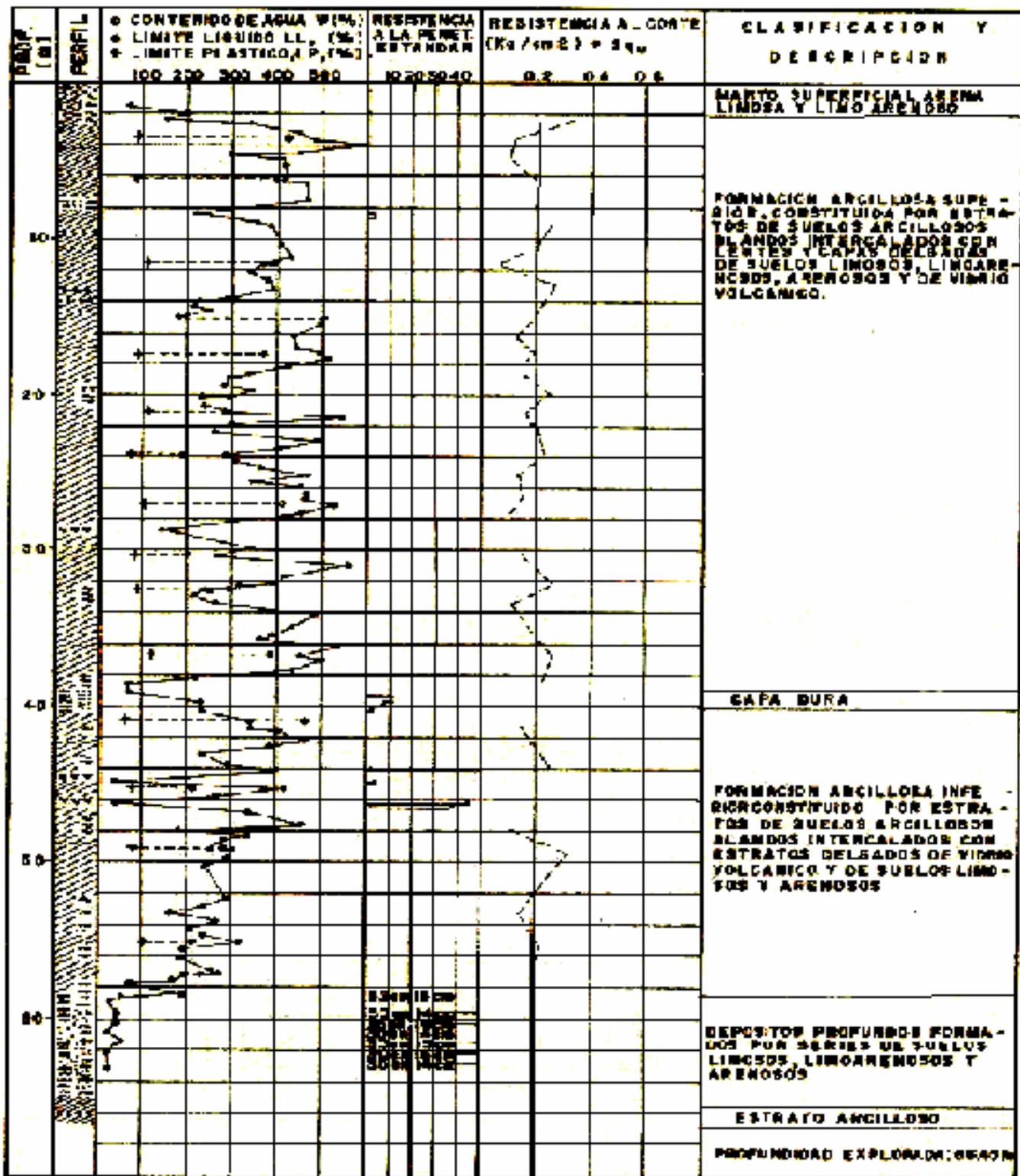
Por tratarse de materiales blandos la capacidad de carga puede ser determinante en el diseño de cimentaciones superficiales.

Esta zona esta integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son generalmente medianamente compactas a muy compactas y de espesor variable de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

Según el reglamento de construcciones del Distrito Federal siempre en las zonas II y III, se averiguará la historia de carga del predio y la existencia de cimentaciones antiguas, restos arqueológicos, rellenos superficiales antiguos o recientes, variaciones fuertes de estratigrafía, suelos inestables o colapsables, o cualquier otro factor que pueda originar asentamientos diferenciales de importancia, de modo que todo ello pueda tomarse en cuenta en el diseño.

Asimismo, en estas zonas se deberá investigar la existencia de grietas en el terreno, principalmente en las áreas de transición abrupta entre las zonas I y **III**.

A continuación se muestra un perfil estratigráfico de esta zona lacustre.



Perfil estratigráfico zona III

La estación de servicio esta ubicada en una zona aledaña al Cerro del Tepeyac, por lo cual es importante conocer las características estratigráficas de esta zona; según estudios realizados anteriormente se determinó la estratigrafía como sigue:

La estratigrafía que se detecta en el área es de origen aluvial y se encuentra entre la zona francamente lacustre y la pétreo, se caracteriza por la presencia de estratos arcillosos o lentes arcillosas compresibles, alternadas con capas o depósitos lenticulares de materiales arenosos o areno-limosos de compacidad variable, pero relativamente mucho menos compresibles que los arcillosos.

La distribución horizontal y vertical de los lentes y estratos arenosos, limosos y arcillosos es errática en general, pero puede decirse que los suelos arcillosos compresibles disminuyen en cantidad y espesor en la cercanía de las zonas de cerros. Es difícil limitar la zona aluvial con sus transiciones pues los cambios en las características del subsuelo son graduales.

Además la ocurrencia de antiguos cauces que descendían de la zona alta del poniente principalmente (Río San Javier, Tlalnepantla y Los Remedios), hace más compleja la secuencia estratigráfica en la zona, ya que desembocaban en los márgenes de lago de Texcoco de nivel variable debido a la desecación o llenado del lago.

Se puede decir que la zona de transición próxima a la Sierra de Guadalupe se extiende desde la falda de la propia sierra hasta aproximadamente un kilómetro de distancia al sur, siendo obviamente más fuerte la erraticidad en la cercanías de la Sierra que a cierta distancia de ella.

Para el estudio del subsuelo en la zona de que se trata se contó con información proveniente de 24 sitios en los que se efectuaron sondeos de exploración.

Con los datos de algunos de estos sondeos se complementaron las curvas de igual profundidad de la primera capa dura y de los depósitos profundos que se definen en la zona franca del lago. Al observar la configuración de estas capas se nota la formación de un pequeño valle con dirección NE-SW que corre para el lado de la sierra y coincide con los actuales cauces de los ríos San Javier y Los Remedios. La configuración de la capa dura al final de este valle manifiesta la forma de un depósito aluvio-lacustre formado al desembocar ese antiguo cauce en el lago de Texcoco. También es interesante observar como la profundidad y espesor de los depósitos arcillosos lacustres disminuye hacia los cerros y sigue la configuración de la rivera del lago en diferentes épocas.

En algunas zonas existen suelos rellenos y medianamente compactos, su espesor es variable con máximo hasta de 2.50 m, constituidos por limo-arenoso y arena que sobreyacen a los mantos arcillosos; es común encontrar bolsas o lentes de materiales compresibles, que han sido preconsolidados por efecto de los abatimientos de la presión hidrostática causada por pozos de bombeo municipales y particulares que existen en la zona.

En la proximidad de los cerros (que en general tienen pendientes abruptas en su porción oculta bajo los suelos y pendientes más suaves por efecto de la erosión e intemperismo en sus taludes expuestos), la disminución en el espesor de los mantos compresibles es rápida, de tal manera que en predios próximos a ellos esta variación es abrupta.

Hacia el lado norte de la sierra de Guadalupe, la información es muy escasa por la densidad y el tipo de edificaciones que se han construido (viviendas populares y unifamiliares). Entre los cerros de Guerrero y Santa Isabel, en los costados de la carretera México-Nuevo Laredo, se han detectado suelos compresibles y hasta profundidades de 20 m con características similares a los de los suelos de la ciudad de México.

Al oriente de la Sierra hacia San Juan de Aragón, a poca distancia de los cerros (500 a 400 m) el subsuelo presenta las mismas características que en la zona de lago en cuanto a formaciones, espesores y propiedades.

### III.3 Características estratigráficas del predio de interés.

El predio de interés se localiza en la zona II (zona de transición abrupta), según la regionalización del subsuelo considerada por el reglamento de construcciones, y presenta la siguiente secuencia estratigráfica determinada mediante el sondeo realizado en el predio.

Superficialmente se encuentra material de relleno tipo heterogéneo empacados en limo poco arcillo arenoso, con espesor medido de 1.7 m.

A continuación se detectó la formación conocida como manto superficial, con un espesor de 2.8 m, está constituida por arcilla poco limosa, con contenido de arena variable de firme a media, con contenido de agua variable, entre 25 y 170 %, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable entre 30 y 7 golpes, con límite líquido de 170%, límite plástico de 69%, del grupo CH según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).

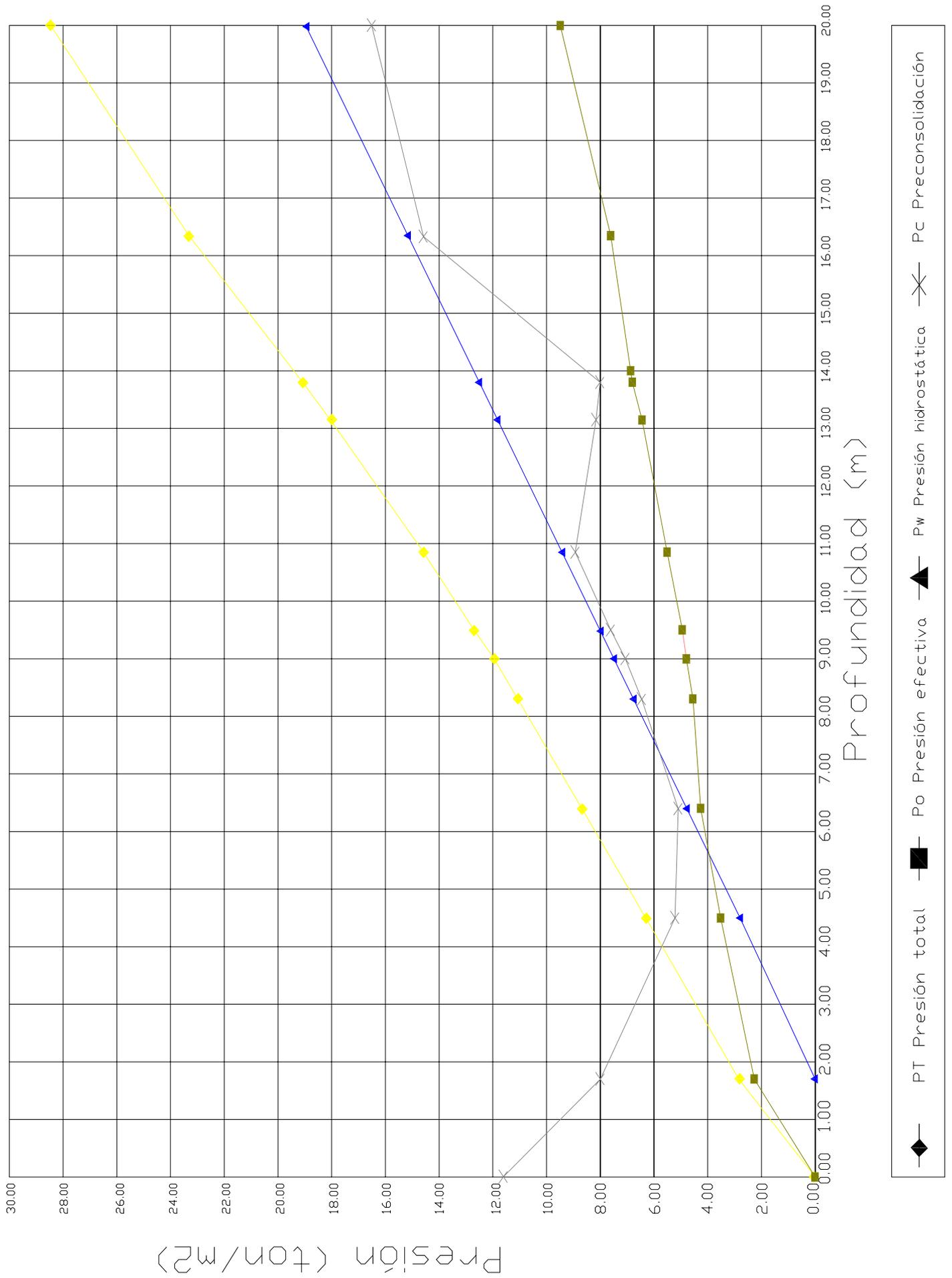
Enseguida aparece la formación arcillosa superior con un espesor aproximado de 9 m. Está constituida por arcilla bentónica de diferentes coloraciones, con estratos intercalados de arena, limo y materia orgánica. El contenido de agua varía entre 125 y 278%, IRPE variable entre 1 y menos de un golpe, de consistencia entre blanda y muy blanda. Con límite líquido variable entre 309 y 367%, límite plástico entre 560 y 60%, del grupo CH según el SUCS. En la parte superior se tiene una cohesión de 1.0 ton/m<sup>2</sup> y un ángulo de fricción interna de 5°, determinados en compresión triaxial UU no consolidada no drenada, a partir de 8.4m de profundidad la cohesión oscila entre 2 y 2.5 ton/m<sup>2</sup> determinada en compresión axial no confinada. El peso volumétrico natural varía entre 1.22 y 1.38 ton/m<sup>3</sup>.

A partir de los 14 m se encontró un limo poco arcilloso, con escasa arena fina, con contenido de agua variable de 150 a 50%, índice de resistencia a la penetración estándar variable de 3 a más de 50 golpes, de consistencia variable de blanda a dura, conforme se profundiza.

El nivel freático se encontró a 1.70 m de profundidad con respecto al nivel actual de la superficie del terreno en la fecha en la que se realizó la exploración. De información de la Comisión de Aguas del Valle de México se sabe que se tienen abatimientos en la presión del agua de 2 ton/m<sup>2</sup> a 20 m de profundidad.

El estado actual de los esfuerzos en el subsuelo se presenta en la siguiente página, en el se observa la gráfica de variación con la profundidad de la presión vertical efectiva (determinada como la diferencia entre la presión total y la de poro) también se indican los intervalos de preconsolidación definidos en los ensayos de consolidación unidimensional efectuados.

# ESTADO ACTUAL DE ESFUERZOS



Del análisis de la figura anterior se concluyó que los depósitos localizados entre la superficie y 4.5 m de profundidad, están preconsolidados por desecación y a partir de dicha profundidad y hasta 14 m tienen una diferencia entre los esfuerzos efectivos actuales de la estructura de los depósitos arcillosos y el esfuerzo de preconsolidación variable entre 1 y 2 ton/m.

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 2 kg/cm<sup>3</sup>.

De acuerdo a las características estratigráficas de los depósitos del subsuelo y a la zonificación geotécnica del Valle de México el predio que se utilizará para la ampliación de la estación de servicio se encuentra ubicado en la zona II, de transición, a la que corresponde un coeficiente sísmico de 0.32. El reglamento de construcciones del Distrito Federal señala las siguientes indicaciones para construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas y son de esta categoría las edificaciones que tienen al menos una de las siguientes características:

\*Peso unitario medio de la estructura  $w > 40$  kPa (4 t/m<sup>2</sup>)

Perímetro de la construcción:

$P > 80$  m en las Zonas I y II

Profundidad de desplante  $D_f > 2.5$  m

## ZONA II

- 1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.
- 2) Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante mediante muestreo y/o pruebas de campo. En por lo menos uno de los sondeos, se obtendrá un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es uniforme o definir sus variaciones dentro del área estudiada.
- 3) En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados.

Los perfiles estratigráficos obtenidos por la pruebas de exploración tanto de pozo a cielo abierto como de penetración estándar se muestran en las siguientes páginas.

## **CAPITULO IV**

### **ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN**

#### **IV.1 Cimentaciones superficiales.**

Los tipos más frecuentes de cimentaciones llamadas superficiales son las zapatas aisladas, las zapatas corridas y las losas de cimentación.

En general los factores que influyen en la correcta selección de una cimentación dada pueden agruparse en tres clases principales:

1.-Los relativos a la superestructura, que engloban su función, cargas que transmite al suelo, materiales que la constituyen etc.

2.-Los relativos al suelo, que se refieren a sus propiedades mecánicas, especialmente a su resistencia y compresibilidad, a sus condiciones hidráulicas, etc.

3.-Los factores económicos que deben balancear el costo de la cimentación en comparación con la importancia y aún el costo de la superestructura.

Considerando las características estratigráficas y físicas del subsuelo descritos en el capítulo anterior, así como las características arquitectónicas y estructurales de las cubiertas de las bombas y de la estructura de dos niveles donde se alojaran los servicios y la administración, se determino que la alternativa de cimentación más adecuada para la cubierta de las bombas será mediante zapatas aisladas. Las zapatas aisladas son elementos estructurales, generalmente cuadrados o rectangulares y más raramente circulares, que se construyen bajo las columnas con el objeto de transmitir la carga de estas al terreno en una mayor área, para así lograr una presión apropiada.

En ocasiones las zapatas aisladas soportan más de una columna. Las zapatas aisladas generalmente se construyen de concreto reforzado

Enseguida se presentan los criterios aplicados para el análisis de los estados límite de falla y de servicio así como de capacidad de carga.

Determinación de la capacidad de carga.

La capacidad de carga se determino considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de falla son suelos cohesivos y aplicando la siguiente expresión:

$$Ca = CNcFR + Pv$$

donde:

Ca: capacidad de carga admisible del suelo de apoyo de las zapatas en ton/m<sup>2</sup>.

C: cohesión del material de apoyo, en ton/m<sup>2</sup>.

FR: factor de resistencia, adimensional e igual a 0.35.

Pv: presión vertical total a la profundidad de desplante, en ton/m<sup>2</sup>.

Nc: coeficiente de capacidad de carga, adimensional y dado por:

$$Nc=5.14(1+0.25Df/B+0.25B/L)$$

donde:

Df: profundidad de desplante de la cimentación en m.

B: ancho del cimiento, en m.

L: largo del cimiento, en m.

Considerando una cohesión de 1.5 ton/m<sup>2</sup>, y un peso volumétrico de 1.38 ton/m<sup>3</sup>, obtenidas de las pruebas de compresión triaxial UU no consolidada no drenada realizadas se tiene lo siguiente.

$$Q_a = C N_c FR + P_v \dots \dots \dots \text{Ec. 1}$$

D<sub>f</sub> = 1.7 m                      γ = 1.38 ton/m<sup>3</sup>                      NAF = 1.70m  
 C = 1.5 ton/m<sup>2</sup>                      B = 1.5m                      L = 1.0m  
 FR = 0.35

El factor de resistencia se considera de 0.35 por que el suelo es de tipo II transición.

Cálculo del coeficiente de capacidad de carga N<sub>c</sub>.

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25B/L + 0.25D_f/B) \dots \dots \dots \text{Ec.2}$$

Sustituyendo los datos en la Ec. 2

$$N_c = 5.14 \left[ 1 + 0.25 \left( \frac{1.5}{1.5} \right) + 0.25 \left( \frac{1.7}{1.5} \right) \right]$$

$$N_c = (5.14)(1 + 0.25 + 1.13)$$

$$N_c = (5.14)(2.38)$$

$$N_c = 12.25 \text{ -----Factor adimensional.}$$

Cálculo de la presión vertical total P<sub>v</sub>.

$$P_v = \gamma h$$

$$P_v = (1.38 \text{ ton} / \text{m}^3)(1.5 \text{ m})$$

$$P_v = 2.07 \text{ ton} / \text{m}^2$$

Por último sustituyendo valores en Ec. 1 tenemos:

$$Qa = [(1.5 \text{ ton} / \text{m}^2)(12.25)(0.35)] + [2.07 \text{ ton} / \text{m}^2]$$

$$Qa = (6.43 \text{ ton} / \text{m}^2) + (2.07 \text{ ton} / \text{m}^2)$$

$$Qa = 8.50 \text{ ton} / \text{m}^2$$

Dimensionamiento de las zapatas.

Para el dimensionamiento de las zapatas, se deberá considerar que el reglamento de construcciones indica tomar la carga que resulte mayor de las siguientes condiciones:

- Condiciones estáticas, que considera 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.
- Condiciones dinámicas, que considera la combinación de cargas permanentes, más carga viva con intensidad instantánea y acción accidental más crítica (incremento de carga provocada por el momento de volteo debido al sismo) más el peso de la cimentación, afectados por un factor de carga de 1.1.

