

9  
29.



**Universidad Nacional Autónoma de México**

Escuela Nacional de Estudios Profesionales  
"ACATLAN"



**“ANALISIS DE UNA CIMENTACION MIXTA  
A BASE DE UN CAJON DE CONCRETO  
ARMADO TIPO ESTANCO Y PILOTES DE  
FRICCION, EN EL CENTRO DE LA CIUDAD  
DE MEXICO.”**

**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 n :

**Román Marco Antonio González Jáuregui**

**Refugio Sandoval Alday**



## **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 está 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.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"  
COORDINACION DEL PROGRAMA DE INGENIERIA

CI/021/1987.

SRES. ROMAN MARCO ANTONIO GONZALEZ JAUREGUI  
Y REFUGIO SANDOVAL ALDAY  
Alumnos de la carrera de Ingeniería Civil.  
Presentes.

De acuerdo a su solicitud presentada con fecha 8 de diciembre de 1983, me complace notificarles que esta Coordinación tuvo a bien asignarles el siguiente tema de tesis: "Análisis de una Cimentación Mixta a Base de un Cajón de Concreto Armado Tipo Estanco y Pilotes de Fricción, en el Centro de la Ciudad de México", el cual se desarrollará como sigue:

- Introducción.
- I.- Generalidades.
- II.- Investigación del Subsuolo.
- III.- Análisis de Cimentación.
- IV.- Procedimiento Constructivo.
- Conclusiones.
- Bibliografía.

Asimismo fue designado como Asesor de Tesis el señor Ing. Miguel Angel González Vitte, profesor de esta Escuela.

Ruego a ustedes tomar nota que en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberán prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito básico para susentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado. Esta comunicación deberá imprimirse en el interior de la tesis.

Atentamente,  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Acatlán, Edo. de Méx., a 28 de enero de 1987.

  
ING. HERMENEGILDO ARCOZ SERRANO  
Coordinador del Programa de Ingeniería

ANALISIS DE UNA CIMENTACION MIXTA A BASE DE UN CAJON DE CONCRETO ARMADO TIPO ESTANCO Y PILOTES DE FRICCION, EN EL CENTRO DE LA CIUDAD DE MEXICO.

Introducción	1
I.- Generalidades	4
I.1.- Características de los suelos de la Ciudad de México.	4
I.2.- Tipos de Cimentaciones.	12
I.3.- Cimentaciones a base de cajón y pilotes de fricción.	20
Referencias.	36
II.- Investigación del Subsuelo	37
II.1.- Trabajos preliminares.	37
II.2.- Muestreo y exploración del subsuelo	39
II.3.- Pruebas de laboratorio.	49
II.4.- Características estratigráficas y físicas del subsuelo en el sitio.	64
Referencias.	88

III.-	Análisis de Cimentación	89
III.1.-	Características de la Super- estructura.	89
III.2.-	Factibilidad de cimentación- y análisis económico	91
III.3.-	Revisión del estado límite - de falla.	101
III.4.-	Revisión del estado límite - de servicio.	110
III.5.-	Revisión de los estados elás- ticos de excavación.	127
III.5.1.	Estabilidad de -- táludes.	127
III.5.2.-	Falla de fondo.	129
	Referencias.	149
IV.-	Procedimiento Constructivo	151
IV.1.-	Preparación del lugar.	151
IV.2.-	Hincado de pilotes.	152
IV.3.-	Excavación para alojar el cajón	156
IV.4.-	Construcción del cajón.	158

<b>IV.5.- Control del nivel freático.</b>	<b>160</b>
<b>Conclusiones.</b>	<b>164</b>
<b>Bibliografía.</b>	<b>166</b>

## I N T R O D U C C I O N

Es mundialmente conocido el hecho de que, la Ciudad de México descansa sobre un subsuelo blando y compresible formado predominantemente por arcillas de origen lacustre con contenidos naturales de agua y relación de vacíos muy altos.

Debido a lo anterior se puede decir que la Ciudad de México, es uno de los sitios que presenta una gran variedad de problemas desde el punto de vista de Mecánica de Suelos, dentro de los cuales se pueden mencionar; grandes hundimientos en estructuras importantes ( Palacio de Minería y Bellas Artes ), la presencia de agua en forma casi superficial en las excavaciones y la baja capacidad de carga de sustentación.

Aunado a lo anterior, la explotación de los mantos acuíferos y la imposición de sobrecargas, han provocado alteraciones a las condiciones naturales del subsuelo y por consecuencia un reacomodo entre las partículas del mismo, presentándose un proceso continuo de hundimiento, conocido con el nombre de consolidación regional.

Así podemos decir que algunas estructuras bajo condiciones de cimentación tales como pilotes de punta y cajones sobrecompensados tienden a emerger con el tiempo debido al hundimiento generalizado del valle ( Angel de la Independencia) y asimismo, existirán estructuras bajo otras condiciones de cimentación que por el mismo efecto tiendan a sufrir hundimientos considerables ( Catedral Metropolitana ).

En uno y otro caso las construcciones vecinas a cuerpos que se hundan o emerjan, se fracturan por efecto de asentamiento.

mientos diferenciales y en muchos casos se tienen que demoler, porque representan un grave peligro.

Esta situación prevaliente en la Ciudad, propicia que los ingenieros tengan que diseñar y construir cimentaciones que cumplan con el doble requisito, por un lado reducir a valores aceptables el hundimiento de las estructuras y por el otro evitar su emergimiento.

El presente trabajo expone una alternativa de cimentación denominada mixta, formada de un cajón de concreto armado tipo-estanco y pilotes de fricción, la cual pretende solucionar el problema anterior. Este es uno de los procedimientos de Cimentación más empleados en la Ciudad de México por su economía y seguridad, teniendo como fin reducir asentamientos, evitar emergimiento del conjunto y abatir costos.

La compatibilidad del funcionamiento entre ambas soluciones de cimentación proviene de que los pilotes trabajan por fricción casi al límite, refiriéndose esto a que siempre se deslizan ligeramente hacia abajo, permitiendo que el cajón funcione como tal, redistribuyendo las presiones en el subsuelo con miras a reducir asentamientos.

Se analizará la cimentación mixta, utilizando los criterios de diseño señalados en el Reglamento de Construcciones vigentes para el Distrito Federal atendiendo su comportamiento Dinámico y Estático, y haciendo énfasis en la revisión de la cimentación bajo la acción de deformaciones y capacidad de carga (interacción suelo-estructura); asimismo y tomando en cuenta las características superficiales y profundas del suelo, se plantea el procedimiento constructivo más adecuado para alojar el cajón de cimentación, proponiendo un sistema de control

de nivel de aguas freáticas para evitar el flujo del agua a la excavación.

Dado que los pilotes serán previamente construidos y colocados en obra, se plantea además el procedimiento y control de hincado de los mismos.

CAPITULO I  
GENERALIDADES

## I.- GENERALIDADES

### I.1. CARACTERISTICAS DE LOS SUELOS DE LA CIUDAD DE MEXICO

#### Antecedentes.

La cuenca del Valle de México, está situada en la porción Sur de la Mesa Central de la República, es una - Zona Volcánica sujeta a esfuerzos tectónicos, en donde - continuas erupciones originaron depósitos de Lavas y Tobs; por su espesor extensión, no permiten el afloramiento de los depósitos marinos subyacentes.

El Valle de México es una unidad geográfica limitada al Norte por las Sierras de Tepotzotlan, Tezontlaipan Pachuca; al Este por los llanos de Apan, los Montes de Río Frío y la Sierra Nevada; al Sur por las Sierras de Cuauhtzin y Ajusco; por último al Oeste por las Sierras de las Cruces, Monte Alto y Monte Bajo, tal y como se aprecia en la fig. I.1.1.

La superficie total del Valle de México es del orden de 7160km<sup>2</sup> de los cuales 3080km<sup>2</sup> corresponden a zona francamente montañosa y 2050km<sup>2</sup> a zonas bajas bien definidas. La altura sobre el nivel del mar en la parte más baja es de 2240m, aproximadamente.

En la actualidad, además del Tajo de Nochistongo - abierto en 1789, el Valle cuenta con dos túneles en Tequisquiác, que lo comunican con la cuenca del Río Moctezuma.

Dentro del Valle de México está ubicado el Distrito Federal, cabecera política de la República Mexicana, - el cual incluye a la Ciudad de México y ocupan un total de 1480km<sup>2</sup> en la región Suroeste del Valle y en ella se-

levanta la Ciudad de México, parte está desplantada en las estribaciones de la Sierra de las Cruces y la restante sobre el fondo del Lago de Texcoco.

#### Zonificación y Estratigrafía del Subsuelo del Valle de México.

La cuenca del Valle de México, cuenta con una gran variedad de formaciones, lo que representa un reto al Ingeniero Civil para resolver los problemas que presenta el suelo al elegir estructuras.

Motivados por dicha situación, los ingenieros especialistas en el área de Geotecnia se han dedicado a investigar y estudiar las características estratigráficas y propiedades mecánicas del suelo de la Cuenca del Valle de México, y muy especialmente las del área metropolitana de la Ciudad de México.