En el caso de combinación de cargas (en particular las que incluyendo sollicitaciones sísmicas) que den lugar a excentricidades actuando a una distancia "e" del eje centroidal del cimiento, el ancho efectivo de este deberá considerarse igual a:

$$B' = B - 2e$$

donde:

B': ancho reducido, en m.

B: ancho de la zapata, en m.

e: excentricidad con respecto al centroide del área de cimentación

El coeficiente sísmico que deberá considerarse que actúa en la base de la construcción por efecto de sismo, será igual a 0.32, por considerarse que el subsuelo en el sitio de interés tiene características similares a la zona que el reglamento de construcciones del DF. denomina zona de transición.

Los siguientes cálculos se hacen considerando que la cimentación transmitirá un incremento de presión a los materiales del subsuelo de 3.5 ton/m<sup>2</sup>.

Estáticas	Dinámicas	Servicio
(3.5*1.4)	(3.5*1.1)	(3.5*1.0)
=3.15 ton/m <sup>2</sup>	=2.99 ton/m <sup>2</sup>	=3.5 ton/m <sup>2</sup>

Estado límite de falla en condiciones estáticas.

Considerando la combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de 1.4, una vez dimensionadas las zapatas deberá verificarse que la desigualdad siguiente se satisfaga:

$$\left( \sum Q * \frac{Fc}{A} \right) < RF_R$$

donde:

$\sum Q$ : suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en toneladas.

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

A: área de apoyo de la zapata de cimentación, en m<sup>2</sup>.

R: capacidad de carga de los materiales que subyacen a la zapata de cimentación.

FR: factor de resistencia, igual a 0.35

$$\left( \frac{\sum QFc}{A} \right) < RF_R$$

sustituyendo en la formula anterior tenemos que

$$\left[ \frac{(3.15)(1.4)}{1.5} \right] < (8.50)(0.35)$$

Entonces la desigualdad se cumple como sigue

$$1.96 < 2.98$$

Estado límite de falla en condiciones dinámicas.

Considerando la combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea y acción accidental más crítica (sismo), más el peso de la cimentación, afectados por un factor de carga de 1.1 una vez dimensionadas las zapatas deberá comprobarse que la desigualdad siguiente se satisfaga.

$$\left( \frac{\sum QF_c}{A} \right) < RF_R$$

donde:

$\sum Q$ : suma de acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en toneladas.

Fc: factor de carga, que para este caso es igual a 1.1.

R: capacidad de carga de los materiales que subyacen a la zapata de cimentación.

FR: factor de resistencia igual a 0.35.

sustituyendo tenemos

$$\left[ \frac{(2.99)(1.1)}{1.5^2} \right] < (8.50)(0.35)$$

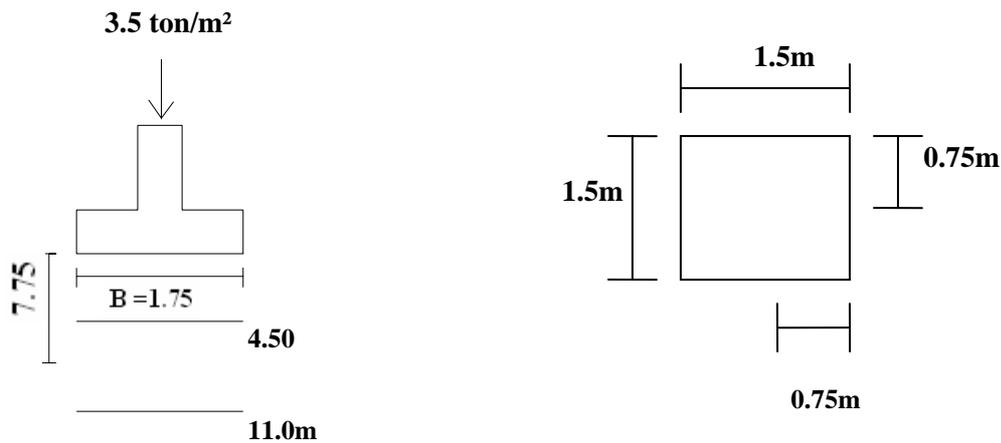
$$\left( \frac{3.29}{2.25} \right) < 2.98$$

$$1.49 < 2.98$$

## Estado límite de servicio

Se estimaron los asentamientos a largo plazo que sufrirá la cimentación considerando que transmitirá un incremento de presión a los materiales del subsuelo de  $3.5 \text{ ton/m}^2$  actuando a partir del nivel de desplante de la cimentación.

cálculo de los asentamientos (zapata cuadrada,  $D_f = 1.7\text{m}$ .)



utilizando los datos anteriores tenemos:

para el centro

$$W = 3.5 \text{ ton/m}^2 \quad m = y/z = 0.75/6.05 = 0.12$$

$$W_o = 0.007 \quad n = x/z = 0.75/6.05 = 0.12$$

$$\Delta p = w * w_o = (3.5 * 0.007) * 4 = 0.098$$

para la esquina

$$W = 3.5 \text{ ton/m}^2 \quad m = y/z = 1.50/6.05 = 0.25$$

$$W_o = 0.03 \quad n = x/z = 1.50/6.05 = 0.25$$

$$\Delta p = w * w_o = (3.5 * 0.03) = 0.105$$

PUNTO	H	Po ton/m <sup>2</sup>	$\ell_0$	$\Delta p$	P1 ton/m <sup>2</sup>	$\ell_1$	$\Delta e$	$\Delta h$
Centro	6.5	9.23	4.55	0.098	9.328	4.50	0.05	0.009
Esquina	6.5	9.23	4.55	0.105	9.335	4.48	0.07	0.013

$$P_0 = \gamma H + \gamma' h = (1.21)(6.5) + (0.21)(6.5) = 9.23 \text{ ton} / m^2$$

entrando a la curva de compresibilidad con Po tenemos

$$\ell_0 = 4.45$$

para poder obtener P1 se tiene lo siguiente

$$P1_{\text{cen}} = P_0 + \Delta p = 9.23 + 0.098 = 9.328$$

$$P1_{\text{esq}} = P_0 + \Delta p = 9.23 + 0.105 = 9.335$$

entrando con estos datos a la curva de compresibilidad tenemos lo siguiente:

$$\ell_{1 \text{ cen}} = 4.50$$

$$\ell_{1 \text{ esq}} = 4.48$$

cálculo de  $\Delta e$

$$\Delta e_{\text{centro}} = \ell_0 - \ell_{1 \text{ cen}} = 4.55 - 4.50 = 0.05 \text{ m} = 5 \text{ cm}$$

$$\Delta e_{\text{esquina}} = \ell_0 - \ell_{1 \text{ esquina}} = 4.55 - 4.48 = 0.07 \text{ m} = 7 \text{ cm}$$

cálculo de  $\Delta H$

$$\Delta H_{\text{CENTRO}} = \frac{\Delta e}{1 + \ell_0} * H = \frac{0.05}{1 + 4.55} * 6.5 = 0.059$$

$$\Delta H_{\text{ESQUINA}} = \frac{\Delta e}{1 + \ell_0} * H = \frac{0.07}{1 + 4.55} * 6.5 = 0.013$$

Cálculo de los asentamientos diferenciales

$$Asentdif = \Delta H_{ESQUINA} - \Delta H_{CENTRO} = 5.9 - 1.3 = 4.6cm$$

## IV.2 Cimentación somera.

Dentro de los tres tipos de cimentaciones encontramos a parte de la cimentaciones profundas como pilotes o pilas, a las cimentaciones someras conocidas también con el nombre de cajones de cimentación, las mismas que se clasifican como ya se había mencionado anteriormente en compensadas, parcialmente compensadas y sobrecompensadas.

El principio en que se basan los cajones compensados consiste en desplantar a una profundidad tal que el peso de la tierra excavada iguale al peso de la subestructura, de manera que al nivel de desplante el suelo no sienta la substracción efectuada por no llegarle ninguna presión en añadidura a la que existe originalmente.

Por otro lado en las cimentaciones parcialmente compensadas el peso o presión que será transmitido al subsuelo será mayor al peso o presión que tenía el subsuelo originalmente.

Y por ultimo tenemos a las cimentaciones sobrecompensadas, las cuales están constituidas por el principio de que el peso de la subestructura ejerce una menor presión en el subsuelo o terreno que la que provocaban los materiales excavados que componían el subsuelo originalmente.

Para esta obra los cajones que alojaran los tanques de almacenamiento desde un punto de vista geotécnico constituirán una cimentación sobrecompensada, ya que su peso será menor al peso de los materiales excavados para alojar la subestructura. Los cajones se cimentaran mediante el apoyo de su losa de fondo.

Para satisfacer el estado límite de falla el único mecanismo que debe revisarse es el de flotación. La revisión se efectúa verificando la siguiente desigualdad:

$$\left(\sum Q/A\right)F_c > H\gamma W$$

donde:

$\sum Q/A$ : combinación de las acciones permanentes y variables con valor mínimo probable.

$F_c$ : factor de carga igual a 0.9

$H$ : altura máxima estimada del nivel freático, medida a partir del nivel de desplante, igual a  $6.00\text{m} - 1.70\text{ m} = 4.30\text{ m}$ .

El peso unitario de cada uno de los cajones que alojaran los tanques de combustible, considerando los tanques vacíos será de 5.0 ton/m<sup>2</sup>, en esas condiciones la desigualdad resulta:

$$\frac{\sum Q}{A} = 5.0 \text{ ton} / \text{m}^2 * (F_c=0.9) = 4.50 \text{ ton} / \text{m}^2$$

$$H\gamma W = 4.30 * 1.0 = 4.30 \text{ ton} / \text{m}^2$$

sustituyendo

$$4.50 \text{ ton} / \text{m}^2 > 4.30 \text{ ton} / \text{m}^2$$

Por lo tanto la cimentación no flotara, pero se tiene un factor de seguridad de 1.05 obtenido de dividir 4.50 entre 4.30 dejando esta condición en estado incipiente de falla, por lo que se recomienda que se tenga un factor de seguridad mínimo de de 1.5.

Para evitar la falla por flotación deberá incrementarse el peso del cajón, lo que podrá hacerse mediante una losa de volado de un metro de ancho, ligado estructuralmente al cajón con la losa de fondo a 1.2 m de profundidad, respecto al nivel de piso de proyecto sobre la que se colocará un lastre constituido por un material con un peso volumétrico mínimo de 1.5 ton/m<sup>3</sup> lo que incrementará el peso unitario del cajón a 7.12ton/m<sup>2</sup> como se muestra en la figura que a continuación se muestra.

En esas condiciones de falla la desigualdad resulta:

$$(\sum Q / A) F_c = 7.91 * 0.9 = 7.12 \text{ ton} / \text{m}^2 > H\gamma W = 4.30 * 1.0 = 4.30 \text{ ton} / \text{m}^2$$

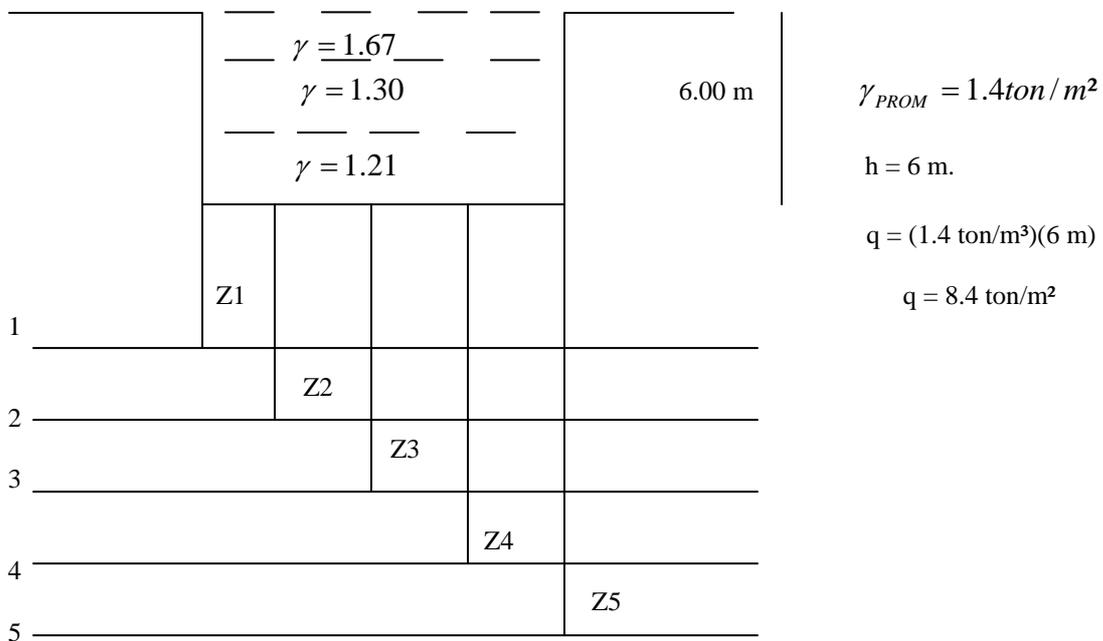
Que se satisface resultando entonces admisible el estado límite de falla contra la flotación, con un factor de seguridad de 1.66.

### Estado límite de servicio

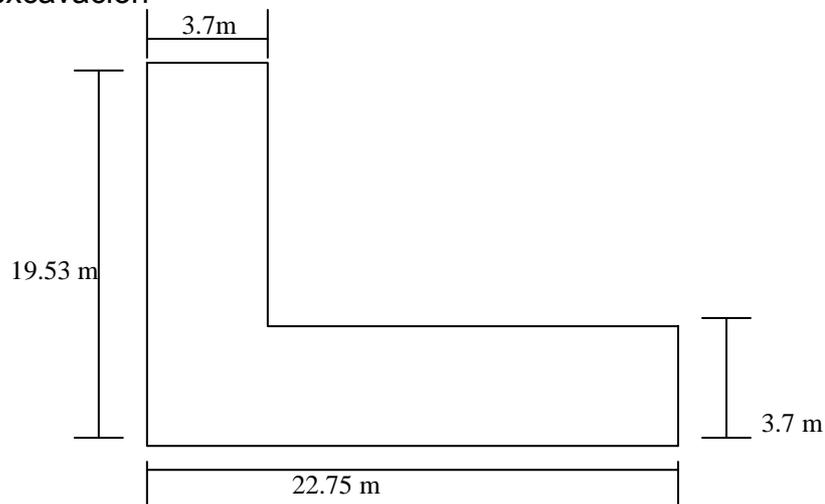
Los movimientos verticales que sufra la estructura respecto al terreno circundante se deberán a las recuperaciones de las expansiones elásticas producidas durante la construcción de la cimentación y las expansiones debidas al aumento de los depósitos arcillosos, producidos por el decremento de presión neta transmitida al subsuelo, por ser una cimentación sobrecompensada.

Cálculo de las expansiones elásticas.

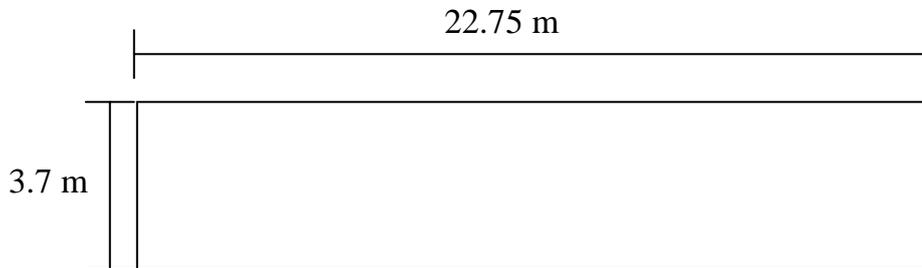
Corte de la excavación



Planta de la excavación



Para el cálculo de las expansiones elásticas tomamos la franja más desfavorable de la excavación



Para conocer las expansiones elásticas se utilizara la expresión de Steinbrener; que es una fórmula utilizada para la esquina de un área cargada ó descargada.

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

donde:

q: descarga del suelo.

B: ancho del cimiento

E: modulo de elasticidad de apoyo

$H_D$ : asentamiento elástico

$\mu$ : relación de Poisson

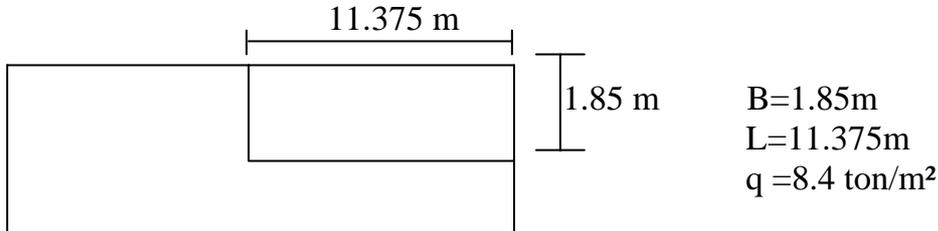
$F_1$  y  $F_2$ : valores que dependen de la relación (L/B y Z/B)

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

PROFUNDIDAD (m)	MODULO DE ELASTICIDAD (ton/m <sup>2</sup> )	RELACIÓN DE POISSON
6.00-8.40	550	0.5
8.40-11.00	650	0.5
11.00-13.20	900	0.4
13.20-13.80	650	0.5
13.80-20.00	1500	0.35

Cálculo de las expansiones al centro

Diagrama



Para

$$Zl = Z1 - Df = 8.4 - 6 = 2.4 \text{ m}$$

$$E = 550 \text{ ton/m}^2 \quad \text{y} \quad \mu = 0.5$$

entonces

$$Zl/B = (2.4/1.85) = 1.30$$

$$L/B = (11.375/1.85) = 6.15$$

Con los valores obtenidos entramos a la gráfica para conocer F1 y F2 en las fórmulas de Steinbrener.

Ahora tenemos que

$$F11=0.17 \quad \text{y} \quad F21= 0.135$$

Sustituyendo en la fórmula de Steinbrener tenemos

$$+ \Delta H_{c1} = \frac{(8.4)(1.85)}{550} \{ [1 - (0.5)^2] * 0.17 + [1 - 0.5 - 2 * (0.5)^2] * 0.135 \}$$

$$+ \Delta H_{c1} = \frac{15.54}{550} [(1 - 0.25)0.17 + (1 - 0.5 - 0.5)0.135]$$

$$+ \Delta H_{c1} = 0.028(0.1275 + 0)$$

$$+ \Delta H_{c1} = (0.028)(0.1275)$$

$$+ \Delta H_{c1} = 0.00357$$

Para  $Z_{II} = Z_2 - D_f$

$$11 \text{ m} - 6 \text{ m} = 5 \text{ m}$$

corresponde:

$$E = 650 \text{ ton/m}^2, \mu = 0.5, B = 1.85, L = 11.375 \text{ y } q = 8.4 \text{ ton/m}^2$$

entonces

$$Z_{II}/B = 6/1.85 = 3.24 \quad \text{y} \quad L/B = 11.375/1.85 = 6.15$$

entrando a la gráfica tenemos lo siguiente

$$F_{12} = 0.39 \quad \text{y} \quad F_{22} = 0.14$$

sustituyendo valores tenemos

$$+ \Delta H_{C_2} = \frac{(8.4)(1.85)}{650} \{ [1 - (0.5)^2] * 0.39 + [1 - 0.5 - 2 * (0.5)^2] * 0.14 \}$$

$$+ \Delta H_{C_2} = \frac{15.54}{650} [(1 - 0.25)0.39 + (1 - 0.5 - 0.5)0.14]$$

$$+ \Delta H_{C_2} = 0.024(0.2925 + 0)$$

$$+ \Delta H_{C_2} = (0.024)(0.2925)$$

$$+ \Delta H_{C_2} = 0.00702$$

luego

$$- \Delta H_{C_2} = 0.024[(0.75 * 0.17) + (0 * 0.135)]$$

$$- \Delta H_{C_2} = (0.024)(0.1275)$$

$$- \Delta H_{C_2} = 0.00306$$

Para  $Z_{III} = Z_3 - D_f$

$$13.20 \text{ m} - 6 \text{ m} = 7.20 \text{ m}$$

corresponde:

$$E = 900 \text{ ton/m}^2, \mu = 0.4, B = 1.85, L = 11.375 \text{ y } q = 8.4 \text{ ton/m}^2$$

entonces

$$Z_{III}/B = 7.20/1.85 = 3.89 \quad \text{y} \quad L/B = 11.375/1.85 = 6.15$$

entrando a la gráfica tenemos lo siguiente

$$F_{13} = 0.47 \quad \text{y} \quad F_{23} = 0.125$$

sustituyendo valores tenemos

$$+ \Delta H_{C_3} = \frac{(8.4)(1.85)}{900} \{ [1 - (0.4)^2] * 0.47 + [1 - 0.4 - 2 * (0.4)^2] * 0.125 \}$$

$$+ \Delta H_{C_3} = \frac{15.54}{900} [(1 - 0.16)0.47 + (1 - 0.4 - 0.32)0.125]$$

$$+ \Delta H_{C_3} = 0.0173(0.3948 + 0.35)$$

$$+ \Delta H_{C_3} = (0.0173)(0.4298)$$

$$+ \Delta H_{C_3} = 0.0074$$

luego

$$- \Delta H_{C_3} = 0.0173[(0.84 * 0.39) + (0.28 * 0.14)]$$

$$- \Delta H_{C_3} = (0.0173)(0.3276 + 0.0392)$$

$$- \Delta H_{C_3} = 0.0064$$

Para  $ZIV = Z4 - Df$

$$13.80 \text{ m} - 6 \text{ m} = 7.80 \text{ m}$$

corresponde:

$$E = 650 \text{ ton/m}^2, \mu = 0.5, B = 1.85, L = 11.375 \text{ y } q = 8.4 \text{ ton/m}^2$$

entonces

$$ZIV/B = 7.80/1.85 = 3.89 \quad \text{y} \quad L/B = 11.375/1.85 = 6.15$$

entrando a la gráfica tenemos lo siguiente

$$F14 = 0.50 \quad \text{y} \quad F24 = 0.12$$

sustituyendo valores tenemos

$$+ \Delta H_{C4} = \frac{(8.4)(1.85)}{650} \{ [1 - (0.5)^2] * 0.50 + [1 - 0.5 - 2 * (0.5)^2] * 0.12 \}$$

$$+ \Delta H_{C4} = \frac{15.54}{650} [(1 - 0.25)0.50 + (1 - 0.5 - 0.5)0.12]$$

$$+ \Delta H_{C4} = 0.024(0.375 + 0)$$

$$+ \Delta H_{C4} = (0.024)(0.375)$$

$$+ \Delta H_{C4} = 0.009$$

Para  $ZV = Z5 - Df$

$$20.00 \text{ m} - 6 \text{ m} = 14.00 \text{ m}$$

corresponde:

$$E = 1500 \text{ ton/m}^2, \mu = 0.35, B = 1.85, L = 11.375 \text{ y } q = 8.4 \text{ ton/m}^2$$

entonces

$$ZV/B = 14/1.85 = 7.58 \quad \text{y} \quad L/B = 11.375/1.85 = 6.15$$

entrando a la gráfica tenemos lo siguiente

$$F15 = 0.68 \quad \text{y} \quad F25 = 0.10$$

sustituyendo valores tenemos

$$+ \Delta H_{C5} = \frac{(8.4)(1.85)}{1500} \left\{ [1 - (0.35)^2] * 0.68 + [1 - 0.35 - 2 * (0.35)^2] * 0.10 \right\}$$

$$+ \Delta H_{C5} = \frac{15.54}{1500} [(1 - 0.123)0.68 + (1 - 0.35 - 0.245)0.10]$$

$$+ \Delta H_{C5} = 0.0104(0.5964 + 0.0405)$$

$$+ \Delta H_{C5} = (0.0104)(0.6369)$$

$$+ \Delta H_{C5} = 0.0066$$

luego

$$- \Delta H_{C5} = 0.0104[(0.877 * 0.50) + (0.405 * 0.120)]$$

$$- \Delta H_{C5} = (0.0104)(0.4385 + 0.0486)$$

$$- \Delta H_{C5} = 0.0051$$

Para poder conocer las expansiones en el centro solo resta el hacer la suma algebraica y multiplicarla por cuatro.

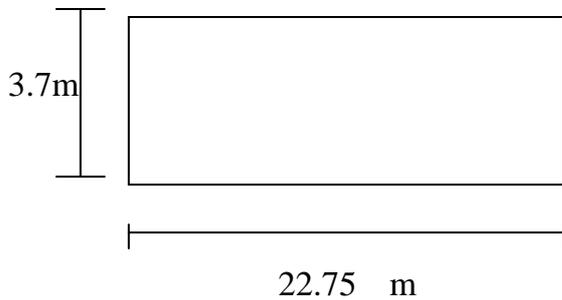
$+\Delta H_{C1}$		$+0.00357$
$+\Delta H_{C2}$		$+0.00702$
$-\Delta H_{C2}$		$-0.00306$
$+\Delta H_{C3}$		$+0.00704$
$-\Delta H_{C3}$	$=$	$-0.00640$
$+\Delta H_{C4}$		$+0.00900$
$+\Delta H_{C5}$		$+0.00660$
$-\Delta H_{C5}$		$-0.00510$
$\Delta H_C TOTAL$		$0.01903$

$$\Delta H_C \times 4 = 0.01903 \times 4 = 0.07612m$$

Asentamiento al centro

7.6cm

Cálculo de las expansiones en la esquina



$$B = 3.7 \text{ m}$$

$$L = 22.75$$

$$q = 8.4 \text{ ton/m}^2$$

Para

$$Zl = Z1 - Df = 8.4 - 6 = 2.4 \text{ m}$$

$$E=550 \text{ ton/m}^2 \quad \text{y} \quad \mu = 0.5$$

entonces

$$Zl/B = (2.4/3.7) = 0.65$$

$$L/B = (22.75/3.7) = 6.15$$

Con los valores obtenidos entramos a la gráfica para conocer F1 y F2 en las fórmulas de Steinbrener.

Ahora tenemos que

$$F11=0.065 \quad \text{y} \quad F21= 0.10$$

sustituyendo en la fórmula de Steinbrener tenemos

$$+ \Delta H_{E1} = \frac{(8.4)(3.7)}{550} \{ [1 - (0.5)^2] * 0.065 + [1 - 0.5 - 2 * (0.5)^2] * 0.10 \}$$

$$+ \Delta H_{E1} = \frac{31.08}{550} [(1 - 0.25)0.065 + (1 - 0.5 - 0.5)0.10]$$

$$+ \Delta H_{E1} = 0.057 [(0.75 * 0.065) + (0 * 0.10)]$$

$$+ \Delta H_{E1} = (0.057)(0.488)$$

$$+ \Delta H_{E1} = 0.00278$$

Para  $Z_{II} = Z_2 - D_f$

$$11 \text{ m} - 6 \text{ m} = 5 \text{ m}$$

Corresponde:

$$E = 650 \text{ ton/m}^2, \mu = 0.5, B = 3.7, L = 22.75 \quad \text{y} \quad q = 8.4 \text{ ton/m}^2$$

entonces

$$Z_{II}/B = 5/3.7 = 1.35 \quad \text{y} \quad L/B = 22.75/3.7 = 6.15$$

entrando a la gráfica tenemos lo siguiente

$$F_{12} = 0.175 \quad \text{y} \quad F_{22} = 0.14$$

sustituyendo valores tenemos

$$+ \Delta H_{E2} = \frac{(8.4)(3.7)}{650} \{ [1 - (0.5)^2] * 0.175 + [1 - 0.5 - 2 * (0.5)^2] * 0.14 \}$$

$$+ \Delta H_{E2} = \frac{31.08}{650} [(1 - 0.25)0.175 + (1 - 0.5 - 0.5)0.14]$$

$$+ \Delta H_{E2} = 0.0478 [(0.75 * 0.175) + (0 * 0.14)]$$

$$+ \Delta H_{E2} = (0.0478)(0.1313)$$

$$+ \Delta H_{E2} = 0.00627$$

luego

$$- \Delta H_{E2} = 0.0478 [(0.75 * 0.065) + (0 * 0.10)]$$

$$- \Delta H_{E2} = (0.0478)(0.04875)$$

$$- \Delta H_{E2} = 0.00233$$

Para  $Z_{III} = Z_3 - D_f$

$$13.20 \text{ m} - 6 \text{ m} = 7.20 \text{ m}$$

Corresponde:

$$E = 900 \text{ ton/m}^2, \mu = 0.4, B = 3.7, L = 22.75 \text{ y } q = 8.4 \text{ ton/m}^2$$

entonces

$$Z_{III}/B = 7.20/3.7 = 1.95 \quad \text{y} \quad L/B = 22.75/3.7 = 6.15$$

entrando a la gráfica tenemos lo siguiente

$$F_{13} = 0.25 \quad \text{y} \quad F_{23} = 0.135$$

sustituyendo valores tenemos

$$+ \Delta H_{E3} = \frac{(8.4)(3.7)}{900} \{ [1 - (0.4)^2] * 0.25 + [1 - 0.4 - 2 * (0.4)^2] * 0.135 \}$$

$$+ \Delta H_{E3} = \frac{31.08}{900} [(1 - 0.16)0.25 + (1 - 0.4 - 0.32)0.135]$$

$$+ \Delta H_{E3} = 0.035 [(0.84 * 0.25) + (0.28 * 0.135)]$$

$$+ \Delta H_{E3} = (0.035)(0.21 + 0.0378)$$

$$+ \Delta H_{E3} = 0.0087$$

luego

$$- \Delta H_{E3} = 0.035 [(0.84 * 0.175) + (0.28 * 0.14)]$$

$$- \Delta H_{E3} = (0.035)(0.182)$$

$$- \Delta H_{E2} = 0.00652$$

Para  $ZIV = Z4 - Df$

$$13.80 \text{ m} - 6 \text{ m} = 7.80 \text{ m}$$

Corresponde:

$$E = 650 \text{ ton/m}^2, \mu = 0.5, B = 3.7, L = 22.75 \text{ y } q = 8.4 \text{ ton/m}^2$$

entonces

$$ZIV/B = 7.80/3.7 = 2.11 \quad \text{y} \quad L/B = 22.75/3.7 = 6.15$$

entrando a la gráfica tenemos lo siguiente

$$F14 = 0.28 \quad \text{y} \quad F24 = 0.14$$

sustituyendo valores tenemos

$$+ \Delta H_{E4} = \frac{(8.4)(3.7)}{650} \left\{ [1 - (0.5)^2] * 0.28 + [1 - 0.5 - 2 * (0.5)^2] * 0.14 \right\}$$

$$+ \Delta H_{E4} = \frac{31.08}{650} [(1 - 0.25)0.28 + (1 - 0.5 - 0.5)0.14]$$

$$+ \Delta H_{E4} = 0.04782 [(0.75 * 0.28) + (0 * 0.14)]$$

$$+ \Delta H_{E4} = (0.04782)(0.21)$$

$$+ \Delta H_{E4} = 0.0100$$

Para  $ZV = Z5 - Df$

$$20.00 \text{ m} - 6 \text{ m} = 14.00 \text{ m}$$

Corresponde:

$$E = 1500 \text{ ton/m}^2, \mu = 0.35, B = 3.7, L = 22.75 \text{ y } q = 8.4 \text{ ton/m}^2$$

entonces

$$ZV/B = 14/3.7 = 3.78 \quad \text{y} \quad L/B = 22.75/3.7 = 6.15$$

entrando a la gráfica tenemos lo siguiente

$$F15 = 0.445 \quad \text{y} \quad F25 = 0.13$$

sustituyendo valores tenemos

$$+ \Delta H_{E5} = \frac{(8.4)(3.7)}{1500} \{ [1 - (0.35)^2] * 0.445 + [1 - 0.35 - 2 * (0.35)^2] * 0.13 \}$$

$$+ \Delta H_{E5} = \frac{31.08}{1500} [(1 - 0.1225)0.445 + (1 - 0.35 - 0.245)0.13]$$

$$+ \Delta H_{E5} = 0.02072 [(0.8775 * 0.445) + (0.405 * 0.13)]$$

$$+ \Delta H_{E5} = (0.02072)(0.4436)$$

$$+ \Delta H_{E5} = 0.00919$$

luego

$$- \Delta H_{E5} = 0.02072 [(0.8775 * 0.28) + (0.405 * 0.14)]$$

$$- \Delta H_{E5} = (0.02072)(0.2457 + 0.0567)$$

$$- \Delta H_{E5} = 0.000289$$

Para poder conocer las expansiones en la esquina solo resta hacer la suma algebraica ya que la fórmula en si es para conocer las expansiones en la esquina de un área.

$$\begin{array}{rcl}
 + \Delta H_{E1} & & + 0.00278 \\
 + \Delta H_{E2} & & + 0.00627 \\
 - \Delta H_{E2} & & - 0.00233 \\
 + \Delta H_{E3} & & + 0.00870 \\
 - \Delta H_{E3} & = & - 0.00652 \\
 + \Delta H_{E4} & & + 0.01000 \\
 + \Delta H_{E5} & & + 0.00919 \\
 - \Delta H_{E5} & & - 0.00029 \\
 \hline
 \Delta H_{E\text{TOTAL}} & & 0.0278m
 \end{array}$$

Asentamiento en la esquina

2.7cm

Cálculo de la presión de diseño e instalación de troqueles.

En la determinación de las presiones para el diseño del muro de ademe que será retenido por los troqueles, se consideró una excavación con profundidad máxima de 6.00 m, con taludes verticales retenidos por muros tipo Berlín, constituidos por viguetas de acero revestidas con polines, con una sobrecarga superficial perimetral de 1.5 ton/m<sup>2</sup>, siguiendo la condición de empuje de suelo en reposo y considerando los siguientes efectos.

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

La presión que ejerce la masa de suelo en condición de reposo para diseño de troqueles y en condición activa para instalación de troqueles, 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 correspondiente.

La acción de una sobrecarga uniformemente repartida actuando en la superficie del terreno, en un área perimetral a los cajones, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral del área, afectados por el coeficiente de presión de tierras en reposo o activo, según se requiera determinar la presión para diseño o instalación de troqueles.

Para tomar en cuenta las solicitaciones sísmicas, se determinó una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa de suelo potencialmente deslizante por un coeficiente sísmico de 0.32 (zona de transición)

Una vez calculados los valores de estos cuatro efectos, se superponen obteniéndose la envolvente de presiones horizontales, la cual es transformada a la distribución equivalente propuesta por Peck en la que el volumen del esfuerzo es igual a una envolvente trapezoidal con base mayor igual al 75% de dicha profundidad y altura dada por la siguiente expresión:

$$h = (2A)/(B + b)$$

donde:

h: presión horizontal máxima

A: volumen de esfuerzo considerando la superposición de las presiones debidas al agua, al suelo, a la sobrecarga y al sismo.

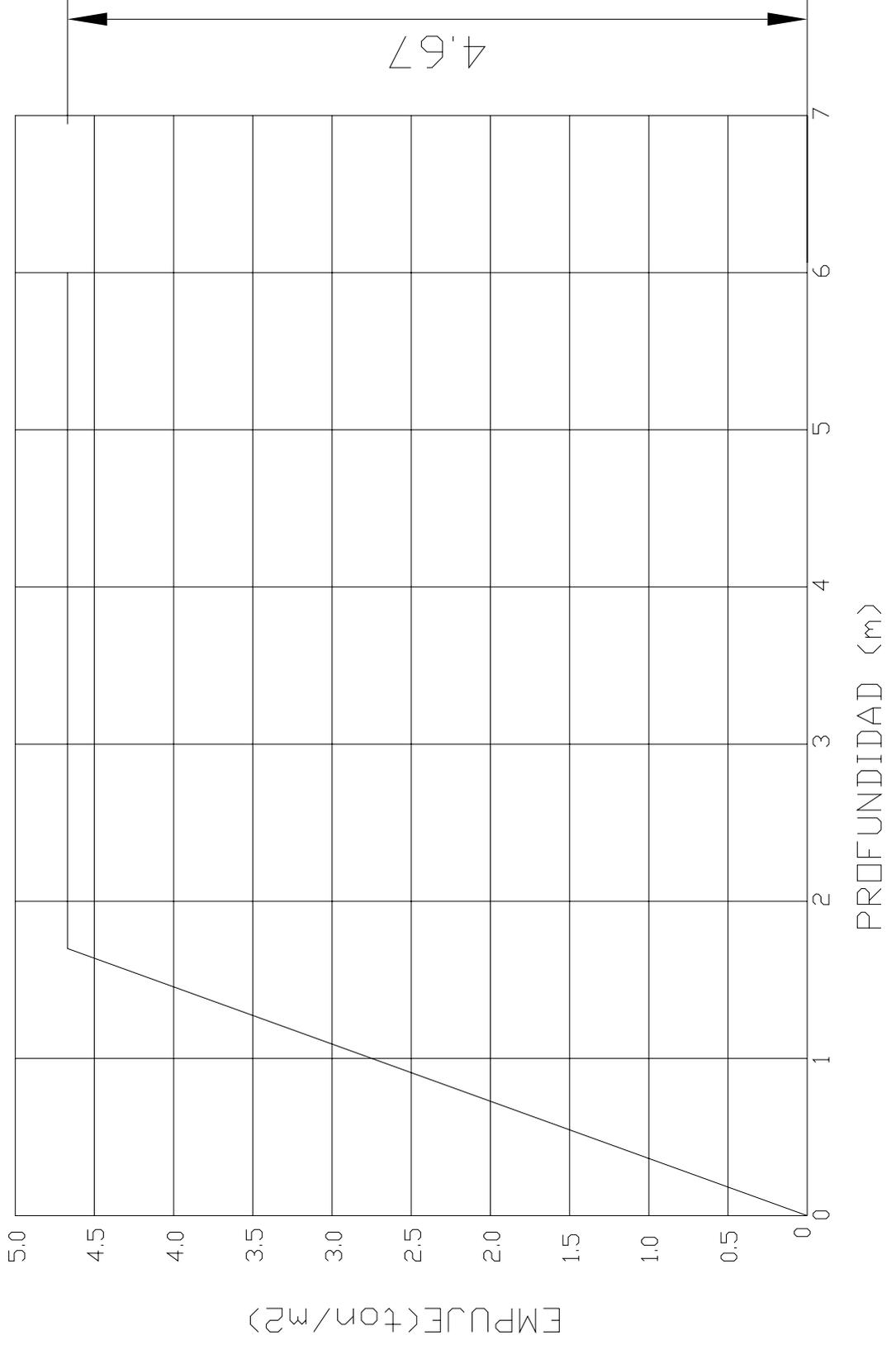
B: profundidad máxima de excavación.

b: 0.75 B

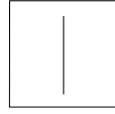
Las envolventes de presión para diseño e instalación de troqueles se presentan a continuación.