Atendiendo su estratigrafía y propiedades del subsuelo, el área urbana de la Ciudad de México se ha dividido tradicionalmente en tres zonas denominadas: Zona de las Lomas, de transición y del Lago<sup>1</sup>, las cuales se pueden apreciar en la fig. I.1.2.

#### ZONA DE LOMAS

La zona de Lomas de la Ciudad de México se localiza en las faldas de la Sierra de Guadalupe, Serranía de las Cruces, las partes altas de los cerros del Peñón de los Baños, Peñón del Marqués y el Cerro de la Estrella.

En esta zona se localizan suelos areno-limosos (tobas) compactos, de alta capacidad de carga y baja deformabilidad, se incluyen derrames de Basalto del Pedregal.

de arena suelta, los espesores que tienen éstos-suelos son del orden de 4m.

- 6) Roca Basáltica.- En gran parte de la zona Sur de la Ciudad de México se tienen derrames de lava - con distintos grados de fracturamiento y oquedad, las partes sanas del basalto pueden llegar a tener las mayores resistencias encontradas en el - Valle de México. En la figura I.1.3. puede ver-se el perfil estratigráfico representativo de la zona de lomas.

#### Hundimiento Regional de la Zona de Lomas.

Como se dijo anteriormente el bombeo de los acuífe-ros existentes en el subsuelo de la Ciudad de México ha - producido abatimiento en los niveles piezométricos. Este abatimiento de presión en los acuíferos provoca flujo de agua de los mantos arcillosos hacia ellos, con la corres-pondiente consolidación de las arcillas.

De la información proporcionada y obtenida por la - Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México<sup>2</sup> - hasta el periodo 1966-1970, podemos resumir la historia - reciente de hundimientos del área urbana de la Ciudad de México. como sigue.

Algunos sitios de la zona de Lomas, donde se han -- realizado nivelaciones, muestran hundimientos. Por ejem-plo en el Periférico entre Av. del Conscripto y Zapadores- donde están ocurriendo hundimientos hasta 1970 de 10cm/año.

#### ZONA DE TRANSICION

La Zona de Transición se encuentra ubicada entre la

Los suelos de esta zona se pueden clasificar en - - seis grupos, atendiendo a los problemas de cimentación, - los cuales se describen a continuación.

- 1) Tobas Estables.- Aún bajo la acción erosiva del agua compuesta de arena y grava en proporciones variables, cementadas con suelos finos presentan alta capacidad de carga, estos tipos de suelos aparecen en la zona alta de las Lomas de Chapultepec, en la que se tienen conglomerados de alta capacidad de carga.  
En esta zona se localizan las cavernas que se explotaron para obtener materiales de construcción y actualmente constituyen un peligro para las construcciones de todo tipo.
- 2) Tobas Inestables.- Bajo la acción erosiva del agua, compuestos en gran proporción por arcillas de plasticidad media a alta con cimentación pobre.
- 3) Suelos Pumíticos.- Dentro de las formaciones características de la zona se encuentran en espesores variables entre 1 y 3 metros de arena Pumítica limpia.
- 4) Rellenos.- Debido al intenso crecimiento que tiene la Ciudad de México, los proyectistas se encuentran en terrenos cada vez más accidentados y se ha tratado de aprovechar las barrancas rellenándolas con materiales de relleno mal compactados.
- 5) Suelos de origen Eólico.- Al Pie de la Sierra de Guadalupe se encuentran eventualmente depósitos-

de arena suelta, los espesores que tienen éstos -  
suelos son del orden de 4m.

- 6) Roca Basáltica.- En gran parte de la zona Sur de la Ciudad de México se tienen derrames de lava - con distintos grados de fracturamiento y oquedad, las partes sanas del basalto pueden llegar a tener las mayores resistencias encontradas en el - Valle de México. En la figura I.1.3. puede verse el perfil estratigráfico representativo de la zona de lomas.

#### Hundimiento Regional de la Zona de Lomas.

Como se dijo anteriormente el bombeo de los acuíferos existentes en el subsuelo de la Ciudad de México ha - producido abatimiento en los niveles piezométricos. Este abatimiento de presión en los acuíferos provoca flujo de - agua de los mantos arcillosos hacia ellos, con la correspondiente consolidación de las arcillas.

De la información proporcionada y obtenida por la - Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México<sup>2</sup> - hasta el período 1966-1970, podemos resumir la historia - reciente de hundimientos del área urbana de la Ciudad de México. como sigue.

Algunos sitios de la zona de Lomas, donde se han -- realizado nivelaciones, muestran hundimientos. Por ejemplo en el Periférico entre Av. del Conscripto y Zapadores - donde están ocurriendo hundimientos hasta 1970 de 10cm/año.

#### ZONA DE TRANSICION

La Zona de Transición se encuentra ubicada entre la

Zona del Lago y las Lomas, en esta zona se encuentran su perficialmente depósitos de Arcilla o Limo Orgánico de - la formación Becerra cubriendo a estratos de arcilla muy compresibles intercalados con capas de arena, los cuales descansan sobre potentes mantos de arena y grava.

El nivel medio de aguas freáticas se ubica a 3.40m de profundidad, variando desde un metro hasta 12.30m. - El perfil estratigráfico representativo de esta zona pue de verse en la fig. I.1.4.

#### Hundimiento Regional de la Zona de Transición.

En ciertas áreas de la Zona de Transición, debido a la explotación de acuíferos profundos, han ocurrido abatimientos fuertes de la presión de poro y se presentan hundimientos importantes en algunos sitios poco afectados con anterioridad. Una de estas áreas es la que tiene como centro de cruce de Av. Insurgentes y Río Mixcoac, la cual se hundió durante el periodo de 1966 a 1970 con velocidades medias de 10cm/año. En esta área no se observaron daños en las estructuras, lo cual es índice de que los enjuntamientos de terreno están ocurriendo en ca pas profundas, situadas abajo del desplante de las cimen taciones, sin embargo hay otras áreas de la misma zona - en que los espesores de arcillas compresibles son mayores y donde si ocurren enjuntamientos arriba del nivel de -- desplante.

#### ZONA DEL LAGO

Durante los años de 1960 - 1970 se localizaron un gran número de sondeos para diseñar las cimentaciones de las estructuras en esta zona, de los cuales se hizo una recolección de datos de 412 sondeos, se intentó evitar - aquellos sondeos de mayor antigüedad localizados en las-

zonas que han sufrido consolidación severa, considerando que ésta podría haber causado variaciones importantes en los espesores de los estratos o en sus propiedades.

Con los datos obtenidos de los sondeos fue posible construir un perfil aproximado del subsuelo, el cual por ser información de carácter general, sirve como orientación al ingeniero constructor para determinar la cimentación adecuada así como los problemas de construcción que dicha cimentación presente. El perfil estratigráfico se muestra en la fig. I.1.5.

Tal y como se muestra en la dicha figura a continuación se mencionarán las principales características encontradas en cada una de las formaciones que integran en orden descendente, la zona del Lago.

Manto Superficial.- También llamado relleno, tiene un espesor que va desde unos cuantos centímetros en el Lago de Texcoco hasta unos 10m en la zona céntrica de la Ciudad de México, como ocurre en la plaza de la constitución y su alrededor, este manto es producto de la desecación de los depósitos Lacustres, rellenos artificiales y restos de cimentaciones precoloniales, coloniales y recientes, debido a la naturaleza de los depósitos que forman el manto superficial y a la influencia de los rellenos artificiales, su espesor tiende a variar. A pesar de la irregularidad y propiedades de los suelos que forman el Manto Superficial, éste es de mayor resistencia y menor compresibilidad que la formación arcillosa superior, excepto en aquellos sitios donde existen rellenos artificiales en estado suelto.

Formación arcillosa superior.- Su espesor aumenta de Oeste a Este, o sea, aumenta hacia el Vaso de Texcoco.

Se presentan grandes espesores que se les denominan mantos compresibles, causados por la ausencia de la capa dura entre la formación arcillosa superior e inferior, - tiene un contenido medio general de agua 270% que puede aumentar o disminuir con el espesor de la formación, por ejemplo: para espesores menores de 20m., se tiene contenido de agua menor de 270 y en cambio para un 60% de los sondeos el contenido de agua es mayor que el valor medio general.

Capa Dura.- De los 412 sondeos analizados, 110 sondeos fueron para saber el espesor de esta capa, en el 90% de ellos el espesor es mayor de 2M. Como muestra en la figura I.1.6., de 329 sondeos que se analizaron para las determinaciones del tipo de suelo que constituyen la primera capa dura, clasificados conforme al Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos (SUCS). Se observó que existen en mayor cantidad los suelos de los grupos de las arenas limosas (SM), arenas arcillosas (SC) y limos inorgánicos (ML), con menor frecuencia se encontraron suelos de los grupos gravas malgraduadas (GP), gravas bien graduadas (GW), arenas bien graduadas (SW) y arenas mal graduadas (SP), localizadas generalmente donde se confunde la Zona del Lago con la de Transición, y finalmente se encuentran los Limos de Alta Compresibilidad (MH), Arcilla de Baja Compresibilidad (CL) y ocasionalmente Arcilla de Alta Compresibilidad (CH) (Figura I.1.7.).