# EMPUESTES PARA DISEÑO DE TROQUELES

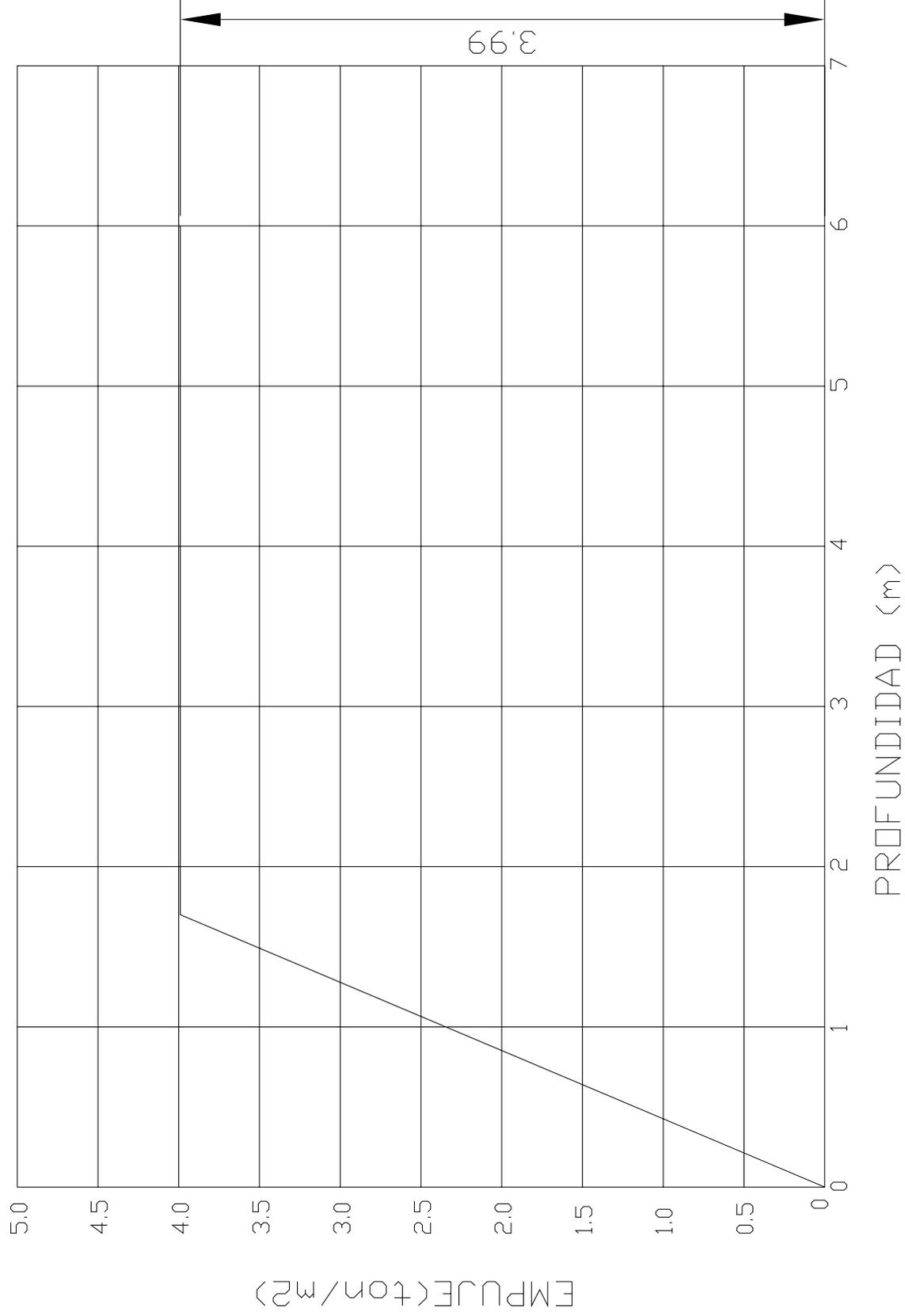
— PRESIÓN



# EMPUJES PARA INSTALACIÓN DE TROQUELES



— PRESIÓN



Cálculo de la presión horizontal máxima para diseño de troqueles.

$$B = 6$$

entonces

$$6 * 0.75 = 4.5$$

por lo tanto

$$b = 4.5$$

cálculo del área

$$A = \frac{B+b}{2} h = \frac{6+4.5}{2} 4.67$$

$$A = \frac{10.5}{2} (4.67) = (5.25)(4.67)$$

$$A = 24.52$$

sustituyendo en la fórmula

$$h = (2A)/(B+b)$$

$$h = \frac{2(24.52)}{(6+4.5)}$$

$$h = 4.67 \text{ ton/m}$$

cálculo de la presión horizontal máxima para instalación de troqueles.

$$B=6$$

entonces

$$6 * 0.75 = 4.5$$

por lo tanto

$$b = 4.5$$

cálculo del área

$$A = \frac{B+b}{2} h = \frac{6+4.5}{2} 3.99$$

$$A = \frac{10.5}{2} (3.99) = (5.25)(3.99)$$

$$A = 20.95$$

sustituyendo en la fórmula

$$h = (2A)/(B + b)$$

$$h = \frac{2(20.95)}{(10.5)}$$

$$h = 3.99 \text{ ton/m}^2$$

Empujes de los muros perimetrales del cajón 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 de los cajones se realizó bajo la condición de empuje de suelo en reposo y considerando los siguientes efectos;

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

La presión que ejerce la masa de suelo en condición de reposo para diseño de troqueles y en condición activa para instalación de troqueles, 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 correspondiente.

La acción de una sobrecarga uniformemente repartida actuando en la superficie del terreno, en un área perimetral a los cajones, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral del área, afectados por el coeficiente de presión de tierras en reposo o activo, según se requiera determinar la presión para diseño o instalación de troqueles.

Para tomar en cuenta las solicitaciones sísmicas, se determinó una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa de suelo potencialmente deslizante por un coeficiente sísmico de 0.32 (zona de transición)

Una vez calculados los valores de los cuatro efectos, se superpusieron obteniéndose la envolvente de empujes horizontales totales que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros.

Cálculo de los empujes de los muros perimetrales del cajón de cimentación.

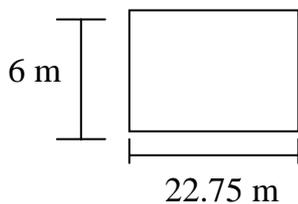
Empuje debido al agua EW  
NAF = 1.7

Z m	$\gamma_{ton/m^2}$	Z m $\gamma_{ton/m^2}$	EW
0-1.7	1	0	0
1.7-4.5	1	1.7	1.7
4.5-6.0	1	4.5	2.8
6.00	1	6.0	4.3

Empuje debido al suelo ES

Z	$\gamma_{ton/m^2}$	Ko	Z m $\gamma_{ton/m^2}$	Ko $\gamma_{ton/m^2}$	ES
0-1.7	1.67	0.6	2.84	1.70	1.70
1.7-4.5	0.30	0.6	0.84	0.50	2.20
4.5-6.0	0.21	0.6	0.32	0.19	2.39

Empuje debido a sobrecarga



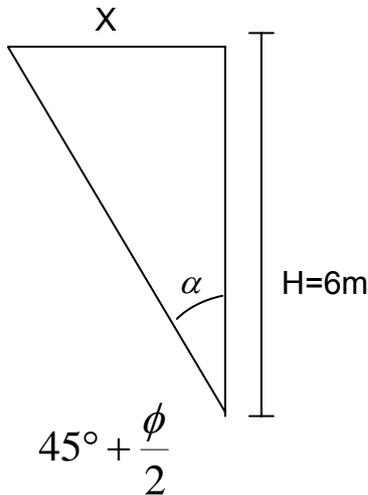
X = 22.75 m  
Y = 6 m

m x/z	n y/z	Z (m)
13.38	3.53	1.7
5.06	1.33	4.5
3.79	1.00	6.0

Z	W	Wo	2WWo	Ko	2WWoKo
0-1.7	1.5	0.270	0.753	0.6	0.486
1.7-4.5	1.5	0.205	0.615	0.6	0.369

4.5-6.0	1.5	0.203	0.612	0.6	0.365
---------	-----	-------	-------	-----	-------

Empuje debido al sismo.



$$\begin{aligned}\phi &= 20^\circ \\ Q &= 3 \\ C_s &= 0.32\end{aligned}$$

$$\alpha = 90 - \left( 45 - \frac{20}{2} \right) = 55^\circ$$

$$X = 6 \tan 55^\circ$$

$$X = 8.56m$$

entonces

$$A = \frac{b \times H}{2} \quad A = \frac{8.56 \times 6}{2} = 25.71$$

cálculo de  $\gamma_{Media}$

$$\gamma_{Media} = \frac{1.67 + 1.30 + 1.21}{3}$$

$$\gamma_{Media} = 1.39 \text{ ton} / \text{m}^2$$

Para poder determinar el empuje sísmico utilizamos la siguiente fórmula:

$$E_s = \frac{E}{H}$$

luego

$$E = W \frac{C_s}{Q} \quad Y \quad W = A \gamma_{Media} * 1m$$

cálculo de W

$$W = (25.71)(1.39)(1) = 35.74$$

cálculo de E tomando las siguientes consideraciones:

Cs para zona tipo II es de 0.32 y Q = 3

entonces tenemos que

$$E = 35.74 \left( \frac{0.32}{3} \right), \quad E = (35.74)(0.1067) \quad E = 3.81 \text{ ton/m}$$

cálculo del empuje sísmico

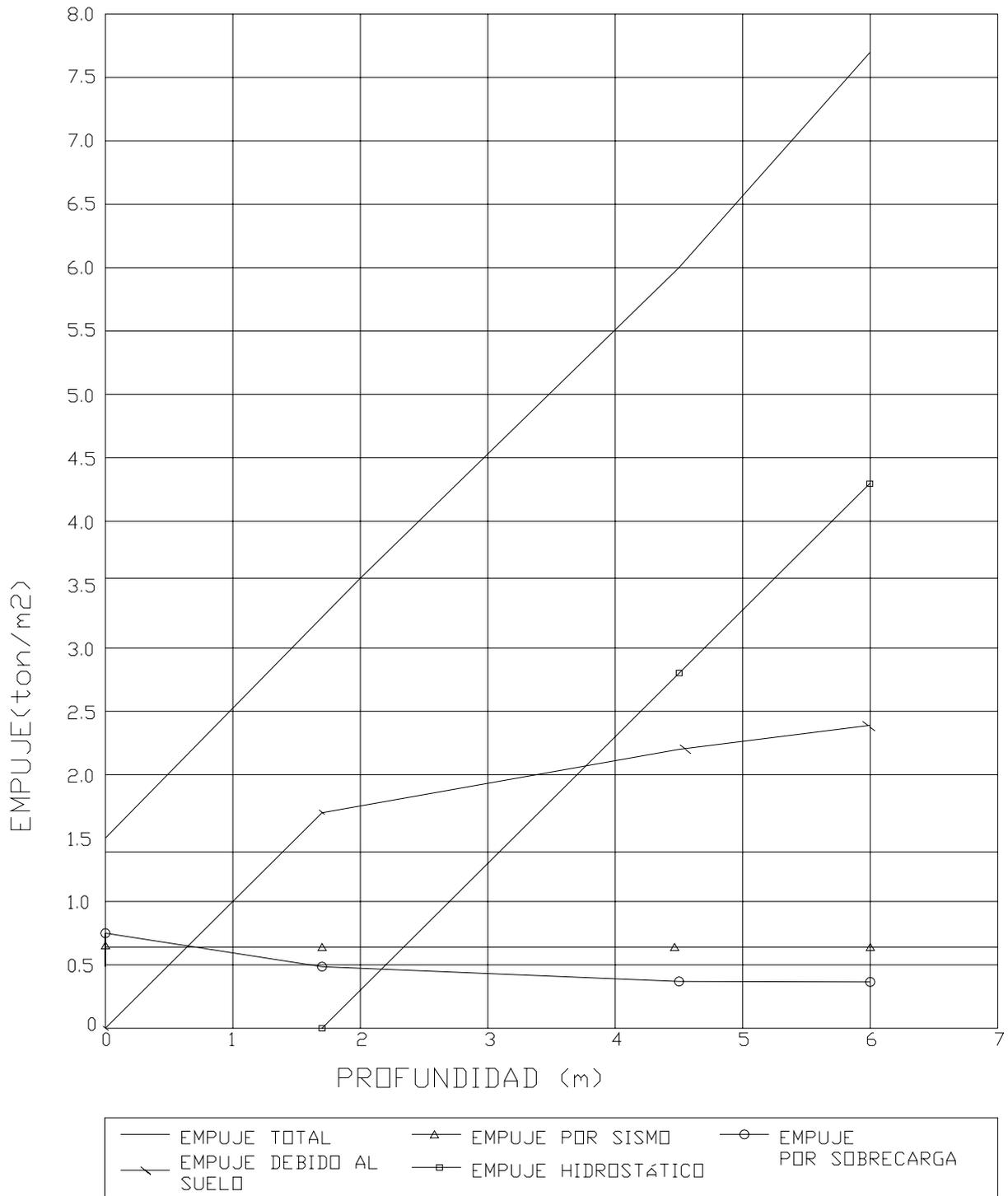
$$E_s = \frac{E}{H}$$

$$E_s = \frac{3.81}{6}$$

$$E_s = 0.64 \text{ ton/m}$$

A continuación se representan en forma gráfica los valores obtenidos, que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales.

### EMPUJES SOBRE MUROS RIGIDOS PERIMETRALES



### Cálculo de la falla de fondo

La estabilidad de la excavación contra falla de fondo se revisa por cortante, lo que se realiza 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 la excavación  
en  $\text{ton/m}^2$  igual a  $4.5 \text{ ton/m}^2$

$F_c$ : factor de carga dimensional e igual a 1.4

$q$ : sobre carga superficial, igual a  $1.5 \text{ ton/m}^2$

$F'c$ : factor de carga, adimensional e igual a 1.0

$c$ : cohesión del material que subyace la excavación, mínima de  $2 \text{ ton/m}^2$

$N_c$ : coeficiente de capacidad de carga

$FR$ : factor de resistencia, igual a 0.7

cálculo del coeficiente de capacidad de carga

$L=22.75$ ,  $D_f=6$  y  $B=3.3$

$$N_c = 5.14 \left[ 1 + 0.25 \left( \frac{6}{3.7} \right) + 0.25 \left( \frac{3.7}{22.75} \right) \right]$$

$$N_c = 7.43$$

sustituyendo valores tenemos

$$[(4.50 + 1.4) + (1.5 * 1)] < [2 * 7.43 * 0.7]$$

$$7.8 < 10.40$$

Debido a que se satisface la desigualdad la excavación no presentara falla de fondo.



## CAPITULO V

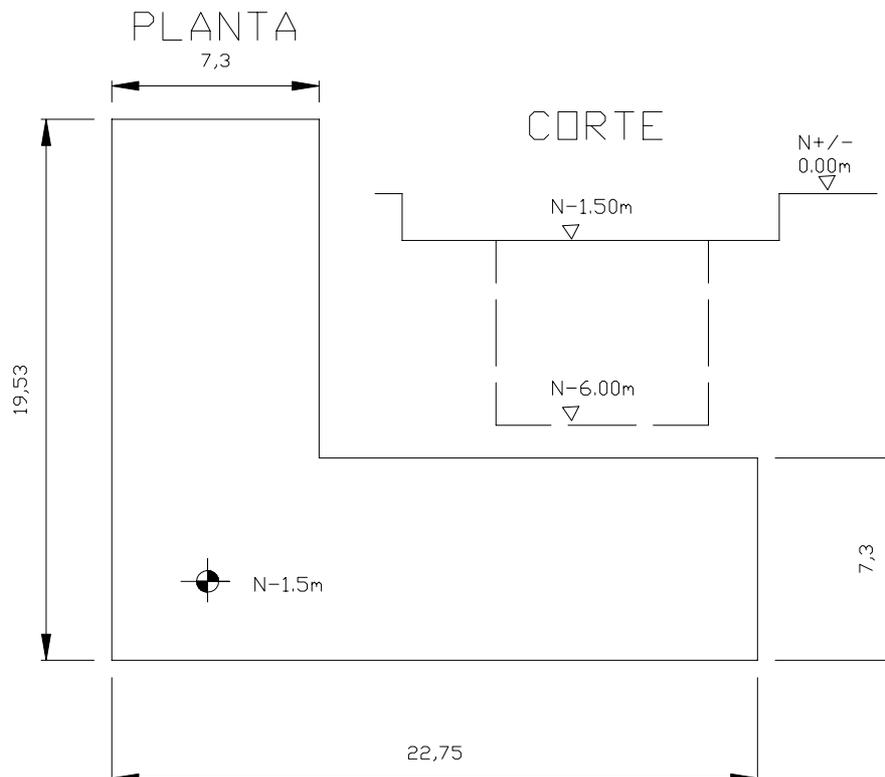
### PROCESO CONSTRUCTIVO

#### V.1 Proceso constructivo propuesto en base a los cálculos y estudios anteriores.

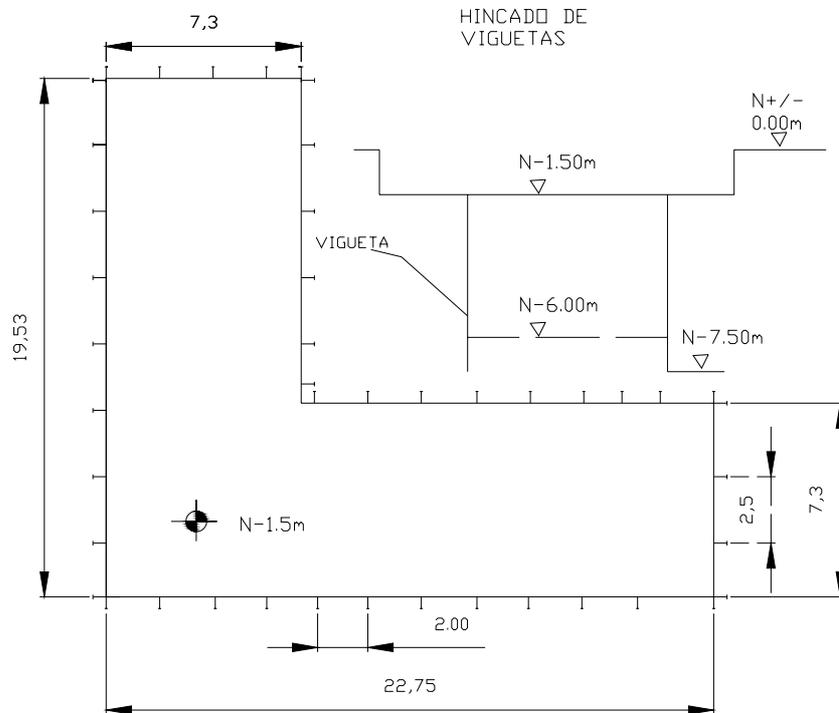
El procedimiento constructivo para la excavación que alojará los cajones que a su vez alojará los tanques de combustible, se estableció considerando las características geométricas de la excavación, en particular su profundidad de 6.00m, respecto al nivel de la superficie del terreno, así como las estratigráficas y físicas del subsuelo, en particular la baja resistencia de los materiales en que se realizara la excavación, considerando además la existencia del nivel de aguas freáticas a partir de 1.7m de profundidad, respecto al nivel de la superficie del terreno. Para simplificar el procedimiento constructivo y reducir las expansiones de los materiales del subsuelo, debido a su respuesta elástica por efecto de la descarga producida por la excavación, los cajones se excavarán uno a la vez.

El procedimiento de excavación que se concluye como el más adecuado se efectuará en base a ataguías del tipo muro Berlín, constituido por viguetas metálicas revestidas por polines y troqueladas entre ambos lados de la excavación.

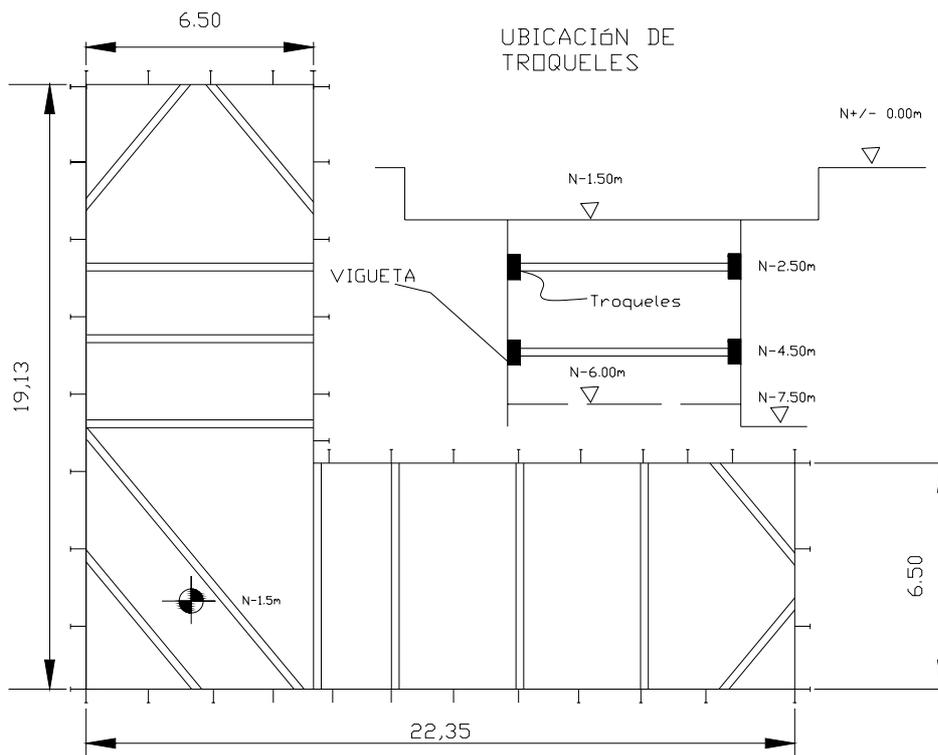
Con el fin de eliminar los materiales superficiales, que interferirían con el procedimiento de construcción de la excavación, inicialmente se efectuará una excavación a 1.5m de profundidad, con área de 7.5x22.5m, y 7.5x19.5m, ubicada como se indica a continuación.



En la periferia del perímetro los cajones que serán construidos se hincarán a percusión viguetas metálicas de sección I, de 0.2m de la longitud del alma, y 7.5m de longitud, hincadas entre 1.5 y 7.5m de profundidad, respecto al nivel actual del terreno, con una separación entre ellas de 2m, en los lados largos de la excavación y de 2.5m en los lados cortos, como se muestra en la figura siguiente.



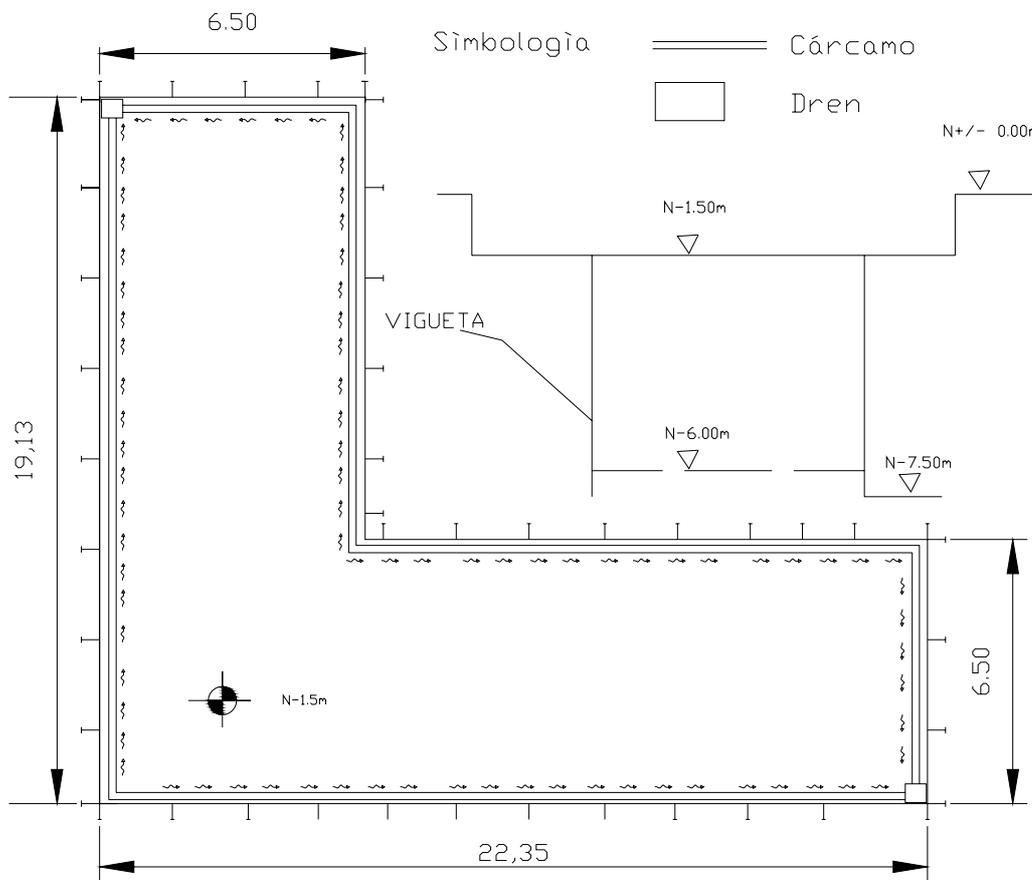
Estas viguetas formaran parte de una ataguía que revestidas con polines de madera de sección transversal cuadrada de 0.1m de lado, y soportada por troqueles colocados a 2.5 y 4.5m de profundidad, entre los lados de la excavación, los que mantendrán su estabilidad, como se muestra a continuación.



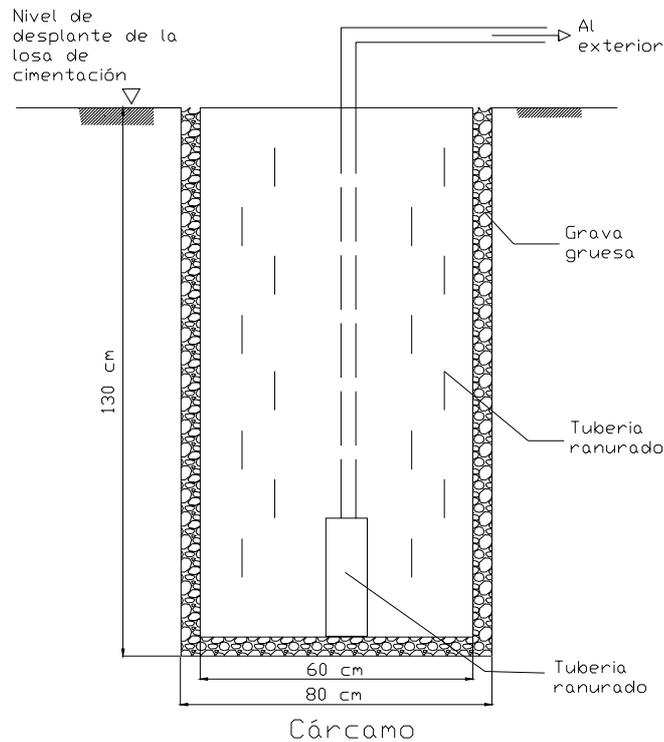
Una vez hincadas las viguetas se profundizará la excavación inicialmente realizada, hasta 2.5m de profundidad, dejando taludes 0.5:1.0 (horizontal:vertical). Protegiendo los taludes con un repellado de cemento de 3cm de espesor, aplicado sobre una malla tipo gallinero, anclada al talud con varillas de 3/8" y 30cm de longitud, con un doblé a 90°, de 5cm de longitud en el extremo que sujeta a la malla, hincadas en una retícula de 0.7m de lado.

Se profundizará la excavación con un frente de ataque horizontal revistiendo con polines colocados entre viguetas metálicas conforme se avance. Al llegar a 2.5m de profundidad, respecto al nivel original de la superficie del terreno, se colocarán troqueles distribuidos como se mostró en la figura anterior. Se continuará profundizando la excavación y revistiendo con polines colocados entre las viguetas metálicas, colocando un nuevo juego de troqueles a 4.5m de profundidad. Se continuará con el mismo procedimiento hasta alcanzar el nivel de máxima excavación de proyecto.

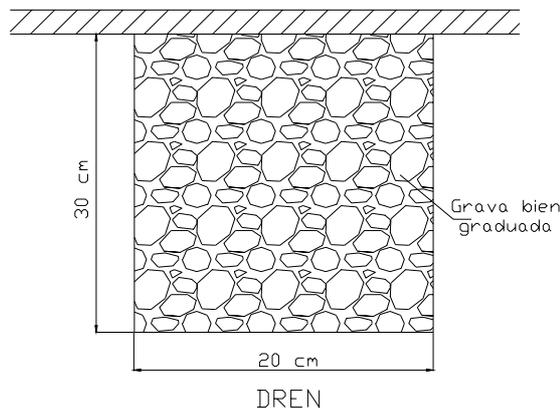
El control de agua freática se efectuará mediante bombeo de achique, conduciendo hacia cárcamos, mediante drenes superficiales, el agua que se infiltre en la excavación, de donde se bombeará al exterior. Al alcanzar la excavación la profundidad de proyecto, se excavarán dos cárcamos de bombeo entre 6.0m y 7.5m de profundidad, con la ubicación ubicada como sigue:



Las dimensiones y características que se muestran en la siguiente figura, corresponden a pozos de 0.8x0.8 y 1.3m de profundidad bajo el nivel de desplante de la losa de cimentación, como ademe de cada cárcamo se colocará un tubo ranurado de 0.6m de diámetro, confinado entre su pared exterior y la excavación con grava bien graduada, en cada uno de los cárcamos se instalará una bomba de tipo sumergible y se deberán mantener operando de tal manera que el agua siempre se mantenga por debajo de los niveles de trabajo.



Al alcanzar la excavación la profundidad de desplante de la losa de cimentación y una vez construidos los cárcamos se construirán los drenes, que tendrán las dimensiones indicadas en la figura que se mostrara más adelante, y se rellenarán con gravas bien graduadas de media a gruesa. Se retirarán todos los materiales sueltos del fondo de la excavación y se tenderá una capa de grava de 8 cm de espesor sobre la que a su vez se colocará un firme de concreto pobre de 5 cm de espesor. Después se procederá de inmediato a la construcción del cajón que alojará el tanque de combustible.



Los pozos de bombeo se mantendrán funcionando hasta que se termine la construcción de los muros perimetrales, incluyendo la losa perimetral de 1m de ancho que será lastrada con un relleno con peso volumétrico no menor de 1.5 ton/m<sup>3</sup>, y que se lastre con arena la parte central del cajón, con una altura de 2m.

Una vez construidos los muros perimetrales y lastrado el cajón se introducirán al centro de los cárcamos un tubo metálico rasurado de 4'' de diámetro, y roscado en su parte superior, al que se conectará la manguera de una bomba para mantener abatida el agua dentro del cárcamo, se rellenará con grava gruesa el cárcamo y se terminará de construir la losa de cimentación, una vez que el concreto tenga la resistencia suficiente se suspenderá el bombeo y se colocará en el tubo un tapón de cachucha roscado.

Los troqueles serán metálicos y deberán ser instalados de inmediato que se descubra, no debiendo continuar con la excavación hasta que esto ocurra.

Los troqueles deberán instalarse con la presión correspondiente, aplicándola con gatos debidamente calibrados. La presión que se dará a los troqueles corresponderá a su separación de acuerdo con el diagrama de presión visto en el capítulo IV.

Los troqueles deberán suspenderse de la parte superior, mediante algún dispositivo que evite que si alguno llega a aflojarse, caiga arrastrando a los demás.

Los troqueles deberán mantenerse hasta que los elementos estructurales construidos sean capaces de tomar los empujes que resisten los troqueles.

Una vez terminada la construcción del primer cajón se procederá a retirar las viguetas metálicas hincadas.

Se excavará hasta 0.5m de profundidad en el área del segundo cajón no colindante con el primero.

Siguiendo un proceso semejante al descrito para la excavación del primer cajón, se efectuará la excavación para el segundo cajón, con la única diferencia de que los troqueles se colocarán entre las vigas metálicas del muro Berlín y el muro ya construido del primer cajón. En caso necesario se colocarán troqueles auxiliares en el primer cajón, para ayudar al muro que recibirá los troqueles del procedimiento de excavación del segundo cajón.

Al concreto de los cajones se le deberá implementar un aditivo impermeabilizante y considerar bandas ojilladas en las juntas.

## **V.2 Proceso constructivo llevado a cabo.**

### **V.2.1 Aspectos generales del proceso constructivo.**

Existen diversos métodos dentro de las alternativas de construcción del cajón de cimentación que alojará los tanques de combustible; entre ellos tenemos los siguientes:

Elaboración de taludes.

Se reconoce como taludes a cualquier superficie inclinada respecto a la horizontal que adoptan las estructuras de roca o suelo, ya sea en forma natural o por intervención del hombre en algún tipo de construcción. Desde este punto de vista podemos clasificar a los taludes en dos grupos, los naturales mejor conocidos como laderas y los artificiales también conocidos como cortes y terraplenes. En la actualidad debido al crecimiento de las vías de comunicación como por ejemplo, túneles carreteras, canales y el impulso para la construcción de grandes obras como presas de tierra, el diseño de taludes artificiales es más común y este junto con la construcción de taludes han convertido este proceso como uno de los procesos ingenieriles más importantes a nivel mundial. Por todo esto este tipo de estructuras requieren de un mayor cuidado por parte del proyectista.

Hasta hace poco tiempo el diseño y construcción de taludes se empezó a manejar por medio del análisis, ya que en el pasado este tipo de proyectos se ejecutaban en base únicamente a conocimientos empíricos.

Hoy en día gracias al crecimiento de la mecánica de suelos y al desarrollo de ciertas técnicas apoyadas sobre bases muy firmes se pueden construir prácticamente en cualquier lugar obras como presas de tierra, ferrocarriles y en general cualquier tipo de obra que tenga que ver con taludes artificiales.

Sin duda este método constructivo es muy eficaz y muy común en obras de mayor relevancia, pero tenemos que tomar en cuenta que para poder ejecutar este tipo de proceso constructivo es necesario contar con un espacio considerable para así poder llevar a cabo el proyecto y no encontrarse con ningún obstáculo que impida la ejecución o construcción del talud y también para que el personal que se encarga de manejar la maquinaria tenga suficiente espacio para poder maniobrar adecuadamente dentro del predio de interés.

Tomando en cuenta el requerimiento anterior y enfocándonos en el proyecto de la ampliación de la estación de servicio tenemos que descartar definitivamente este tipo de proceso constructivo, esto debido a que el área en donde se realizará la excavación no cuenta con el espacio suficiente lo cual es un impedimento importante, para poder tender el talud de una manera adecuada y por supuesto también impide el manejo adecuado de la maquinaria a utilizar.

## Cajones.

Este método es muy común sobre todo cuando se cuenta con espacio insuficiente, caso contrario al de los taludes, existen varios tipos de cajones como por ejemplo los bloques huecos con cierta capacidad de carga, se construyen en el suelo casi siempre con la finalidad de proteger la excavación para una cimentación, facilitar la construcción de la subestructura y servir como parte de la estructura permanente. Algunas veces se utiliza un cajón para formar un espacio cerrado bajo la superficie que se usará en propósitos tales como un pozo de bombeo, cuarto de máquinas o como acceso a un tiro o un túnel más profundo. Se pueden alinear varios cajones para formar las pilas de un puente, escolleras, rompeolas, muro de cimentación de una edificación o el núcleo impermeable de una presa de tierra.

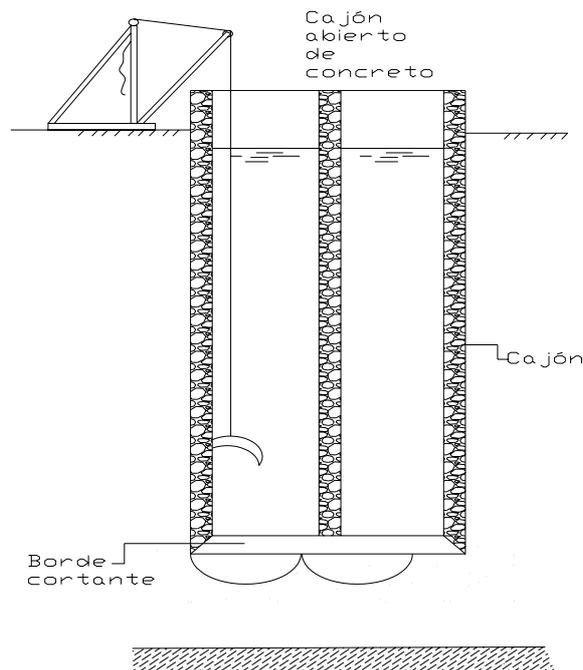
Para las cimentaciones, se usan cajones para facilitar la construcción de pilas que van desde cerca de la superficie del terreno o del agua hasta un estrato de apoyo. Esta clase de cajón puede transmitir cargas pesadas a grandes profundidades. Se hacen con materiales estructurales comunes y pueden tener cualquier forma de sección transversal.

Los cajones Chicago se han utilizado para construir pilas de cimentación a través de un estrato grueso de arcilla hasta un estrato resistente o roca. El método es útil cuando el suelo es lo bastante rígido como para permitir excavaciones en tramos cortos sin derrumbes. Se excava un foso circular de unos 1.52 m de profundidad y se entiba con listones de madera. La entibación se arriestra con dos anillos formados con canales de acero. Después se extraen otros 1.52 m de material y se repite la operación. Si el terreno es malo, se excava en tramos más cortos hasta alcanzar el estrato de apoyo. De ser necesario, se puede ensanchar el fondo de los cajones para soportar grandes cargas, por último se rellena el hueco de concreto. El diámetro mínimo que resulta económico de excavar a mano es de 1.22m.

Los cajones Benoto se colocan generalmente en estratos de arenas anegados, conglomerados y boleos. La excavación se realiza con una cuchara perforada, que es un cucharón de gajos de una sola línea, dentro de una camisa provisional cilíndrica de acero. La cuchara perforada se deja caer para cortar o desmenuzar el suelo y después del impacto las valvas se cierran sobre el material; luego se iza la cuchara y se descarga. Los boleos se quiebran con arietes pesados de percusión y la roca se perfora con trépanos de muelas. Una camisa se atornilla en tramos de 6.10 m de profundidad, comenzando con uno de borde cortante. Un aditamento hidráulico hace oscilar continuamente la camisa para facilitar su penetración o retiro, mientras que con gatos se refuerza al entubado a hundirse en el terreno. A medida que se coloca el concreto, los gatos retiran la camisa de forma que se logra un relleno del cajón con el concreto.

Se les conoce con el nombre de cajones abiertos a los que no tienen tapa ni fondo. Con frecuencia son cilíndricos cuando se les utiliza como pozos de bombeo o tiro; casi siempre se hacen rectangulares y con compartimientos cuando sirven para pilas de puentes. Los compartimientos sirven como pozos de dragado, pasos de tubería y tiros de acceso. Los pozos de dragado con frecuencia tienen aberturas de 3.66 a 4.88m para facilitar la excavación con cucharones de almeja o de gajos.

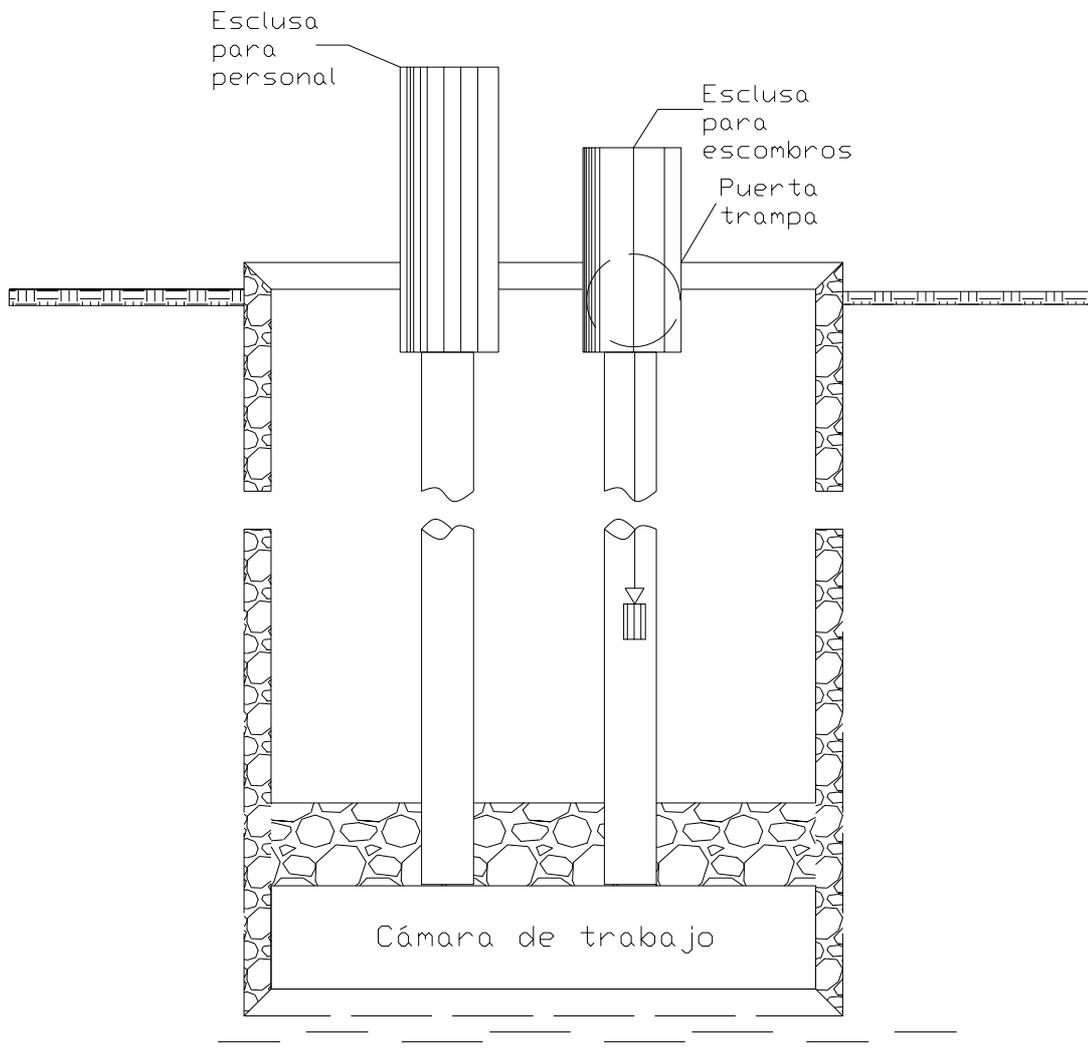
Un cajón abierto puede constituir en un bastidor o cascarón contraventeado de acero que se rellena con concreto, excepto las celdas, a medida que se hunde en su lugar; o se puede construir de concreto en su totalidad.