Se observó que esta capa es de forma concava y que aumenta su profundidad al ir avanzando hacia el Vaso de Texcoco, se tiene un contenido de agua medio de 50% y una resistencia alta, es decir que los suelos granulares se encuentran en estado compacto y los suelos finos tienen una consistencia dura.

Formación Arcillosa Inferior.- Constituida por arcillas volcánicas altamente compresibles, que en ocasiones se encuentra con lentes de vidrio volcánico compacto y suelo Limoso interestratificado con arcilla, su contenido de agua varía de 100% a 200%; en un 86% de los sondeos se obtuvo un promedio general de 170% en su contenido de agua.

Depósitos Profundos.- Constituidos principalmente por suelos arenosos finos en estado muy compacto, con lentes delgadas de arcillas.

Estos depósitos constituyen acuíferos de alta permeabilidad y se han explotado para el abastecimiento de agua de la Ciudad de México. Esta explotación en exceso ha sido causa, entre otras del problema de hundimientos que ha sufrido en general el Valle de México (Hundimiento Regional).

#### Hundimiento Regional de la Zona del Lago.

En áreas de la zona del Lago anteriormente sujetas a hundimientos pequeños, la velocidad de hundimiento se ha acelerado, por ejemplo en el área con centro en Tlalpan y Municipio Libre, el hundimiento medio en el periodo de 1963 a 1966 fué de 3cm/año, en tanto que para el periodo de 1966 a 1970 fué de 17cm/año.

Por otra parte en otras áreas de la zona del lago la velocidad de hundimiento ha descendido como en el caso del área que rodea las calles de San Juan de Letrán y República del Salvador que para el periodo de 1963 a 1966 la velocidad fué de 17cm/año y para el periodo de 1966 a 1970 disminuyó a 5cm/año.

Se puede observar de lo anterior que la historia de hundimientos es muy irregular, por lo que no puede generalizarse el comportamiento en un punto de la Ciudad a otros dentro de la misma zona.

## I.2. TIPOS DE CIMENTACIONES.

### Definición y Clasificación.

Toda obra de Ingeniería que se apoya sobre una superficie terrestre, como son Puentes, Edificios, Terracerías, etc., constan de dos partes fundamentales, la superior o superestructura y la inferior o subestructura.

En términos generales se dice que la "Cimentación" es la parte inferior de la estructura de una obra civil que le sirve de apoyo a la Superestructura; se le conoce también con el nombre de Infraestructura. Transmite todo el peso estructural al terreno natural sobre el cual se apoya.

A fin de garantizar la estabilidad de la estructura, la cimentación deberá cumplir con los siguientes requisitos:

- a) Deberá colocarse a una profundidad adecuada para evitarse daños por heladas, levantamientos, socavación o debido a la construcción de futuras obras.
- b) No deberá transmitir al subsuelo presiones que excedan su capacidad de carga.
- c) Los asentamientos deberán ser de una magnitud tal que no dañe o desfigure la estructura.

Los diferentes tipos de cimentación actualmente utilizados pueden ser clasificados en:

Cimentaciones Superficiales

Cimentaciones Compensadas.

Cimentaciones Profundas.

Cimentaciones Mixtas.

Cimentaciones Superficiales.

Aunque no existe un límite preciso en la profundidad de desplante que separe a una cimentación superficial de una profunda, se considera como una cimentación superficial aquella en la que su profundidad de desplante no sea mayor que dos veces el ancho del cimientto.

Las cimentaciones superficiales más frecuentemente utilizadas, se clasifican en:

A. Zapatas Aisladas.

B. Zapatas Corridas.

C. Losas de Cimentación.

A. Zapatas Aisladas.- Son elementos estructurales generalmente cuadrados o rectangulares y muy raramente circulares, contruidos de mampostería y de concreto reforzado principalmente en los que su longitud no excede 1.5 del ancho.

B. Zapatas Corridas.- Son elementos análogos a las zapatas aisladas, en los que la longitud supera bastante el ancho y soportan la carga de un muro o de una serie de columnas, entrelazadas por una contratrabe o viga de cimentación. Su construcción puede ser tanto de mampostería como de concreto reforzado.

C. Losa de Cimentación.- Se usa cuando, por efecto de la resistencia del terreno sea muy baja o de que las cargas sean muy grandes, se requiera que más del 50% del área de construcción estuviese cubierta. Esto es de que resulta mucho más económico hacer una losa continua que cubra toda el área. Estas losas son construidas de concreto reforzado.

#### Cimentaciones Compensadas.

A medida que los suelos bajo una losa de cimentación son más compresibles, se hace necesario disminuir la magnitud de los esfuerzos transmitidos al terreno, a fin de reducir los asentamientos producidos. Tal reducción de esfuerzos se logra excavando un cierto volumen de tierra, y construyendo en el lugar un cajón de cimentación, que no es otra cosa que una losa de cualquier tipo, limitada por muros perimetrales.

Existen tres variantes de cimentación compensada, que son:

- a) Totalmente Compensadas.
  - b) Parcialmente Compensadas.
  - c) Sobrecompensadas.
- 
- a) Totalmente compensadas.- Son aquellas en las que el peso del edificio (estructura) es igual al peso del volumen de tierra desalojado y por ello no transmiten incrementos de esfuerzo.
  - b) Parcialmente compensadas.- Llamadas así porque el peso de la estructura es mayor que el peso del volumen del suelo excavado, por lo que éste sólo compensa parcialmente el peso que soporta.

ta el suelo.

- c) Sobrecompensadas.- Es el tipo de cimentación -- que se presenta cuando la estructura pesa menos que el peso del volumen de excavación, tendiendo naturalmente a emerger.

#### Cimentaciones profundas.

En el caso de que deban construirse estructuras pesadas sobre suelos muy compresibles, de tal manera por medio de una cimentación compensada o una cimentación superficial razonablemente económica sea insuficiente para controlar los asentamientos totales, deberá recurrirse a cimentaciones profundas.

Este tipo de cimentación tiene la función de transmitir la carga de la estructura a estratos profundos con mayor resistencia.

En ocasiones cuando éstos no se encuentran a niveles alcanzables económica y prácticamente, es necesario a poyarlos en los suelos más compresibles y poco resistentes de que se dispone, preconstruyendo elementos de cimentación que distribuyan la carga en una área más grande de terreno.

Las cimentaciones profundas se pueden clasificar en:

- a) Pilotes
- b) Pilas
- c) Cilindros
- d) Cajones

a) Pilotes.- La cimentación por medio de pilotes es el tipo de cimentación profunda más frecuentemente utilizado en la actualidad.

Pilote.- Es un elemento estructural muy esbelto cuyas dimensiones transversales es muy variado, siendo tal orden aproximado comprendido entre 0,30m y 0,60m.

El uso y diseño de pilotes, como elementos de cimentación se hace cuando se requiere dos o más de las funciones siguientes:

1.- Transmitir las cargas de la estructura a capas más profundas y resistentes del subsuelo apoyados en su base, en caso de que trabajen como columnas.

2.- Distribuir la carga dentro de un suelo de gran espesor por medio de la fricción lateral que se produce entre suelo y pilote.

3.- Proporcionar debido anclaje a ciertas estructuras (como tablestacas) o resistir las fuerzas laterales que se ejercen sobre ellas (el caso de un puente). En estas condiciones se suele recurrir a pilotes inclinados.

4.- Proporcionar anclaje a estructuras sujetas a sub-presiones, resistir el volteo de muros y presas de concreto a cualquier efecto que trate de levantar la estructura.

5.- Alcanzar con la cimentación profundidades ya no sujetas a erosión, socavación y otros efectos nocivos.

Los pilotes pueden clasificarse atendiendo a dife

rentes causas, de la manera siguiente:

I.- Respecto a los materiales empleados en su elaboración:

- De madera
- De acero
- De concreto simple
- De concreto reforzado
- Mixtos

II.- Respecto al lugar de su construcción:

- Prefabricados en el lugar de hinca.
- Prefabricados (se fabrica en lugar distinto - de hinca)

III.- Respecto a la sección transversal:

- Hueca
- Maciza

IV.- Respecto a su apoyo:

- Pilotes de fricción
- Pilotes de punta
- Pilotes de apoyo mixto

V.- Respecto a su dirección:

- Pilotes verticales
- Pilotes inclinados

VI.- Pilotes de tipo especial:

- De control
- Penetrantes de sección variable
- Electrometálicos
- Entrelazados

b) Pilas.- La pila es un elemento estructural de concreto reforzado cuya función es transmitir cargas al subsuelo mediante el apoyo de sub-base y la adherencia lateral que desarrolle su cuerpo. Las pilas se caracterizan por tener una gran capacidad de carga, mientras que un pilote puede absorber 50 ó 150 toneladas, las pilas llegan a soportar de 500 a 2000 toneladas.

Las pilas tienen una sección transversal variable y puede oscilar entre 1 y 3 m.

Las pilas son coladas en sitios mediante el sistema de trampas de colado y consiste en la colocación de concreto en una perforación previa.

c) Cilindros.- Los cilindros son secciones circulares de concreto reforzado, con dimensiones transversales del orden de 3 o más metros, que generalmente se construyen huecos durante su colocación y posteriormente es posible llenarlos si las necesidades estructurales del proyecto así lo requieren.