Los cajones neumáticos contienen una cámara con aire comprimido a una presión igual a la presión hidrostática del agua en el suelo. Sin la presión de equilibrio, el agua forzaría al suelo del fondo a penetrar dentro del cajón. Un compartimiento de trabajo libre de agua permite también obra manual para remover las obstrucciones que no pueden retirar los cucharones, montacargas, chorros o buzos. De esta manera se pueden controlar mejor el descenso del cajón cuando se coloca, pero el hundimiento puede ser más lento y más costoso y el trabajo con aire comprimido obliga a tomar precauciones contra los riesgos a la salud y la seguridad.

El acceso a la cámara de trabajo de los obreros, el material y el equipo se hace por medio de compuertas metálicas que casi siempre se colocan en la tapa del cajón.

En los cajones grandes se conectan las compuertas neumáticas con la cámara de trabajo por medio de cilindros de acceso de acero.



En los cajones o pilas tablestacadas la entibación vertical puede ser de madera, concreto o acero y se hincan antes o durante la excavación. Este sistema se utiliza comúnmente para profundidades pequeñas.

Las tablestacas ayudan a reducir los problemas de filtraciones de agua hacia la excavación y los daños a construcciones vecinas, se podrán usar tablestacas hincadas en la periferia de la excavación o muros colados in situ o prefabricados. Las tablestacas deberán prolongarse hasta una profundidad suficiente para interceptar el flujo debido a los principales estratos permeables que pueden dificultar la realización de la excavación. El sistema de apuntalamiento podrá también ser constituido por anclas horizontales instaladas en suelos firmes o muros perpendiculares colados en el lugar o prefabricados.

Entonces para la fabricación de las tablestacas, se utilizan materiales como madera, acero y concreto reforzado. Las tablestacas de madera se utilizan en pequeños tramos donde actúen cargas laterales ligeras, y son comúnmente usadas para estructuras temporales en forma de ademes con sus puntales respectivos, para excavaciones.

Las tablestacas de concreto reforzado son más utilizadas en obras, pero para su diseño se deben tomar en cuenta los esfuerzos creados por el manejo e hincado, se deben utilizar juntas correctas para evitar filtraciones.

Las tablestacas de acero quizás el tipo más usado presenta diversas ventajas sobre las anteriores, como; peso relativamente ligero, pueden ser usadas varias veces, tienen una mayor vida de servicio arriba o abajo del NAF, pueden penetrar en materiales duros o algo rocosos, entre otras cosas.

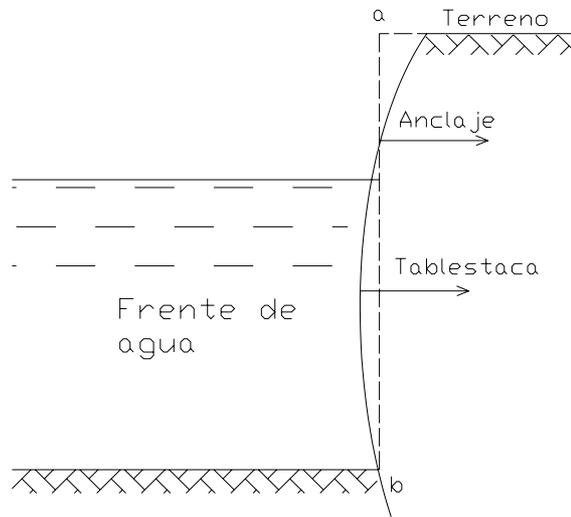
Dentro del sistema de tablestacado encontramos dos tipos que son las tablestacas ancladas y las tablestacas en cantiliver los cuales se puede decir que son los más utilizados en un proyecto que requiera del método de tablestacado.

#### Tablestacas ancladas.

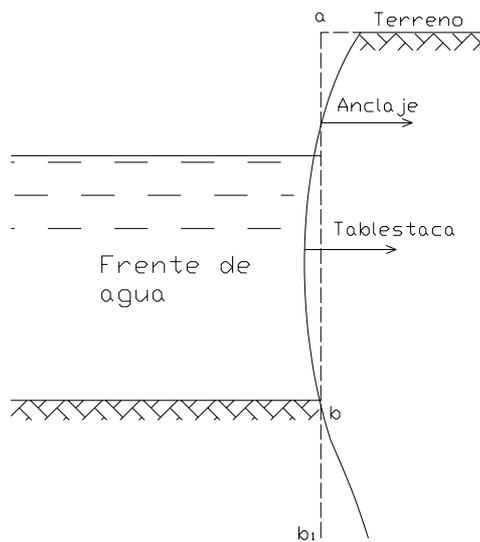
Las tablestacas ancladas son elementos de retención de suelo, generalmente en fronteras con agua. Dependiendo de la profundidad de hincado para un tipo de suelo dado, se agrupan en tablestacas de apoyo libre y de apoyo fijo. En el segundo caso la tablestaca se hinca lo suficiente como para que solo pueda fallar por flexión o por deficiencia en el anclaje, pero se excluye la posibilidad de falla por desplazamiento de su extremo enterrado, al ser superada la resistencia pasiva del terreno; obviamente son de apoyo libre las tablestacas que no cumplen estas condiciones. De acuerdo con las características de su construcción, las tablestacas pueden ser de dragado o de relleno; en las primeras, la estructura si hinca en el terreno natural y después se draga su lado exterior, cediendo espacio a las aguas; en las segundas, por el contrario, se gana terreno al agua hincando la tablestaca de modo que una altura importante quede libre y rellenando posteriormente el lado interior.

Las tablestacas ancladas son estructuras que presentan muchas particularidades que ameritan un análisis especial. Durante siglos se usaron bajo una base puramente empírica, sin intentar ningún criterio de análisis; después, en épocas correspondientes al comienzo del presente siglo, se empezó a dar una atención especial al problema (H. Krey, 1910, en Alemania), elaborándose una serie de teorías entre las que la de la "línea elástica" y la de la "viga equivalente" alcanzaron la mayor popularidad entre los proyectistas.

A continuación se muestra en forma esquemática los tipos de tablestacas ancladas en lo que respecta a sus condiciones de apoyo.



**APOYO LIBRE**



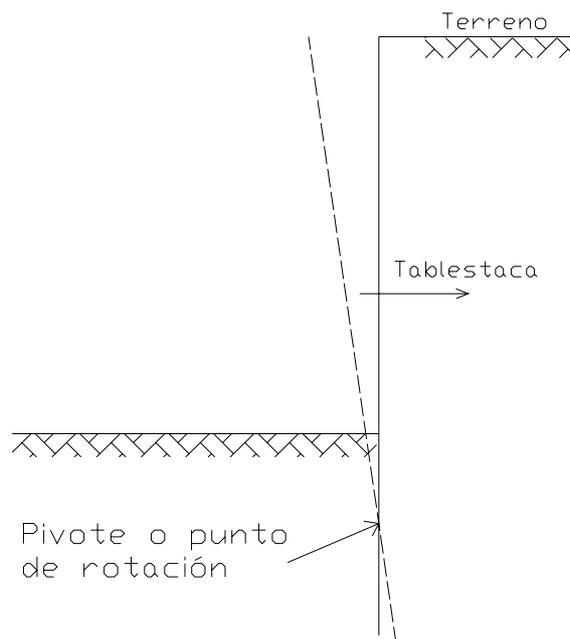
**APOYO FIJO**

### Tablestacas en cantiliver.

Las tablestacas clasificadas en este grupo dependen de una adecuada profundidad de empotramiento dentro de la masa de suelo por debajo de la línea de dragado por lo que una serie de estas tablestacas actúa como una columna larga en cantiliver, encargada de resistir la presión lateral generada por el suelo colocado arriba de la línea de dragado.

Estas tablestacas son económicas para paredes de una altura moderada, y que la sección requerida se incrementa rápidamente al incrementarse la altura de la pared. Las deformaciones laterales de este tipo de paredes, por la acción del cantiliver, serán relativamente grandes. La erosión y formación de causes enfrente de la pared, por ejemplo, disminuyen, aun más, la línea de dragado por lo que debe ser controlada, debido a que la estabilidad de la pared, depende también de la presión generada enfrente de la pared (suelo debajo de la línea de dragado).

En los métodos clásicos para el diseño de tablestacas en cantiliver, se realizan algunas simplificaciones como las que podemos observar en la siguiente figura.



Deformación elástica de una tablestaca.

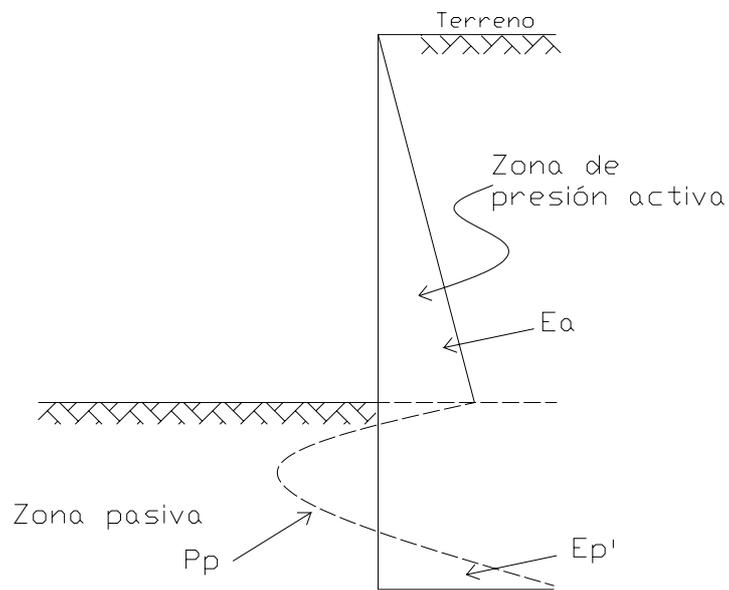


Diagrama probable de la distribución de presiones en el suelo.

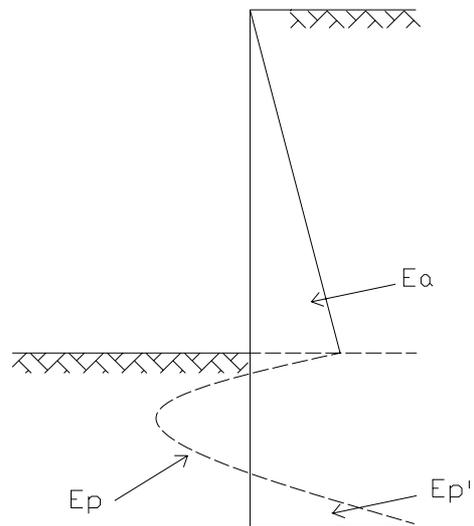
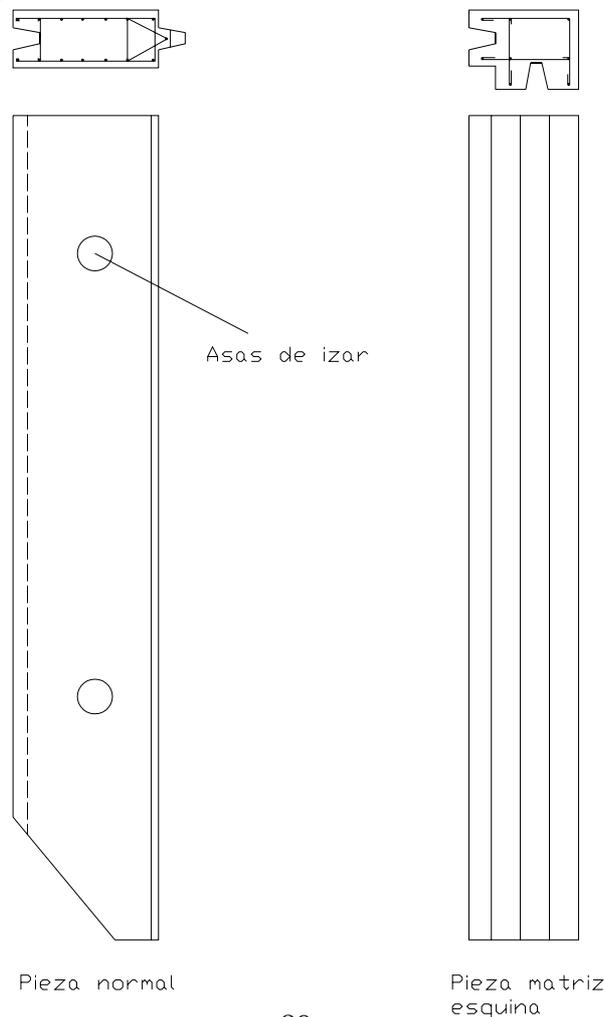


Diagrama de presión simplificado

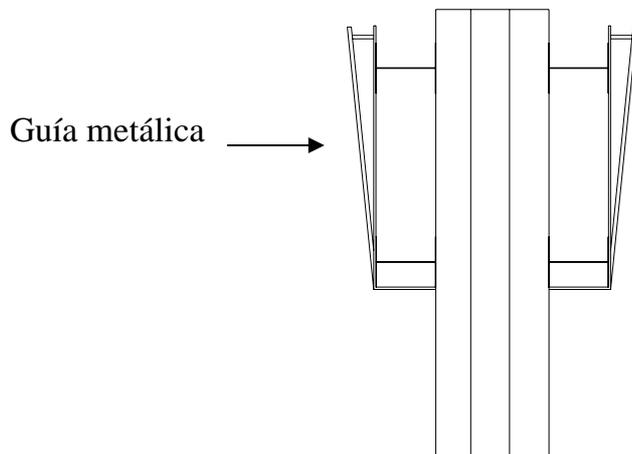
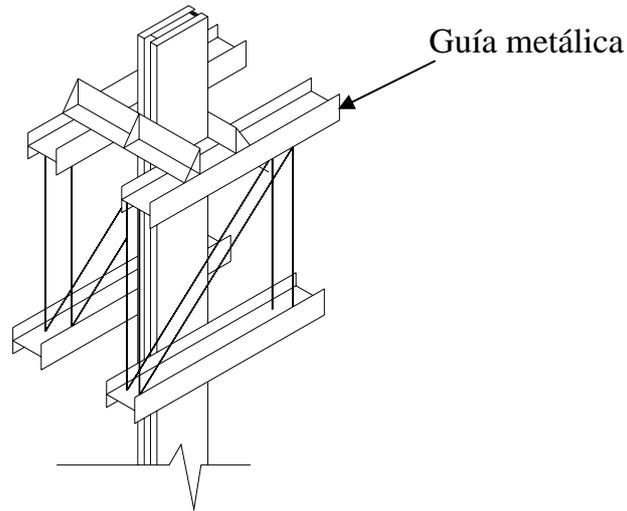
Después de hacer un amplio análisis del proceso propuesto en base a los cálculos y estudios vistos ya en capítulos anteriores y haciendo énfasis en el aspecto económico, se llegó a la conclusión de que el proceso constructivo mencionado anteriormente era poco viable, sobre todo el considerar ataguías de tipo muro Berlín para estas circunstancias debido, a que por ser ataguías o tablestacas de acero, su costo era considerable y de alguna manera estaba fuera del presupuesto con el que se cuenta en ese momento. Considerando también los procesos constructivos expuestos anteriormente, es lógico el descartar el procedimiento constructivo efectuado a base de taludes ya que el espacio en el predio era insuficiente tanto para tender un talud apropiadamente, como para hacer maniobras con la maquinaria. En el caso de los cajones Benoto se tiene la misma situación que en el primer proceso propuesto o sea el aspecto económico. Es lógico entonces el deducir que para el poder llevar a cabo la excavación y la construcción de los cajones se utilizará el método de tablestacado, pero descartando como ya se había mencionado, el tablestacado de acero y también descartando las tablestacas de madera debido al tipo de suelo existente.

El método a utilizar consiste básicamente en fabricar tabletas machihembradas de concreto reforzado, de 30cm x 70cm de sección y con una longitud de 10 m; dichas tabletas un vez que han alcanzado el 70% de su  $f'c$  de proyecto son hincadas en el subsuelo mediante energía dinámica, para así ir formando una pantalla de contención, la cual trabajará cuando se procede a llevar a cabo la excavación. A continuación se muestran los esquemas ilustrativos de las piezas de concreto.



En el momento en que son erigidas las piezas de concreto se colocarán guías metálicas recuperables para así poder evitar los desplomes entre ellas.

Enseguida se muestra un esquema ilustrativo de este procedimiento.



## V.2.2 Mejoramiento del suelo en el predio.

Generalmente los suelos para cimentaciones pueden mejorarse para dar ciertas características deseadas como aumentar la resistencia, incrementar o disminuir la permeabilidad, reducir la compresibilidad, mejorar la estabilidad o disminuir el levantamiento debido a heladas o hinchamientos. Las principales técnicas usadas son: rellenos reconstruidos, reemplazo de suelos indeseables, sobrecargas, refuerzos estabilización mecánica, térmica y química.

En lo que se refiera a la estabilización mecánica se puede decir que comprende una variedad de técnicas para redistribuir, añadir o remover partículas de suelo. Su objetivo es casi siempre el de incrementar la densidad del suelo disminuir el contenido de aguas, o mejorar la clasificación. Las partículas se pueden redistribuir al mezclar las capas de un suelo estratificado, al remodelar un suelo no perturbado o al aumentar la densidad de un suelo. Algunas veces se puede obtener el mejoramiento deseado solo con un drenaje; sin embargo, con frecuencia se necesita una operación de compactación además del control de aguas.

Por otro lado la estabilización térmica casi siempre es costosa y su aplicación esta limitada a aquellas condiciones para las que no son apropiadas otros métodos. Se puede utilizar calor para incrementar la resistencia de loes no saturados y disminuir la compresibilidad de suelos cohesivos. Un método consiste en quemar combustible gaseoso o líquido en una perforación, otro es el de inyectar al suelo una mezcla de combustible líquido y aire a presión por medio de tubos a separaciones de unos 3.05m y después quemar la mezcla durante unos 10 días para producir la solidificación del suelo.

Al congelar un suelo húmedo se le convierte en material rígido de resistencia considerable, pero se le debe de mantener congelado. El método es excelente en una excavación de arena limitada, como por ejemplo, congelar el terreno para hincar un pilote. Para este propósito, en el terreno se debe de colocar una red de tuberías por la que se hace circular un líquido, que por lo general es salmuera a baja temperatura. Se debe tener cuidado que la congelación no se propague más allá del área que se desea estabilizar y ocasione daños por expansión.

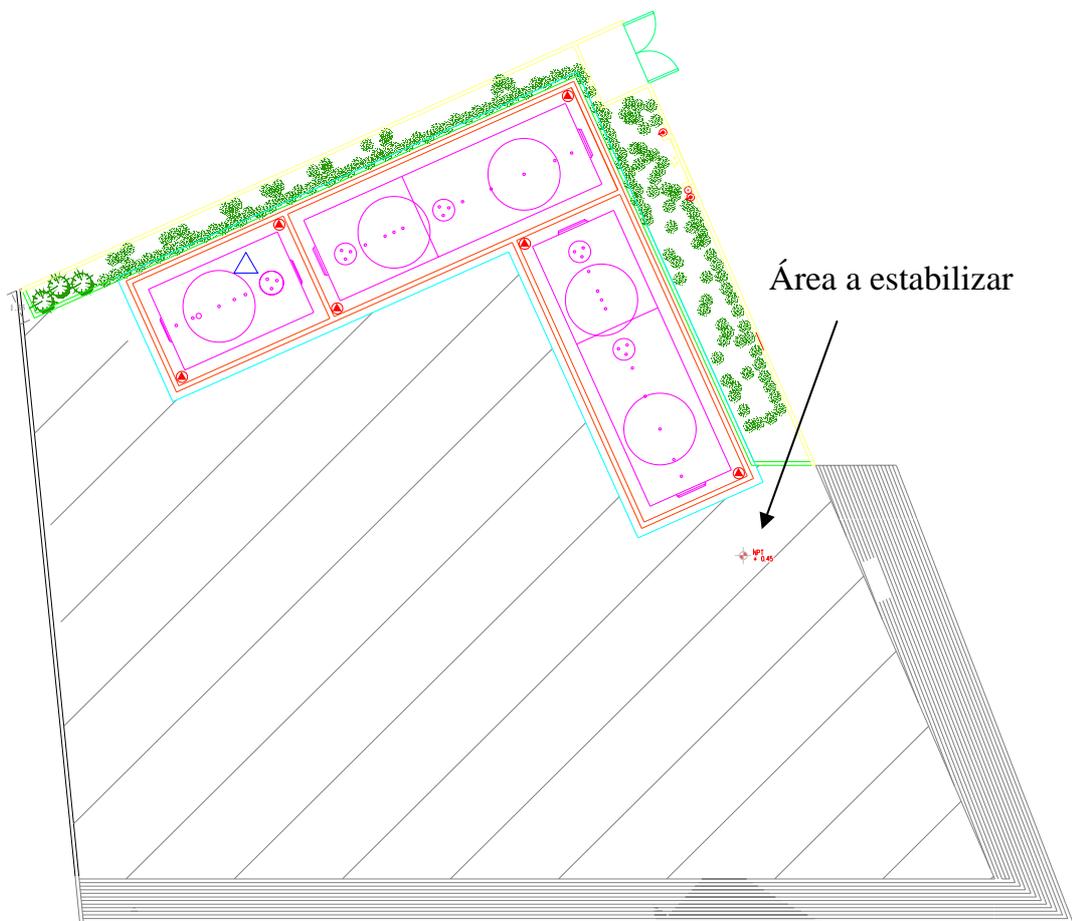
La estabilización química que incluye la utilización de cemento Pórtland y de asfaltos u otros materiales cementosos, satisface muchas necesidades. En tratamientos de la superficie, complementa la estabilización mecánica y hace más duraderos sus efectos. En tratamientos del subsuelo, se pueden usar sustancias químicas para mejorar la capacidad de apoyo o disminuir la permeabilidad.

El suelo-cemento, que es una mezcla de cemento Pórtland y suelo, es apropiado para capas de asentamiento, hilada de base y pavimento de caminos por los que no circule tráfico pesado. Las mezclas de suelo con asfalto se utilizan mucho en la construcción de caminos, aeropuertos y algunas veces como sello en diques de tierra. Se puede utilizar la cal hidratada, apagada, con polvillo de cenizas, cemento Pórtland o asfaltos, como estabilizador de suelo.

Los enlechados, con cemento Pórtland o con otras sustancias químicas, se usan con frecuencia para tapar fisuras en la roca, disminuir la permeabilidad del suelo, formar barreras en el subsuelo para contener las filtraciones y estabilizar los suelos a profundidades considerables.

Para poder estabilizar el suelo del predio en el área que no iba a ser excavada se lleva a cabo un proceso empírico el cual utiliza un proceso de selección basado en la experiencia del ingeniero o encargado de la estabilización.

A continuación se muestra un esquema indicando el área de suelo a estabilizar.



Finalmente se decidió estabilizar el suelo por medio de un proceso empírico que consistía en excavar el suelo a una profundidad aproximada de 3 m y rellenar ese espacio con tres materiales diferentes

La primera capa confirmada por toba comúnmente conocida como tepetate, la segunda capa estaba conformada por un material geosintético y la última capa por grava ligera conocida también con el nombre de tezontle. En este caso este trabajo de estabilización fue hecho para darle una mayor densidad al suelo para así poder ayudar en el momento de la excavación pero también esta estabilización fue hecha pensando en que toda esta área sería encarpetaada con un pavimento de tipo rígido, ya que este tipo de estabilización mejora la capacidad sustentadora de caminos sobre suelos débiles y para reducir las huellas de rodadas de vehículos.

A continuación se muestra una imagen donde se observa la estabilización del suelo.



En la imagen se puede apreciar claramente las tres capas con las que se estabilizó el suelo.

### V.2.3 Fabricación e hincado de viguetas.

Las piezas de concreto se colaron in situ, se utilizó un concreto de  $f'c$  de 250 kg/cm<sup>2</sup>, con un tamaño máximo de agregado de  $\frac{3}{4}$ "', además el concreto tenía la característica de ser de reacción rápida, el armado de las piezas fue hecho en el mismo predio, armando un promedio de 15 piezas al día. En la imagen que se muestra a continuación se observa la elaboración del armado de una pieza normal de tablestaca.



Después de haber hecho el armado, este era colocado en una cama de colado de acero para poder dar así las características que se indicaron ya anteriormente. En total se armaron 108 piezas de tablestaca normales y 6 piezas de tablestaca de esquina.



A continuación se muestra una imagen donde el concreto era vaciado en la cama de colado.



Después de haber colado las piezas de concreto eran fraguadas por medio de una maquina aceleradora; que trabaja por medio de vapor. A continuación se muestra una imagen de esta maquina.



Las piezas de concreto eran depositadas después de alcanzaban el 70 % de su  $f'c$  a un lado de la cama de colado; estas tenían como se indicó anteriormente sus asas de izar las que servirán, como su nombre lo indica para poder levantar las piezas y colocarlas dentro de las guías



En la imagen siguiente se muestra el monte exacto en que eran sujetados los torones o cables de acero en las asas de izar para así poder levantarlas con la grúa, en la imagen anterior se observa que cada pieza de concreto tiene dos asas de izar pero en el momento de sujetar la tablestaca solo se utilizaba un asa.





Antes de levantar la pieza de concreto con la grúa, se deben de colocar las guías metálicas recuperables, para poder colocar la pieza dentro de las guías; en esta imagen también se observa la hilada que ayuda a observar el correcto hincado de las piezas; para así poder evitar el desplome de estas durante la colocación. También podemos observar en la imagen que ya habían sido colocadas algunas piezas, que hasta este momento no habían presentado ningún problema en el momento del hincado, esto para la línea que en ese momento se estaba completando, a diferencia de la línea de tablestacas que se aprecia en el fondo, que si presentó algunos problemas que ya se indicaron en los capítulos siguientes.

Después de colocar las guías metálicas se procede a levantar la pieza de concreto por medio de la grúa, como se había indicado anteriormente solo se utiliza una asa de izar para poder realizar esta maniobra y así colocarla dentro de los límites establecidos por la hilada.



En esta imagen se observa la pieza de concreto totalmente erigida por medio de la grúa.





Cuando la pieza esta completamente erigida se coloca dentro de las guías de acero para después sujetarla con un cable de acero y así poder hacer funcionar el machihembrado. En la imagen anterior observamos a los trabajadores colocando o guiando la pieza que aun pende de la grúa.

Mientras la pieza esta colgando es guiada como se menciona anteriormente por los trabajadores. En la fotografía podemos observar de una forma más clara el momento en que la pieza de concreto es colocada dentro de las guías de acero.



En ocasiones era necesario quitar el acero de refuerzo dañado por los golpes del martillo de la tablestaca hincada, ya que esta no permitía el correcto funcionamiento del machihembrado como se muestra en la siguiente imagen.



Después de haber quitado todo el acero de refuerzo que estaba obstruyendo el machihembrado de las piezas se procede a colocar el cable de acero. Este cable servirá para poder juntar las piezas lo mayormente posible con esto poder evitar los espacios entre cada una de las tablestacas.



En la fotografía se observa el momento en que es utilizado el cable de acero para juntar las piezas de concreto.



Después haber colocado la pieza de concreto, dentro de las guías de acero y haberlas juntado por medio del cable de acero para dejar el menos espacio posible entre las piezas se procede a colocar el martillo neumático con el cual se hincarán las piezas de concreto. En la imagen que se muestra a continuación se puede observar el martillo neumático antes de colocarlo en la grúa o máquina piloteadora.



En esta imagen podemos observar el momento en que se levanta el martillo neumático para colocarlo en la máquina.





Después de colocar el martillo neumático en la piloteadora se comienza a hincar la pieza de concreto por medio de energía dinámica. El martillo es controlado manualmente por gente que se encuentra a nivel de terreno; como se puede observar en la fotografía.

En el momento que la pieza de concreto alcanza el nivel de deseado o sea el de las línea de las demás piezas, el martillo es desactivado por medio de cables que hacen la función de desconectarlo y así poder dejar de hincar la pieza. En la siguiente imagen observamos el sistema de desactivación del martillo operado por medios manuales.



Como se había mencionado, en el preciso momento es que son hincadas las piezas se verifica su verticalidad por medio de un nivel, como se muestra a continuación.



En la siguiente imagen se muestra la pieza hincada una vez que alcanzo la profundidad final de proyecto por completo.



En el momento dado en que una pieza no se este hincando correctamente, se procede a sacarla quitando el martillo neumático y sujetarla pieza por medio de un asa de izar, cuando la pieza es hincada correctamente, lo que se hace después es quitar las guías de acero junto con el cable de acero para poder hincar la pieza siguiente. Cada pieza de concreto tiene 10m de longitud, y según es proyecto se deben de excavar 6m de profundidad para dejar 4m de empotramiento.

Es importante señalar que antes del hincado de cada pieza se hace una excavación previa de aproximadamente un metro de profundidad para así poder facilitar el hincado y alineado de las piezas.

El proceso de hincado es de alguna manera repetitivo y en general no se tuvieron problemas durante el hincado debido al tipo de suelo con el que cuenta el terreno a pesar de que algunas de las piezas sufrieron desplomes; todas las piezas se hincaron de la manera descrita anteriormente por lo que no es necesario mostrar el hincado de cada una de las piezas.



En la imagen anterior observamos la única línea donde no se hincaron tablestacas, esta línea esta ubicada paralela a la autopista México-Pachuca y es precisamente donde se encuentra la maquinaria moviendo el material. Esto debido a problemas legales entre empresa cementadora y contratante. Más adelante se colocara un muro tipo Milán para poder sustituir la tablestaca faltante en ese sector y con esto poder completar el cajón para alojar los tanques.

Después de haber terminado de hincar las tablestacas, se armo una trabe perimetral que ayudaría a las líneas de tablestacado a obtener una mayor rigidez para el momento de la excavación. El armado fue hecho después de quitar los restos de acero de refuerzo de cada una de las piezas de concreto que restaba o que fue dañado por el martillo hidráulico al momento del impacto.



En la fotografía anterior se observa el armado del elemento estructural y en la siguiente podemos observar la cimbra que se utilizó para poder colar la trabe



En la siguientes fotografías podemos observar la traba perimetral ya terminada.



#### V.2.4 Excavación y troquelamiento.

Los trabajos de excavación comenzaron después de que se terminó de hincar la última tablestaca, estos fueron hechos por medio de una retroexcavadora montada sobre orugas, en cuanto se terminó de excavar el primer tramo de cajón fueron colocadas vigas de madera para actuar contra el empuje activo, las vigas fueron colocadas a la altura de la cadena perimetral que fue construida para darle una mayor rigidez a la línea perimetral de la tablestaca.



En la siguiente fotografía observamos la estratigrafía del predio en el momento de la excavación.



La última parte que fue excavada fue la parte donde no se colocó tablestaca para así poder facilitar las maniobras de la maquinaria de excavación.



En la fotografía podemos observar el tramo faltante por excavar y a un lado el material producto de la excavación que sería transportado posteriormente a un tiro.



En esta imagen se aprecia las vigas de madera que funcionaban en ese momento como troquelamiento temporal lo cual no es muy recomendable, también se observa en la imagen uno de los dos cárcamos de bombeo que fueron colocados después de la excavación, para poder abatir el nivel de aguas freáticas.



Las vigas de madera fueron colocadas de una manera netamente arbitraria originalmente con el propósito de contrarrestar los efectos de la empuje activo.



En las siguientes fotografías observamos que las vigas de madera colocadas después de la excavación no fueron suficientemente resistentes para soportar el empuje activo.

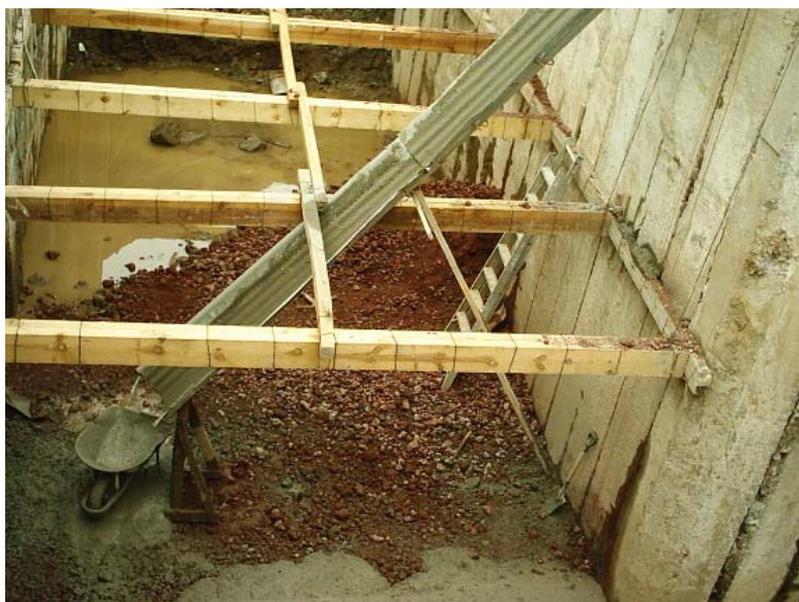


En esta imagen se observa con nitidez la deflexión de las vigas.

Después de haber colocado las vigas de madera también se armaron las primeras columnas estructurales que formarían parte del muro.



También después de la excavación se colocó un plantilla pobre de concreto en todo el cajón, esto con motivo de no tener ningún problema en el momento de armar la losa de fondo, lo cual se observa en la siguiente imagen



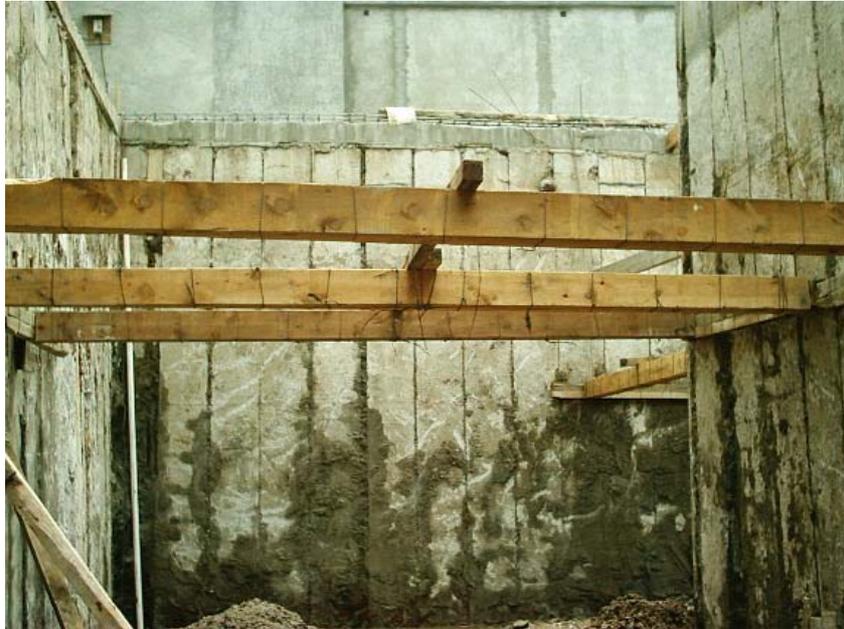
Después de un análisis hecho por un especialista, se determino que el empuje mayor del suelo se encontraba a dos metros de altura a partir del nivel de la excavación y se procedió a colocar vigas a esa altura.



En esta imagen se observa las vigas que se utilizaron para hacer los primeros trabajos de troquelamiento después del análisis.



Las vigas fueron colocadas a dos metros de altura a partir del nivel de excavación como se indico anteriormente y fueron retiradas las vigas que se habían colocado al principio.



En la siguiente imagen se aprecia el material producto de la excavación considerado un limo-arenoso y que fue la causa de diversos contratiempos en el hincado de las piezas de concreto.



Fueron colocadas nuevamente, las vigas que estaban a la altura de la viga perimetral esto para ayudar a las vigas que estaban trabajando a los dos metros de altura, al mismo tiempo que era colocado el armado para la losa de fondo del cajón de cimentación.



Se colocaron también los pasos para los trabajadores que se encargarían de hacer el armado de los muros perimetrales como se aprecia a continuación.



En el extremo en que no fueron hincadas las piezas de tablestaca se colocó una cimbra de madera para poder hacer el armado más adelante y se colocó también un pozo de observación del nivel de aguas freáticas. En la fotografía se observa la cimbra de madera colocada



También se colocó un dique para impedir el paso de aguas pluviales que fue también un problema que retrasó el proceso constructivo de el cajón. El dique fue hecho con material producto de la excavación y con lastres.



### V.2.5 Armado y colado de muros perimetrales.

Ya cuando fue terminado por fin el troquelado del cajón, se comenzaron los trabajos de armado del muro perimetral y el divisorio, para este entonces ya estaba casi terminado el armado de la losa de fondo del cajón, el proceso se iba dando de la siguiente manera, los trabajos de armado se hacían solo para la primera mitad del muro hablando con respecto de la altura, inmediatamente después de terminar el armado se iba colocando la cimbra de madera; lo cual se puede observar perfectamente en la imagen que a continuación se muestra.



El proceso que se acaba de mencionar fue el mismo para todo el cajón de cimentación. A continuación se observa el armado y cimbrado de uno de los dos muros que dividirá el cajón posteriormente.



Solo como un dato cabe mencionar que el armado principal fue hecho con varillas de 3/8". A continuación se muestra una imagen más del armado de uno de los muros divisorios siguiendo el mismo procedimiento de armar e inmediatamente después colocar la cimbra.



En esta fotografía se muestra el armado del cajón casi terminado.



En el lado del cajón donde no fue colocado el tablestacado se colocó como ya se había dicho una cimbra y un armado, para ser colado posteriormente. En seguida se muestra una imagen de lo antes descrito.



Al finalizar el armado y cimbrado de los muros perimetrales y divisorios, se comenzó a colar, esto por medio de una bomba. En la siguiente imagen se muestra la bomba y el operador de la misma.



Se comenzó por colar la losa de fondo de la primera franja, después de la franja más pequeña del cajón también fueron dejadas unas asas que servirían posteriormente para sujetar los tanques de combustible. En la imagen se muestra el concreto vaciado que serviría para la losa de fondo.



Después de colar la losa de fondo se colocó una banda sintética de manera horizontal exactamente la mitad dentro de la cimbra del muro perimetral y la otra mitad fuera, así de esta manera la mitad que está colocada dentro sería colada con la primera parte del muro.



Banda sintética.

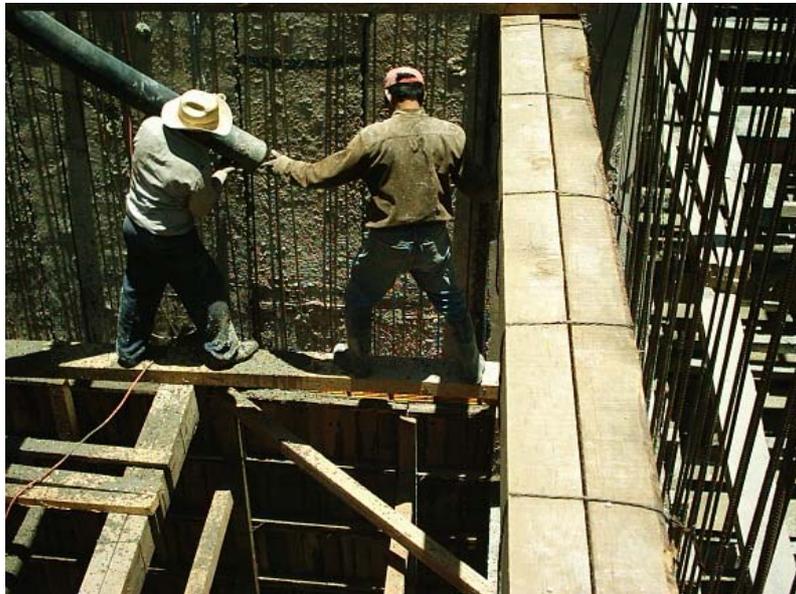
La parte de la banda que queda fuera de la cimbra sería colada junto con el resto del muro perimetral, todos esto con el propósito de evitar el surgimiento de juntas frías y con esto evitar las filtraciones de aguas freáticas que se pudieran tener más adelante a causa de las juntas frías.



A continuación se muestra una imagen donde se observa claramente la banda sintética ya colocada en la cimbra.



Después de colocar la banda sintética para evitar las juntas frías se continuo con el vaciado de concreto en la cimbra de la primera mitad de los muros perimetrales, todo esto como ya se había mencionado hecho por medio de una bomba de concreto.



Después de vaciar el concreto, se empieza a vibrar el concreto, esto se hace con una especie de compresora, como se muestra en la siguiente fotografía.



Después de haber colado toda la primera mitad del muro perimetral y divisorios, se continuó con el descimbrado de esta, en la siguiente imagen también se observa la mitad de la banda sintética que será colada con la segunda mitad del muro perimetral.