La capacidad de carga de éstos elementos y sus asentamientos se pueden estimar con los métodos usados para pilotes.

d) Cajones.- Los cajones de cimentación se distinguen de los cilindros únicamente por su forma paralelepípédica.

Los cajones se utilizan cuando la profundidad del agua es demasiado grande para emplear ataguías, y las descargas estructurales a la cimentación son demasiado altas -

para emplear pilotes, pilas o cilindros.

#### Cimentación Mixta.

De manera general una cimentación mixta, es aquella que combina el uso de dos diferentes tipos de cimentación, con el objeto de garantizar presiones de contacto admisibles y evitar excesivas deformaciones, por ejemplo:

- . Zapatas huecas. Se combinan zapatas aisladas con un pequeño cajón.
- . Losas con sustitución de materiales.- Se combina el uso de losas con contratrabes invertidas, con la sustitución de los materiales inferiores por mejoramientos ligeros (tezontles).
- . Cajón de cimentación usado por proyecto como estacionamiento y pilas que transmiten la carga integra a los estratos resistentes.
- . Cajón de cimentación compensado parcialmente con pilotes de fricción.

### I.3. CIMENTACIONES A BASE DE CAJON Y PILOTES DE FRICCIÓN

#### Cajones de cimentación.

En general, una cimentación compensada es aquella - en la cual el incremento neto de esfuerzo en el contacto de cimentación-suelo es menor que la presión debido al peso total de la estructura. Esto se obtiene mediante una excavación en la que se aloja un cajón de cimentación de peso menor que el del volumen total del suelo excavado.

Según la carga total impuesta por la estructura sobre el área de cimentación sea mayor, igual o menor que - el peso del suelo excavado, la cimentación resultante se llama parcialmente compensada, totalmente compensada y sobre compensada, respectivamente. En el primer caso, el - incremento medio de presión en el área de desplante es positivo, pero inferior a la presión de contacto cimenta- - ción-suelo; en el segundo, el incremento medio de presión sobre la superficie de desplante es nulo, y en el tercer caso se tiene, al nivel de desplante, un decremento de -- presión con respecto a la originalmente soportada por el suelo.

Este tipo de cimentación se acostumbra a utilizar - en terrenos altamente compresibles, para reducir la des- - carga neta y evitar así los incrementos de presión en la masa de suelo que pudiera producir asentamientos intolerables. En otras palabras, permite contrarrestar o compensar una parte o toda la carga impuesta por la estructura mediante los dos efectos siguientes:

- a) Sustitución del peso sumergido de los sólidos.
- b) El efecto de flotación por el peso del líquido desplazado.

Es por esto que estas cimentaciones se les conoce como compensada o por flotación. Para que este tipo de cimentación funcione bien, es preciso que el cajón formado por la cimentación (losa) y los muros sean impermeables, con el objeto de aprovechar el efecto de flotación en el diseño.

Entre las causas más comunes por las que falla este tipo de cimentación se pueden mencionar:

1) Inundación del cajón de cimentación con agua -- proveniente de alguna falla de instalaciones hidráulicas del edificio, que cambia la condición de peso a la de peso sumergido -- en las consideraciones hechas para el diseño de la cimentación.

2) Filtraciones del agua del subsuelo a través del cajón de la cimentación, lo que genera la necesidad de achicar por medio de bombas, esto hace perder la subpresión ejercida sobre el cajón por el agua del subsuelo.

3) Bombeo en obras vecinas, si el nivel de desplante es más profundo y necesario para poder construir la nueva cimentación, causando con éste abatimiento del nivel freático que se les reste flotación a la cimentación más superficial con lo agravante conocida de hacerla hundir diferencialmente, por el distinto abatimiento de los niveles piezométricos en el área comprendida por la planta del edificio más superficial, este problema se muestra la figura I.3.1-a.

4) En vista de que el proceso de carga no es simultáneo con el de descarga, tiene lugar expansiones en el fondo de ésta que se traducen en asentamientos cuando, - por efecto de la carga de la estructura, dicho fondo regrese a su posición original. A este fenómeno se le conoce también como asentamientos elásticos. Este problema es más frecuente mientras más profunda sea la excavación (fig. I.3.1.b).

Los cajones de cimentación parcialmente compensadas representan una alternativa útil cuando el diseño sin - compensación da lugar a un factor de seguridad bajo contra falla por capacidad de carga o asentamientos excesivos. En este sentido, el principio de compensación puede usarse no sólo en cimentaciones de contacto, sino también en combinación con pilotes. En la Ciudad de México es parcialmente frecuente la combinación de la cimentación parcial y pilotes de fricción.

Las cimentaciones totalmente compensadas y sobrecompensadas resultan, generalmente, de la necesidad de espacio subterráneo útil. Este tipo de cimentación ha adquirido importancia en la Ciudad de México, en la última década, un ejemplo de esto sería la construcción de rutas rápidas para la circulación de vehículos, que imponen la necesidad de pasos a desnivel en sus intersecciones con otras avenidas, así como también la construcción del Metropolitano y por la creciente tendencia a dotar los edificios de uno o más sótanos para estacionamiento.

El diseño y la construcción de cajones de cimentación de cualquiera de los tres tipos mencionados plantea problemas cualitativamente semejantes, cuya solución requiere, en primer término un conocimiento detallado del-

perfil estratigráfico, de las condiciones piezométricas y de las propiedades mecánicas del subsuelo hasta una profundidad a la que los incrementos de esfuerzos debidos a la construcción de la estructura de que se trate sean insignificantes, esto es, pequeños en comparación tanto con los esfuerzos iniciales actuantes en el subsuelo como con la presión de contacto al nivel de desplante.

Todos estos problemas mencionados se discutirán a -- continuación con referencia a las condiciones en las zonas de transición y del lago de la Ciudad de México. En la zona de lomas los aspectos mencionados carecen de importancia práctica en vista de que en ella, generalmente, el nivel freático es muy profundo, la resistencia al corte de los suelos es alta y su compresibilidad es baja.

#### Control de los niveles piezométricos

Quando el desplante de la cimentación es más bajo que el nivel freático, la excavación en seco exige abatir los niveles piezométricos iniciales. Contrariamente a lo que parece ser una idea muy generalizada, en los suelos compresibles dicho abatimiento no siempre requiere bombeo -- previo. En efecto, las descargas mismas debidas a la excavación pueden ser suficientes para hacer que, a corto plazo, el decremento de presión de poro ~~en~~ en todo el elemento de suelo bajo el fondo de la excavación sea mayor que el requerido para mantenerla seca. En ese caso, lo único que hará falta será mantener dicha condición durante el tiempo que dure la excavación, para lo cual se requerirá modificar la tendencia natural del flujo de agua a concurrir hacia la excavación, mediante un sistema de bombeo profundo que invierta la dirección de las filtraciones en las zonas próximas a las taludes y al fondo de

la excavación, forzándolas a ocurrir hacia el interior de la masa de suelo. Los gastos de bombeo necesarios para mantener esa condición en el subsuelo arcilloso de la Ciudad de México, son generalmente pequeños, a menos que la excavación corte un estrato de alta permeabilidad.

Tanto en el caso de que la excavación corte un estrato de alta permeabilidad, como en el programa de construcción que exijan periodos de bombeo muy prolongados, es aconsejable tomar medidas para limitar los asentamientos de estructuras vecinas, confinando el área de trabajo con tablestacas o muros impermeables que corten cualquier estrato limoso o arenoso, de permeabilidad mayor que la media, que se encuentre entre la excavación del nivel freático y la máxima profundidad de abatimiento piezométrico. La construcción del metro de la Ciudad de México permitió probar fuera de toda duda las ventajas que para ese fin tienen los muros de concreto colados en sitio, que pueden construirse de modo que constituyan parte de la estructura.

Un método frecuentemente usado en la zona de alta compresibilidad de la Ciudad de México, para mantener o incrementar el abatimiento piezométrico es el bombeo electrosmótico.

#### Cimentaciones a base de pilotes de fricción.

Como ya se ha dicho, se denominan pilotes de fricción a aquellos que están totalmente embebidos en material blando, de modo que su resistencia proviene total o casi totalmente de la adherencia que se desarrolla en el fuste, en el caso de suelos cohesivos o de la fricción entre suelo y pilote, en el caso de suelos friccionantes. La resistencia por punta se considera muy pequeña o despreciable para la exposición que sigue dentro de esta --

sección.

La hínca de estos pilotes en arcilla blanda produce remoldeo, que disminuye su resistencia al esfuerzo cortante, tanto más cuanto más sensible sea; sin embargo, con el paso del tiempo la resistencia se va recuperando. Lo anterior se explica porque los esfuerzos y deformaciones tangenciales de hínca perturban la estructura de la arcilla, generando presiones neutrales que disminuyen los esfuerzos efectivos y, por ello, la resistencia al esfuerzo cortante; esto es tanto más notable cuanto más sensible sea la estructura de las arcillas. Así, es frecuente que en arcillas muy sensibles, los pilotes bajen por su propio peso. Con el paso del tiempo, se disipan las presiones en el agua en exceso de las hidrostáticas y se regenera la resistencia al esfuerzo cortante en el suelo. Los valores de la resistencia final del suelo son, por lo menos, del mismo orden de la resistencia inicial y aún pueden ser mayores, debido a la consolidación que se induce durante la disipación de las presiones neutrales.

La capacidad de carga de los pilotes de fricción no puede calcularse con el uso de fórmulas dinámicas. Ya se ha visto que la resistencia de un pilote bajo el impacto instantáneo puede ser totalmente distinta que la resistencia a largo plazo, bajo carga estática permanente. Por otra parte, en arcillas no sensibles, de falla plástica, la resistencia viscosa durante el impacto impide en cierto grado la penetración del pilote, que entraría con mayor facilidad bajo carga estática o lentamente aplicada. En este caso las fórmulas dinámicas sobreestiman la capacidad de carga de esos pilotes. Como resumen, puede decirse que en ningún caso y bajo ninguna circunstancia pueden usarse fórmulas dinámicas para calcular la capacidad de carga en pilotes de

fricción.

Para calcular la capacidad de carga de pilotes de fricción en arcilla blanda hay dos procedimientos practica- bles : a partir de los parámetros de resistencia al esfuer- zo cortante del suelo o a partir de los datos de una prueba de carga.

La experiencia ha demostrado que en arcillas blan- das saturadas es satisfactorio suponer que la adherencia en- tre el fuste del pilote y la arcilla es igual a la cohesión de ésta, calculada en prueba rápida o aún con base en una - prueba de compresión simple. Es conveniente reducir este - valor a la mitad para efectos de diseño, lo que equivale a utilizar un factor de seguridad de dos. Así, si  $f_a$  es la - adherencia entre pilote y suelo se tiene.

$$f = c = \frac{qu}{2} \quad \text{a la falla}$$

$$\text{o bien} \quad f_{ad} = \frac{c}{2} = \frac{qu}{4} \quad \text{como valor de trabajo}$$

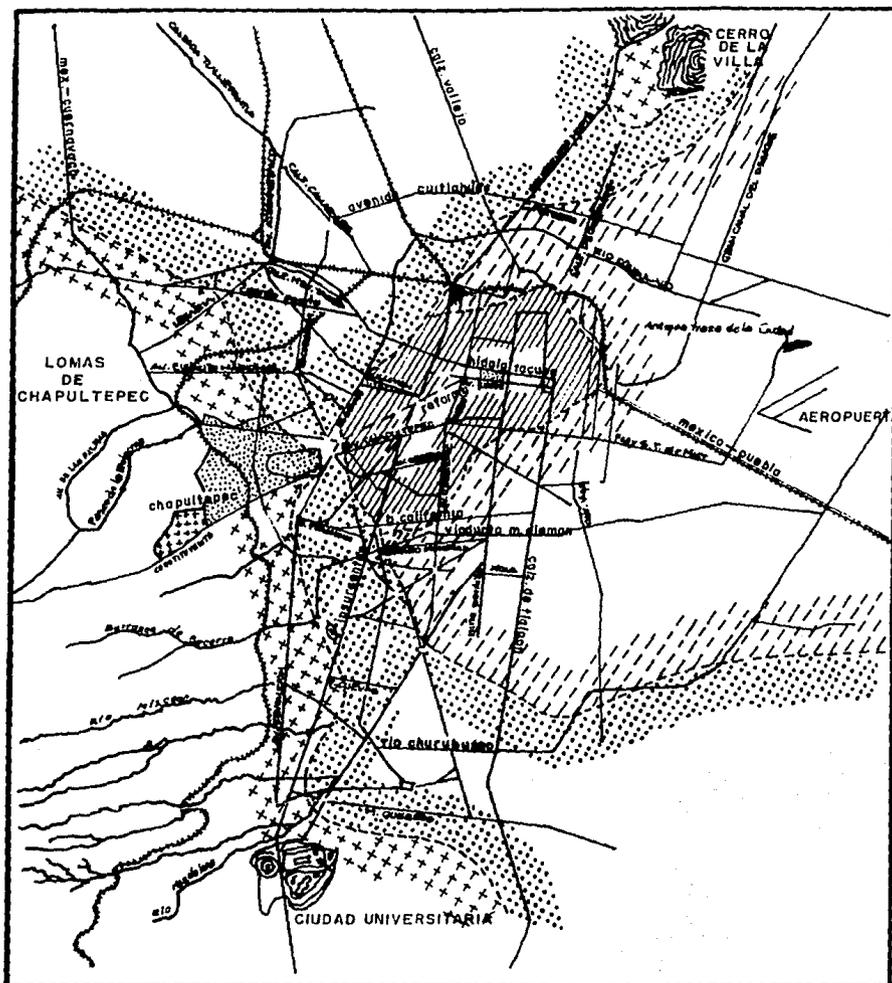
Una vez estimada la adherencia, la capacidad to- tal del pilote se obtiene multiplicando aquella por el área de pilote embebido.

Tomlinson (3) ha propuesto, con base en numerosas pruebas, los valores de la adherencia comparada con la cohe- sión en diferentes arcillas (Tabla I.3.1.).

Nótese que la correspondencia entre la adherencia y la cohesión, muy aproximada en arcillas blandas, se hace - menos cuanto más dura es la arcilla en la que se hincan el -- pilote. Esto es debido a que el hincar un pilote en arcilla más o menos dura tienden a formarse pequeños espacios huecos en

tre suelo y pilote, con lo que la adherencia promedio -- disminuye: este efecto, por supuesto, no se tiene en arcillas blandas. Además, en arcillas muy firmes, saturadas, fuertemente preconsolidadas, la distorsión producida por el hincado induce tensión en el agua de los vacíos, por lo que la arcilla en la vecindad del pilote -- tiende a expandirse con disminución en su resistencia al corte; para ello toma el agua de la arcilla vecina que -- tiende a consolidarse algo.





ZONA A - Lomas



ZONA B - Transición

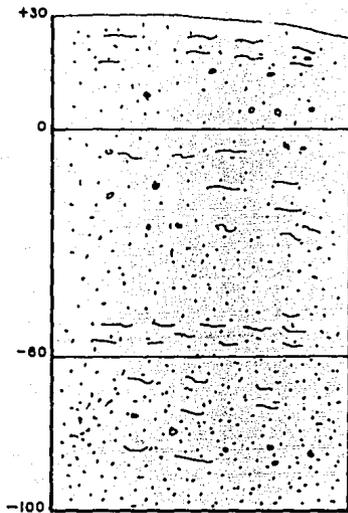


ZONA C - Fondo del lago muy alterado por sobre cargas y bombeo



ZONA D - Fondo del lago poco alterado por sobre cargas y bombeo

FIG. I.1.2.- ZONIFICACION DE LA CIUDAD DE MEXICO ATENDIENDO EL PUNTO DE VISTA ESTRATIGRAFICO



**SIMBOLOGIA**

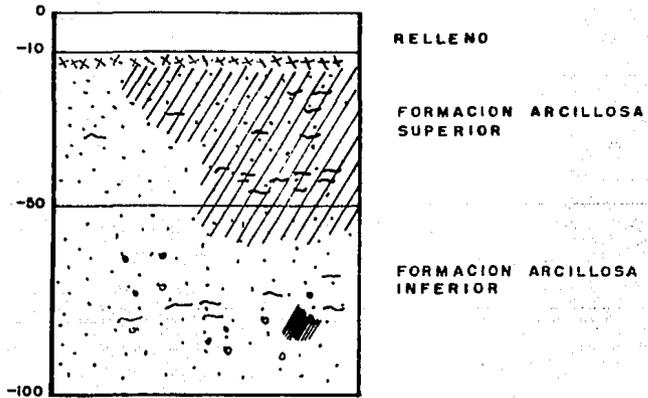
 LIMO

 GRAVA

 ARCILLA

 ARENA

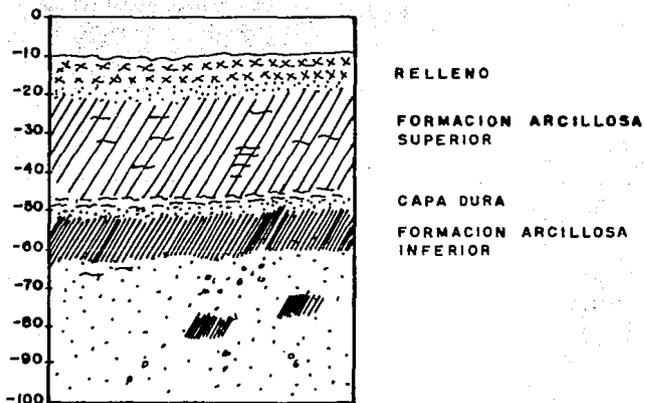
**FIG. I.1.3 PERFIL ESTRATIGRAFICO TIPICO DE LA ZONA DE LOMAS (LOMAS DE CHAPULTEPEC) CORTE W-E POR EL MONUMENTO A COLON.**