En la siguiente imagen se muestra el descimbrado de la primera mitad de uno de los muros que dividirán el tanque en tres secciones, es importante señalar que al alcanzar el concreto su  $f'c$  fue retirado además de la cimbra el troquelado con el que contaba excepto el que estaba colocado en la parte superior de la excavación.



El siguiente paso dentro del proceso constructivo es armar el tramo faltante de muro, y se seguiría el mismo procedimiento de armar y enseguida colocar la cimbra para colar. En esta imagen se observa el armado de la parte faltante del muro.



A continuación se observa la imagen de los trabajos de cimbrado de la parte superior del muro.



En esta imagen se observa un mejor panorama de la cimbra superior del muro



El proceso de colado y vibrado del concreto fue exactamente el mismo que en la primera parte del muro, al igual que en el tramo pasado se utilizó una bomba de concreto y una compresora para el vibrado.



El proceso de descimbrado fue el mismo que para la parte anterior del muro. A continuación se muestra parte del muro perimetral terminado, así como también se observa las asas para sujetar los tanques de combustible.



Asa

Por último fue colada la parte de la losa de fondo restante, como se muestra a continuación.





En esta imagen se observa el lado del muro donde no se utilizó tablestaca ya terminado y también se puede observar el pozo de observación, que se había colocado anteriormente.

## V.2.6 Colocación de los tanques de acero.

Ya dentro de los pasos finales del proceso constructivo del cajón de cimentación encontramos la colocación de los 3 tanques que contendrán el combustible estos tanques son hechos con acero al carbón de doble capa y tienen una capacidad en conjunto de 300,000 lts. En la siguiente fotografía se muestra el tanque todavía sujeto en el remolque y también se observa la grúa telescópica con la que posteriormente serán depositados dentro del cajón de cimentación tripartido.



En esta imagen se aprecia el tanque siendo levantado por la grúa telescópica y llevado a el cajón de cimentación, algunas de las maniobras para la colocación de los tanques fueron realizadas por medio de cuerdas que sujetaban los cables de acero que hacían pender los tanques, estas cuerdas eran sujetadas por trabajadores que se encontraban a nivel de terreno natural.



Cuando fue depositado el tanque dentro de la subestructura se desataron tanto los cables de acero como también las cuerdas con las que se ejecutaron las maniobras para su correcta colocación. En la siguiente fotografía observamos el momento en que el tanque era colocado dentro del cajón y se revisaba que estuviera dentro de los límites dibujados, antes de haber colocado el cajón se colocó una cama de grava ligera para poder recibir los cajones.



Cuando fueron depositados los tres tanques dentro del cajón se determinó mediante el pozo de observación que había sido colocado anteriormente, que el nivel de aguas freáticas había subido considerablemente. Esto debido a que el agua tomó parte de la carga de los tanques.



Después de que los tanques fueron sujetos a las asas que se habían colado en la losa de fondo del cajón de cimentación, el cajón de cimentación fue cubierto con lonas para así poder evitar que se inundaran a causa de las precipitaciones.



Después de haber colado la losa tapa y de haber terminado diversos trabajos como los de pavimentación, instalaciones, entre otros, se concluyó el proyecto de ampliación de la estación de servicio. Esta es la imagen que muestra el proyecto concluido, donde se observa el cajón de cimentación terminado.



## CAPITULO VI

### IMPREVISTOS DURANTE EL PROCESO CONSTRUCTIVO



Uno de los primeros problemas con los que se enfrentaron los constructores fue el que se observa en la imagen anterior, una de las tablestacas de esquina, exactamente la que se encuentra ubicada del lado de la calle Pino Suárez no se pudo hincar correctamente, debido a que en el momento de hincarla se encontró con restos de una antigua cimentación, la cual no permitió el correcto hincado de esta. La imagen anterior se observa la tablestaca desviada a causa de la antigua cimentación y también, a uno de los trabajadores tratando de verificar personalmente, que se trate de una cimentación antigua y también tratando de quitar los restos por medios manuales.

Fue necesario recurrir a maquinaria para poder excavar y determinar que era exactamente lo que estaba causando estos contratiempos. En la imagen se observa una retroexcavadora haciendo el trabajo que originalmente se había comenzado a mano.



Después de haber perdido un día completo en la excavación, por fin se determino que era lo que impedía el paso de la tablestaca, como ya se había explicado antes lo que estaba obstruyendo eran restos de una antigua cimentación, esto se determino así por que los restos del material que se obtuvieron de la excavación, contenían, o estaban formados por agregados pétreos bien graduados y también contaba con acero de refuerzo. En seguida se muestra una fotografía de los restos de cimentación encontrados.



En la siguiente imagen se muestra otro fragmento de la cimentación encontrada en ese lugar.



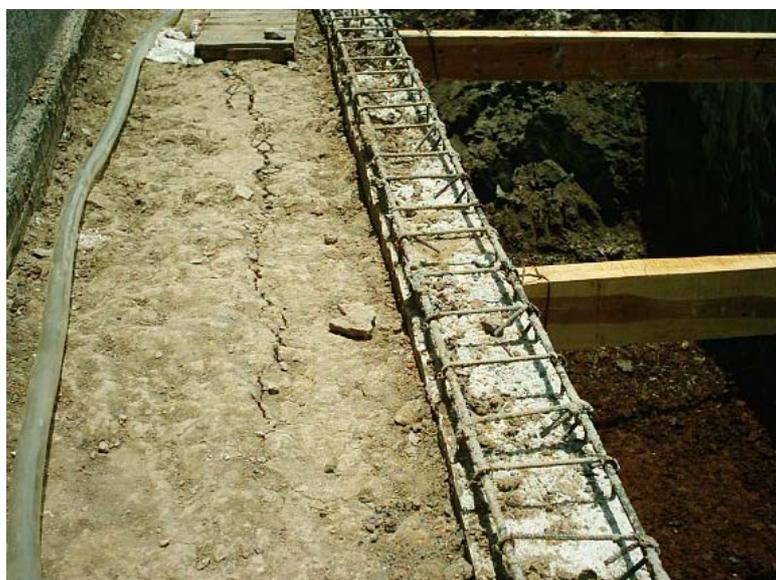
Después de este imprevisto se dieron a la tarea de excavar toda la franja faltante, ya que existía una probabilidad muy alta de encontrarse con más restos de antiguas cimentaciones.



Otro de los problemas con los que se tuvo que enfrentar la empresa constructora fue el de un troquelamiento adecuado, ya que las consecuencias de tener un ademado inapropiado son como se observa a continuación las fallas en el suelo, que en ocasiones este tipo de problemas puede causar daños a las cimentaciones vecinas.



En la siguiente imagen se muestra una de muchas fallas del suelo, que surgieron casi inmediatamente después de que se terminaron los trabajos de excavación.



Una de los imprevistos que causo problemas aun casi terminada la nueva cimentación fue el desplome de las tablestacas, por que al haber una separación considerable entre estas causaría a futuro filtración de aguas freáticas. En la fotografía se observa la separación entre tablestacas hincadas.



En esta imagen se observa las reparaciones hechas por los constructores, debido a las filtraciones de agua, ocasionadas por el desplome de las tablestacas mostrado anteriormente, las reparaciones fueron hechas con un cemento hidráulico de fraguado rápido para reparación estructural.



## REPARACIONES

Aparte de todo la lluvia fue un factor en contra con el que se tuvo que luchar constantemente ya que como el cajón no estaba cubierto solía inundarse cuando llovía y esto retrasaba mucho los trabajos



En estas imágenes se muestra el estado en que quedaba el cajón después de un día de lluvia. Esto se solucionaba agregando dos bombas más a la de los cárcamos contruidos y así de este modo poder remediar este problema.



## CAPITULO VII

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Generalmente en obras donde esta de por medio una excavación, se lleva un control en las deformaciones tanto verticales como horizontales, además de revisar constantemente la presión hidrostática por medio de un piezómetro, existen diversos métodos para poder determinar el comportamiento de la excavación. A continuación se nombran algunos métodos que pudieron haberse utilizado para este proyecto de cimentación.

En primer lugar nombramos el tubo de observación del nivel freático, este método permite determinar la posición del nivel freático, así como la variación en los periodos de lluvia y de sequía. Este método también es utilizado para poder detectar el abatimiento del nivel de aguas freáticas a largo plazo. La importancia de saber con que nivel de aguas freáticas cuenta el suelo donde se proyecta una cimentación radica, en que sin esta medición no se podría determinar el estado de esfuerzos de la masa del suelo.

Un dispositivo similar fue colocado en este proyecto de ampliación de la estación de servicio, sin llegar a ser exactamente el tubo de observación, pero se obtuvieron resultados aceptables.

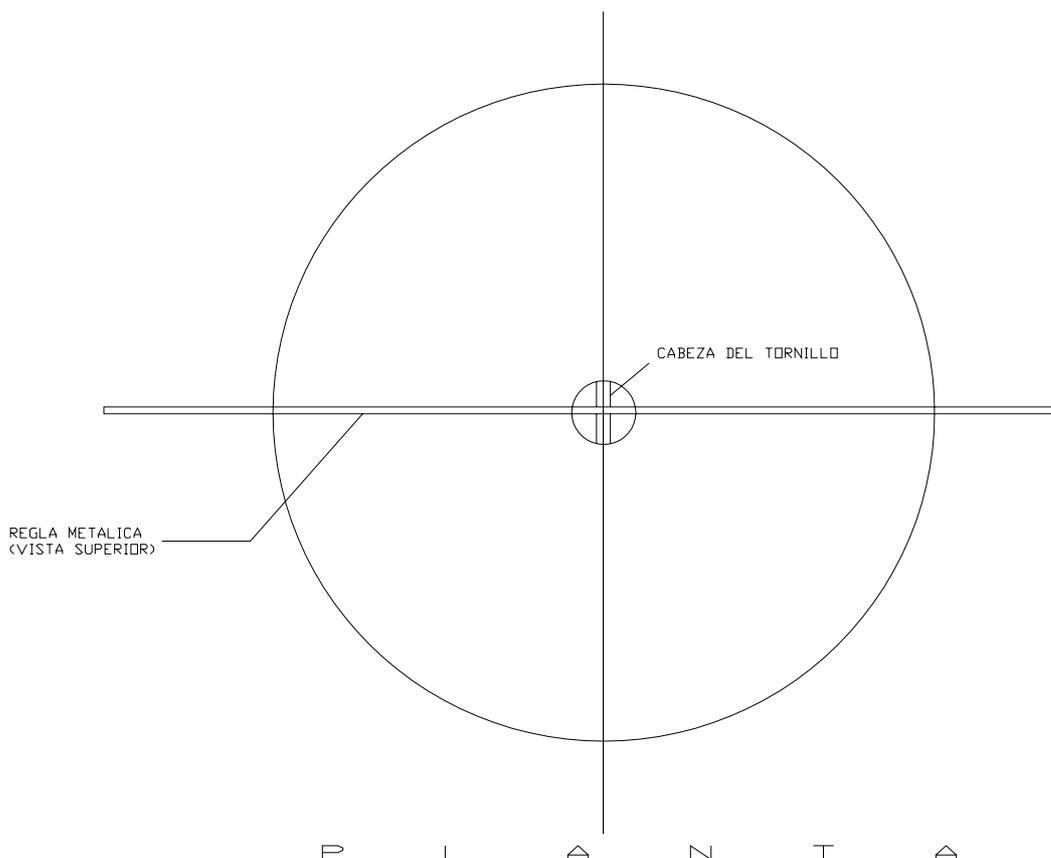


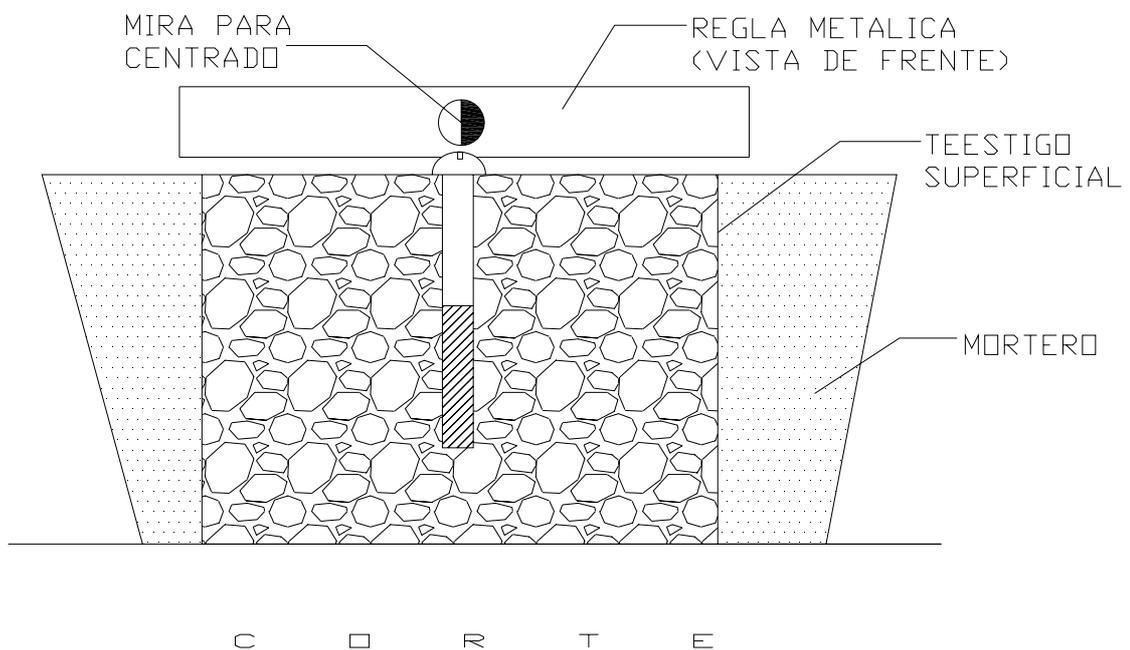
En la imagen anterior se muestra el dispositivo utilizado para medir el nivel de aguas freáticas durante la excavación.

Las referencias superficiales, tienen como objetivo el medir los desplazamientos horizontales y verticales que ocurren en la superficie del terreno que circunda en la excavación, así como las construcciones próximas que pudieran sufrir algún daño a consecuencia de la misma excavación. Las referencias superficiales permiten detectar oportunamente el desarrollo de condiciones de inestabilidad, o bien deformaciones considerables.

Estas referencias son puntos fijos ubicados en la superficie del terreno y testigos pintados en las estructuras vecinas; los puntos fijos son instalados definiendo líneas de colimación paralelas al eje del cajón o como puntos aislados para referencias de nivel, se observan las líneas de colimación con un tránsito, se pueden determinar los desplazamientos horizontales y con el nivel óptico y estadales se determina los desplazamientos verticales.

En lo que se refiere a los testigos, se puede decir que es un cilindro de concreto simple de 15cm de diámetro y 30cm de altura que cuenta con un perno metálico empotrado en su cara superior, el perno es un tornillo de cabeza esférica de 5/8x4pulgadas, con una línea gravada en dirección perpendicular a la ranura para desarmador, ranura que ayuda a guiar a la regla metálica de medición graduada en milímetros, cuenta con un nivel de burbuja y mira para centrado. A continuación se observa un diagrama del testigo superficial.





Por otra parte los testigos en muros son una referencia de nivel horizontal formada por un triangulo rojo pintado sobre un fondo blanco, que se localiza en los muros de construcciones cercanas a las excavaciones.

Los testigos superficiales se instalan principalmente definiendo líneas de colimación, apoyadas en dos puntos de referencia fijos, alejados de los extremos de la excavación para evitar así los desplazamientos. Las líneas de colimación deben ser paralelas al eje del tramo, señalando una a cada lado de la excavación.

Los testigos en muros se instalarán en todas aquellas estructuras, que sean detectadas como propensas a sufrir daños, así como en aquellas que requieran de un cuidado mayor. Los testigos se colocan en muros paralelos y perpendiculares a la excavación, serán tres como mínimo de número de testigos en cada muro y contarán con una separación máxima de 10m.

En general cualquiera de estos métodos de medición o control de excavaciones hubieran sido útiles en este proyecto, a pesar de eso solo se utilizo el método determinado como pozo de observación del nivel de aguas freáticas.

Al final de la construcción de la nueva cimentación fue retirado el pozo de observación del nivel de aguas freáticas.

Las condiciones imprevistas del subsuelo constituyen la principal fuente de demandas, lo que conduce a pagos adicionales por parte del contratista provocando también el aumento desmedido de los costos y este caso no fue la excepción, ya que el hecho de tener dificultades al momento de hincar la tablestaca provocó un atraso grande del tiempo establecido por la empresa constructora o mejor dicho por la empresa encargada de colocar la tablestaca. Como se pudo observar anteriormente la pantalla formada por la tablestaca se encontraba con variaciones horizontales (desplomada) lo que provocó el aumento en los gastos que implicarían el colado de los muros perimetrales.

Estas variaciones fueron causadas según la empresa encargada de hincar la tablestaca por un mal estudio de mecánica de suelos, razón que esta totalmente descartada debido a que cuando se terminó el estudio de mecánica de suelos también se propuso un procedimiento constructivo el cual no se encontraba dentro de los límites presupuestales de este proyecto y por ese hecho fue descartado por la empresa constructora, recurriendo así a el método de tablestacas de concreto. Esta tablestaca o estas piezas de concreto fueron hincadas en un suelo tipo II que el reglamento de construcciones del DF denomina transición, lo cual según los especialistas en geotecnia no es muy recomendable por que precisamente el hecho de que existieran las desnivelaciones horizontales era inminente.

Los especialistas en geotecnia recomiendan siempre para un suelo tipo II tablestaca de acero ya que este material tiene un mejor comportamiento en el momento del hincado.

Al término de la obra de la ampliación de la estación de servicio podríamos decir a simple vista que los resultados fueron los satisfactorios y que se logró esto utilizando un proceso constructivo distinto al propuesto por los especialistas en mecánica de suelos, pero hay que considerar también que si se hubiera ejecutado el proceso constructivo propuesto en base a los estudios y cálculos anteriores se habrían evitado diversos contratiempos y diversos gastos adicionales y podemos concluir que al final el dinero que se ahorró buscando un método de construcción alternativo fue utilizado para problemas legales y también para corregir algunos de los defectos de la tablestaca hincada.

Por este motivo siempre es recomendable seguir el procedimiento constructivo indicado por los especialistas en geotecnia, y así evitar erogaciones que no estén consideradas. Es importante mencionar que el hecho de seguir las indicaciones del especialista no nos ayudara a suprimir en un cien por ciento los problemas o imprevistos que puedan surgir en cualquier proyecto de cimentación, ya que el suelo contiene propiedades que varían con respecto a muchos factores como el tiempo el clima entre otros, estas variaciones hacen cambiar las propiedades del suelo generalmente más en la dirección vertical que en la horizontal.

## BIBLIOGRAFÍA

- M. J. Tomlinson. Diseño y construcción de cimientos.  
URMO, S.A., de ediciones  
Esparturo 10 Bilbao
  
- SMMS Simposio. El subsuelo y la ingeniería de cimentaciones en el área urbana del valle de México.  
10 Marzo de 1978
  
- MARSAL Raúl J. Notas sobre el diseño y construcción de cimentaciones en el DF.  
México 1986 CFE
  
- GUERRERO Jehová y Torres. Trabajos selectos de ingeniería civil.  
Editado por Ing. Alejandro Flores  
1era edición 1940-1975
  
- MUZAS Labad Fernando. Cimentaciones urbanas calidad moderna y tecnológica.  
ETA Editores Técnicos Asociados  
Barcelona España 1973
  
- MERRITT Frederik S. Manual del ingeniero civil.  
Mc Graw-Hill 4ta edición  
1999
  
- JUÁREZ Badillo Eulalio Y RICO Rodríguez Alfonso. MECANICA DE SUELOS TOMO II TEORIA Y APLICACIONES.  
LIMUSA 1996
  
- JUÁREZ Badillo Eulalio Y RICO Rodríguez Alfonso. MECANICA DE SUELOS TOMO I FUNDAMENTOS DE LA MECANICA DE SUELOS  
LIMUSA Vigésimo sexta reimpresión de la tercera edición 2003
  
- TESIS PROFESIONAL. Estudio geotécnico para la construcción de un edificio de 12 niveles, en el predio ubicado en Arquímedes No. 205, Col. Polanco, delegación Miguel Hidalgo, DF, FES Aragón UNAM 2005.

## **ANEXOS**

Dentro de los anexos se encuentra lo siguiente:

- Croquis de localización de la obra.
- Plano general de la obra.
- Registros de las diferentes pruebas de laboratorio realizadas.