**SIMBOLOGIA**

	RELLENO		ARENA
	ARCILLA		GRAVA
	LIMO		ARCILLA COMPACTA

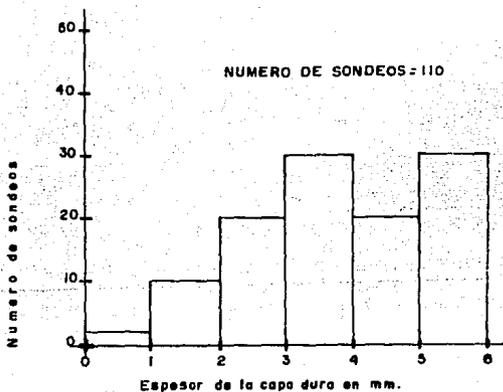
**FIG. I.1.4. PERFIL ESTRATIGRAFICO TYPICO DE LA ZONA DE TRANSICION (CALZADA MELCHOR OCAMPO) CORTE W-E POR EL MONUMENTO A COLON.**



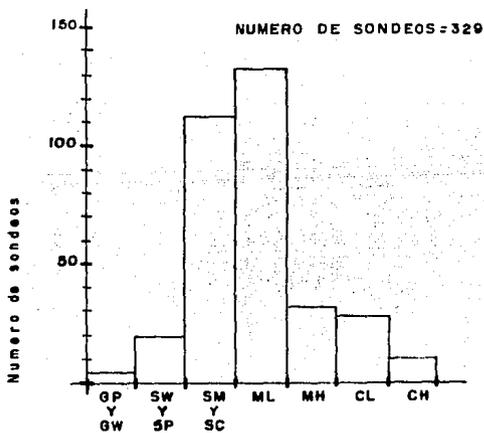
**SIMBOLOGIA**

	RELLENO		ARENA
	ARCILLA		GRAVA
	LIMO		ARCILLA COMPACTA

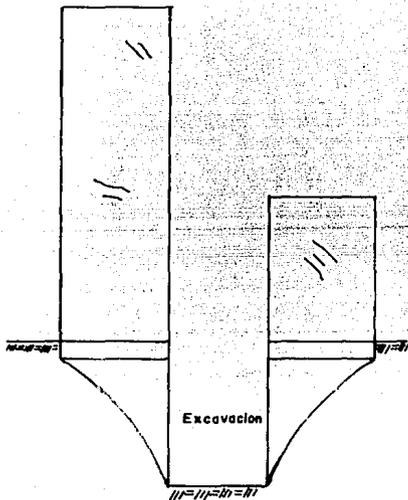
**FIG. I.1.5. PERFIL ESTRATIGRAFICO TIPICO DE LA ZONA DEL LAGO (CATEDRAL) CORTE W-E POR EL MONUMENTO A COLON.**



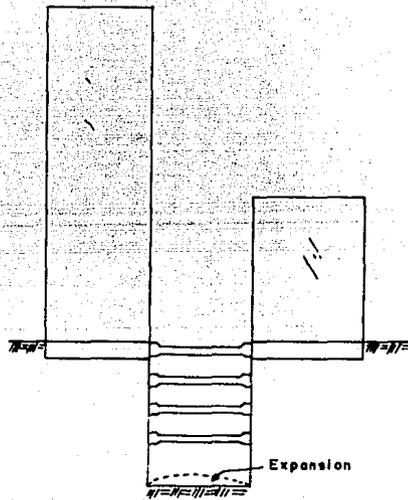
**FIG. I.1.6.- POLIGONO DE FRECUENCIAS DEL ESPESOR DE LA PRIMERA CAPA DURA**



**FIG. I.1.7.- POLIGONO DE FRECUENCIAS DE MATERIALES QUE CONSTITUYEN LA PRIMERA CAPA DURA**



a) ASENTAMIENTOS EN ESTRUCTURAS VECINAS A CAUSA DEL ABATIMIENTO DEL NIVEL FREATICO.



b) EXPANSIONES EN EL FONDO DE LA EXCAVACION.

**FIG. I.3.1.- CAUSAS MAS COMUNES POR LAS QUE FALLAN LAS CIMENTACIONES COMPENSADAS**

MATERIAL DEL PILOTE	CONSISTENCIA DE ARCILLA	COHESION, C Ton/m <sup>2</sup>	ADHERENCIA, FA Ton/m <sup>2</sup>
CONCRETO Y MADERA	BLANDA	0-4	0-3.5
	FIRME	4-8	3.5-4.5
	DURA	8-15	4.5-7.0
ACERO	BLANDA	0-4	0-3
	FIRME	4-8	3-4
	DURA	8-15	?

TABLA I.3.1. DE TOMLINSON

## REFERENCIAS I

- 1.- Marsal, R. J. y Mazari, M.- El subsuelo de la ciudad de México - partes A y B ; Estratigrafía, propiedades y Hundimiento General.- Publicación del Instituto de - Ingeniería, Facultad de Ingeniería de La Universidad - Nacional Autónoma de México - 1959.
  
- 2.- Marsal, R. J., Sandoval, R. e Hiriart, F.- Hundimiento de la Ciudad de México. Observaciones y Estudios - Analíticos, Ediciones ICA - Serie B - No. 3 - 1952.
  
- 3.- Tomlinson, M. J., The Adhesión Of Piles Driven in clay Soil - Memoria del IV Congreso Internacional de Mecánica de Suelos y Cimentaciones-Londres - 1957.

**C A P I T U L O   I I**  
**I N V E S T I G A C I O N   D E L   S U B S U E L O**

## II.- INVESTIGACION DEL SUBSUELO

### II.1. TRABAJOS PRELIMINARES

Se proyecta la construcción de un edificio para estacionamiento en la calle de Abrahám González, entre las calles de Lucerna y Barcelona, Colonia Juárez, D.F., en la figura II.1.1. se muestra un croquis de localización del Predio.

De acuerdo a los estudios hechos por Marsal y - Mazari de zonificar la Ciudad de México en tres grandes áreas, atendiendo a un punto de vista estratigráfico, este predio se encuentra ubicado dentro de la zona del lago muy alterado por sobrecargas y bombeos que actualmente tiene un hundimiento regional aproximado de 5cm/año.

El edificio por cimentar no tiene estructuras - colindantes, al norte, sur y este colinda con terrenos baldíos mientras que al oeste colinda con la calle Abrahám González.

El predio ha estado sujeto a una precarga de -- aproximadamente  $3T/M^2$ , dado que anteriormente existía una casona de dos pisos, la cual fué demolida para este nuevo proyecto.

En cuanto a la topografía general del terreno - no existe un gran desnivel, ya que este se encuentra casi completamente plano.

En la zona donde se localiza el predio, según -

exploraciones hechas en sus vecindades, existe una capa compresible con espesor mayor de 20m.

El peso unitario medio  $\bar{w}$  (suma de cargas permanentes y vivas con intensidad máxima) de la estructura por construir es de  $\bar{w}_E = 9.27 \text{Ton/M}^2$ .

Para fines de aplicación del reglamento y de las normas del D.F., el predio queda localizado, -- a priori, en la zona III (art.262). Ya que  $\bar{w}_E = 9.27 \text{T/M}^2$ . ( $\bar{w} > 4 \text{T/M}^2$ ) y la profundidad de desplante será mayor de 2.5m., los requisitos mínimos para la investigación del subsuelo serán: (art.262 cso - C.III).

i).- Sondeos de penetración estándar para determinar estratigrafía, la posición del nivel freático si existe en la profundidad explorada y las propiedades índice de los materiales encontrados.

ii).- Estimación de las propiedades mecánicas pertinentes a partir de las propiedades índice, -- siempre que existan correlaciones aplicables a los materiales del sitio. En caso contrario, muestréoinalterado y pruebas de laboratorio para determinar las propiedades mecánicas de interés.

iii).- En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional.

El número mínimo de sondeos para esta zona es de

uno por cada 100m o fracción del perímetro mínimo de la superficie cubierta por la construcción (art.262 - III).

Como tenemos en nuestro terreno un perímetro de  $P=2(58.64) + 2(33.40) = 184.08m$ . Se realizaron para este predio dos sondeos los cuales se mencionarán más adelante.

## II.2. EXPLORACION Y MUESTREO DEL SUBSUELO

En un proyecto, es necesario considerar que los suelos se presentan en la naturaleza en una gran variedad y con propiedades mecánicas también diferentes, pues aún en los suelos homogéneos éstas varían de un punto a otro. Lo anterior trae consigo la necesidad de aplicar métodos de perforación distintos para obtener el tipo de muestra adecuado a la naturaleza del suelo, y lleva también a la ejecución de pruebas de laboratorio diferentes, cuya elección depende de las propiedades que sea de interés conocer, lo que a su vez depende del problema de ingeniería cuyo proyecto se realiza y de las condiciones del propio suelo.

En general, puede decirse que las propiedades mecánicas de más interés para el ingeniero que estudia el problema de una cimentación son: la resistencia del suelo y su compresibilidad (características esfuerzo-deformación).

La naturaleza del suelo y las características propias de la obra son determinantes para la elección del método de perforación, pues el conocimiento de las propiedades mecánicas del suelo que fundamental-

mente sea necesario determinar, obligan a que el método de exploración permita obtener una muestra adecuada, que podrá ser "inalterada" si conserva todas las características que el suelo tiene "insitu" es decir sin alterar su estructuración, contenido de agua, etc que condicionan su resistencia, compresibilidad y demás propiedades, propias del suelo en el estado en -- que se encuentra en la naturaleza.

Para estudiar cualquier tipo de cimentación es necesario elaborar un problema de exploración que permita obtener muestras alteradas e inalteradas, las -- primeras son muestras cuyo acomodo estructural se -- pierde a consecuencia de su extracción: se utilizan -- en el laboratorio para identificar el tipo de suelo -- a que corresponden, realizar pruebas índice y preparar especímenes recompactados para someterlos a pruebas mecánicas; las muestras inalteradas, son aquellas que su acomodo estructural está relativamente inalterado, se utilizan en el laboratorio para identificar el tipo de suelo a que corresponden para realizar pruebas -- índices, sobre todo para efectuar en ellas pruebas mecánicas.

La exploración del subsuelo se hará en puntos -- representativos del volumen que será afectado por la cimentación.

#### Métodos de Exploración.-

Toda investigación del subsuelo debe ser precedida de una información existente respecto de las condiciones geológicas del terreno acerca del lugar, en -- la mayor parte de las veces, esta información debe ser

suplementada con los resultados de investigación más directas; para estudios de cimentaciones, estas investigaciones las constituyen principalmente dos tipos -- de exploración preliminar y la exploración detallada o definitiva.

#### Exploración Preliminar.-

La exploración preliminar consiste en ejecutar unos pocos sondeos por un método rápido y obtener -- muestras suficientemente intactas de los suelos que -- forman cada uno de los estratos encontrados por las -- herramientas de sondeo. Estos sondeos se conocen como perforaciones exploratorias.

Las partículas desmenuzadas y el producto de retorno de la inyección de las perforaciones son inadecuadas para proveer una concepción satisfactoria de -- las características ingenieriles de los suelos encontrados o incluso del espesor y la profundidad de los diferentes estratos.

Es por ello que una vez efectuada la exploración preliminar, y de acuerdo a la importancia de la obra podría ser necesario un muestreo más refinado, -- ensayos en el terreno o ambos. Esta segunda etapa en los trabajos de exploración, es la exploración detallada o definitiva.

#### Exploración detallada o Definitiva.-

El muestreo que se haga en esta etapa proporcionará material para una investigación de las propiedades del subsuelo, por medio de ensayos de laboratorio

Los ensayos en el terreno como los de corte en el lugar o los de bombeo proporcionan información directa - relativa a detalles del perfil del suelo y a las propiedades del suelo "insitu".

Los métodos de sondeo definitivo son los siguientes:

- a).- Pozos a cielo abierto (con muestreo inalterado.
- b).- Métodos con tubo de pared delgada (shelby).
- c).- Muestreador Denison.
- d).- Método rotatorio para roca.

En ocasiones también se ha llegado a hacer uso de los métodos geofísicos de exploración para estudios de mecánica de suelo, en forma preliminar.

Los métodos geofísicos son los siguientes:

**Método Sísmico:** Este procedimiento se basa en la diferente velocidad de propagación de las ondas vibratorias de tipo sísmico a través de diferentes materiales.

**Método de Resistencia Eléctrica:** Este método se basa en el hecho de que los suelos, dependiendo de su naturaleza presenta una cierta resistividad eléctrica cuando una corriente es inducida en el medio.

**Método Magnético y Gravimétrico:** En el método magnético se usa un magnetómetro, que mide la compo

nente vertical del campo magnético terrestre en la zona considerada, en varias estaciones próximas entre sí. En los métodos gravimétricos se mide la aceleración de campo gravitacional en diversos puntos de la zona a explorar. Valores de dicha aceleración ligeramente más altos que el normal de la zona indicarán la presencia masiva de rocas; lo contrario será índice de la presencia de masas ligeras o cavernas y oquedades.

Por medio de estos métodos, es posible obtener información acerca del plano de separación entre el suelo y la roca, si la roca es sana y su superficie superior no es demasiada irregular. Se puede determinar la posición y la topografía de la misma mucho más económica y rápidamente que por medio de perforaciones.

La descripción de cada uno de estos métodos puede consultarse en la ref. <sup>(1)</sup>

En cada uno de los sondeos se llevará un registro en el que se indicará las propiedades extremas de los estratos y de las muestras. Incluyendo su clasificación preliminar, así como la posición del nivel freático.

Las muestras se identificarán mediante una tarjeta que contenga los siguientes datos: número de la muestra, denominación del sondeo, profundidad, fecha de extracción y nombre de la obra.

Estas muestras se protegerán contra pérdidas de humedad cubriéndolas con polietileno o con manta impregnada de una mezcla de parafina y brea. Las muestras

tras inalteradas se empacarán y protegerán de tal manera que se evite la alteración, de su estructura durante su traslado al laboratorio.

Debido a la información que se obtuvo en los trabajos preliminares en nuestro caso, se realizaron dos tipos de sondeos para conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo, uno exploratorio y otro mixto, ambos a 35m de profundidad. El sondeo exploratorio se realizó empleando la herramienta de penetración estándar, obteniendo muestras representativas alteradas a cada 60cm. Y midiendo el índice de resistencia a la penetración de los materiales atravesados. El sondeo mixto se efectuó combinando el uso de la herramienta de penetración estándar con el hincado, a presión de tubos shelby de 10cm de diámetro, obteniendo muestras inalteradas.

Para investigar las características de los depósitos superficiales, se excavaron cinco pozos o cielo abierto, a 1.5m de profundidad promedio registrándose la estratigrafía de sus paredes con técnica de campo.

En la figura II.2.1. se presenta la localización de los sondeos y pozos a cielo abierto.

A continuación se describen los tipos de sondeos realizados.

#### Sondeo Exploratorio

Penetración estándar.

Es una prueba "insitu" que permite determinar -

la consistencia en suelos finos y la compacidad de las arenas, relacionándola con la resistencia ofrecida al hincado de un muestreador estándar cuyas dimensiones se muestran en la figura II.2.2.

Tiene ventaja sobre otras pruebas de penetración, pues al mismo tiempo que da a conocer aproximadamente la consistencia y compacidad de los suelos, permite obtener muestras alteradas de los mismos que sirven para ejecutar en ellas algunos ensayos, tales como límites, granulometrías, densidades de sólidos, peso volumétrico, etc.

Se ha tratado de correlacionar los resultados de la prueba de penetración estándar, con la resistencia a la compresión simple de suelos finos, (arcillas y arenas limosas); sin embargo, esta correlación no es muy confiable y es mejor determinar esta resistencia por medio del ensaye de compresión simple. En la figura II.2.3 y tabla II.2.1 se muestran tales relaciones.

La prueba de penetración estándar se efectuó con un martinete de 63.5Kg. (140 LB) dejado caer libremente desde una altura de 76cm. (30") y contando el número de golpes necesarios para introducir 30cm. (un pie) del muestreador o penetrómetro estándar - (ver figura II.2.2.).

La resistencia a la penetración se expresó por el número de golpes necesarios para lograr la penetración de los 30cm. intermedios.

## EL SONDEO MIXTO

Este tipo de sondeo se realizó combinando el uso de la prueba de penetración estándar y tubos shelby.

El sondeo consistió en lo siguiente:

Primero se hince el muestreador de penetración estándar, en toda su longitud, registrándose el número de golpes contra la longitud hincada, se retira el muestreador, se abre y se obtiene la muestra, a continuación se amplía con broca tricónica la perforación hasta la profundidad dejada, nuevamente se hince el muestreador siguiendo el procedimiento mencionado anteriormente, obtenidos dos tubos de penetración estándar, se procede a continuación al hincado a Presión de un tubo shelby de 10cm de diámetro y un metro de longitud terminando esto se volverá de nuevo a seguir el mismo procedimiento que se describe en la primera parte, cuantas veces se requiera hasta llegar a la profundidad deseada.

El Muestreo con tubos de pared delgada (shelby) es el más utilizado para obtener muestras inalteradas de suelos finos blandos a semiduros, localizados arriba o abajo del nivel freático.

Es un tubo liso afilado, usualmente de 7.5 a 10-cm de diámetro, que se hince a presión para obtener muestras relativamente inalteradas.

Este muestreador está constituido por un tubo de latón acerado afilado en su parte inferior y unido por el superior con la cabeza muestreadora, a su vez montada al final de la columna de barras de perforación, con las que se empuja el muestreador mediante un siste

ma hidráulico.

En la fig. II.2.4. se presenta el muestreador - con los tipos de cuerda y cabezales usuales; el prime ro con tres tornillos allen y el segundo con cuerda, - el cual ha demostrado ser más confiable que el prime- ro, aún operando en suelos duros.

La cabeza tiene perforaciones laterales y una - válvula esférica de pie que abre durante la etapa de - muestreo, para permitir el alivio de la presión del - interior del tubo, posteriormente se cierra para pro- teger a la muestra de las presiones hidrodinámicas -- que se generán durante la extracción del muestreo. - <sup>(2)</sup>

En la fig. II.2.5 se anotan las dimensiones que necesariamente deben satisfacer estos muestreadores - para los diámetros usuales de 7.5 y 10cm.

Los tubos utilizados no deben deformarse al in- troducirlos en el terreno, además su espesor debe- ser tal que se evite la alteración de las muestras. Se considera que el tubo muestreador proporciona mues- tras "inalteradas" cuando la relación entre el área - del anillo formado, por el espesor de la pared del -- tubo y el área exterior del muestreador es menor o -- igual al 10%.

$$R.A. = \frac{De^2 - Di^2}{De^2} = 10\%$$

Donde: De - es el diámetro exterior del tubo y - Di- el interior.

El muestreador shelby se hinca, con velocidad - constante entre 1 y 30 cm/seg., una longitud de 15cm-menor a la del tubo, para dejar espacio donde alojarlos azolves que pudieran haber quedado dentro del tubo mismo. Después del hincado, se deja en reposo aproximadamente un minuto para que la muestra expanda en su interior y aumente su adherencia; en seguida se corta la base de la muestra girando dos vueltas el muestreador y se procede a sacarlo al exterior, donde se limpia e identifica, se clasifica y protege a la muestra.

#### SONDEO POZOS A CIELO ABIERTO.

Este tipo de sondeo se efectuó para investigar las características de los depósitos superficiales.

Este método permite observar directamente la estratigrafía del subsuelo, con el objeto de apreciar las condiciones de cimentación, información muy útil cuando no es posible obtener muestras inalteradas, como en el caso de arenas o suelos con grandes cantidades de boleos y gravas.

Los pozos a cielo abierto, se limita su aplicación a pozos de someras profundidades.

La prueba consiste en excavar un pozo de dimensiones suficientes para que un técnico pueda directamente bajar y examinar los diferentes estratos de suelo en su estado natural y los tipos de cimentaciones de las conlindancias, por lo regular los pozos se excavan en sección cuadrada de 1.5 m. de lado.

El equipo y materiales que se emplean para la realización de los pozos son: picos, palas y barretas.

El material que se encontró en este tipo de sondeo se muestra en la figura II.2.6.

### II.3. PRUEBAS DE LABORATORIO.

Las muestras obtenidas durante los trabajos de exploración se mandarán al laboratorio, protegidas debidamente para evitar las pérdidas de humedad y de estructura en el caso de que el muestreo sea del tipo inalterado.

El conocimiento de las principales características físicas y mecánicas de los suelos es de suma importancia en el proyecto de una cimentación, pues mediante una interpretación de estas características se puede predecir el futuro comportamiento del terreno sobre el cual se vá a cimentar.

Las pruebas de laboratorio tienen la finalidad determinar en forma razonable, la naturaleza y las propiedades del subsuelo, dividiéndose en pruebas índice o cualitativas y pruebas para la determinación de las propiedades mecánicas del suelo o cuantitativas.

Las pruebas que se realicen dependerán del problema que se vaya a resolver. La tabla II.3.1. proporciona una guía de las pruebas que son necesarias para algunos problemas específicos de mecánica de suelos.

Las pruebas índice o cualitativas nos sirven para conocer las principales características físicas de los suelos. En estas pruebas las muestras alteradas e - -

inalteradas, se someterán a los siguientes ensayos:

Determinación del contenido natural de agua.

Límites de plasticidad.

Análisis granulométrico y densidad de sólidos.

La determinación de las propiedades índice debe realizarse en cada uno de los estratos identifica bles.

Los materiales encontrados se identificarán y - clasificará, a partir de sus propiedades índice, de - acuerdo con el sistema unificado de clasificación de - suelos (SUCS), la cual se presenta en forma resumida - en la tabla II.3.2.

Estas pruebas se realizarán en muestras apropia das y en número suficiente para completar debidamente la clasificación a la véz obtener en forma cualitativa las propiedades de los suelos.

Las pruebas para la determinación de las propie dades mecánicas del suelo o cuantitativas son de suma im portancia ya que nos dan una idea aproximada de las - condiciones a las que va a estar sometido el subsuelo durante la construcción y vida útil del proyecto. Es tas pruebas son las siguientes: Pruebas de compresibi lidad, pruebas de permeabilidad y pruebas de resisten cia.

Debe tomarse en cuenta que los resultados que - se obtengan tanto de la exploración del subsuelo como de las pruebas de laboratorio, no serán suficientes - para el adecuado proyecto de una cimentación. Este - dependerá, entre otros factores, de la buena aplicaca ción que se le da a las teorías de capacidad de car-

ga del suelo y de cimentación que se conozcan, así como también a la experiencia del proyectista.

Para nuestro caso, en las muestras representativas alteradas, obtenidas con la herramienta de penetración estándar, se hicieron las siguientes pruebas de laboratorio:

- a).- Clasificación visual y al tacto, en estados - húmedo y seco.
- b).- Contenido natural de agua.
- c).- Límites de consistencia.
- d).- Granulometrías.
- e).- Densidad de sólidos.

En las muestras inalteradas, además de las anteriores pruebas, se hicieron:

- f).- Resistencia al esfuerzo cortante con torcómetro.
  - g).- Compresión axial sin confinamiento.
  - h).- Peso volumétrico natural.
  - i).- Consolidación estándar en anillo flotante.
- a).- Clasificación visual y al tacto, en estados húmedo y seco. Esta prueba se hace para muestras alteradas e inalteradas en base a las ideas de casagrande<sup>(2)</sup> quedamos a continuación, que han demostrado ser muy útiles, siempre que se empleen por personal que tenga cierta experiencia.

Los suelos de grano grueso se reconocén, en general, fácilmente por simple inspección visual. Para distinguir las gravas de las arenas se usa el tamaño de -- 1/2 cm como equivalente a la malla No.4 y para la estimación del contenido de finos (limos y arcillas) basta considerar que las partículas de tamaño correspondiente a la malla No.200 son aproximadamente las más pequeñas que pueden distinguirse a simple vista, por lo cual -- es muy difícil distinguir entre sí, las arenas de los -- suelos finos, pero existen otras características que -- sí hacen posible ésto y son:

- En general los colores oscuros, el gris, el -- castaño y el negro, indican suelos orgánicos, aunque -- hay bastantes casos en que esto no es cierto. Los colo -- res brillantes, rojo, amarillo, etc., indican, en cam -- bio, casi absoluta seguridad de suelos inorgánicos.

- Los suelos orgánicos huelen muchas veces, y en -- especial si se trata de fangos, huelen a metano, este -- reconocimiento se hace en muestra seca.

- Los suelos arenosos son asperos. Los limos son -- muy suaves, pero dan sensación de secos, mientras que -- las arcillas tienen un tacto grasiento, además la arcilla se pega mucho a los dedos y se seca lentamente sobre ellos, mientras que el limo se seca rápidamente y -- se desprende perfectamente dando palmadas, sin dejar -- apenas mancha.

b).-- Contenido natural de agua. El contenido de agua (W) se define como la relación entre el peso del agua y el peso de los sólidos contenidos en una muestra de suelo. - Se expresa regularmente en porcentaje.

Para la obtención de esta relación se parte de muestras alteradas o inalteradas; tomándose en caso de no estar especificado, un peso inicial de acuerdo a:

Tamaño Máximo de partículas	Peso Mínimo de muestra
0.42mm (No.40)	10.0gr
0.76mm (NO.4)	100.0gr
12.70mm (1/2")	300.0gr
25.40mm (1")	500.0gr
50.60mm (2")	1000.0gr

El procedimiento consistió en secar la muestra previamente pesada (Wh) dentro de un horno controlado a temperatura constante de  $110 \pm 5^{\circ}\text{c}$ , durante 18-20hrs. Al finalizar este proceso se pesa la muestra seca -- (Ws). La temperatura especificada se debe dejar a --  $60 \pm 5^{\circ}\text{c}$ . Cuando se tenga suelos con un alto contenido de yeso o suelos orgánicos.

Los errores más frecuentes en esta determinación son los derivados de una variación importante de la -- temperatura dentro del horno, debido a un control deficiente.

El valor del contenido de agua se obtiene aplicando la fórmula:

$$W(\%) = \frac{W_h - W_s}{W_s} \times 100$$

donde  $W_h$  = peso del suelo húmedo

$W_s$  = peso del suelo seco

$W(\%)$  = Contenido de humedad en %

c).- Límites de consistencia.

- Límite líquido.- El límite líquido ( $W_l$ ) se define como el contenido de agua de un suelo, expresado en porcentajes para el cual se cierra una ranura, de dimensiones normalizadas en una muestra remoldeada, colocada en un aparato especificado, al someterla a 25 impactos.

La prueba deberá realizarse con una muestra que no haya sufrido secado posterior a la extracción. Se requiere aproximadamente 200gr., de material que pase la malla No. 40 para la preparación de la muestra, se deberá secar una pastilla de aproximadamente 10gr. en el horno durante 24hrs., si el material seco se desmorona fácilmente al presionarlo con los dedos, séquese la muestra y cribese posteriormente por la malla #40- al material que se le agrega agua suficiente para formar una pasta suave y se le deja reposar dentro de un frasco durante 24hrs., si el material seco presenta resistencia apreciable, lávese la muestra utilizando la malla No.40 evaporando el agua de lavado, hasta -- que se forme una pasta suave, déjese reposar la muestra obtenida durante 24hrs.

Para ejecutar la prueba (ref.3 ) dentro del -- cuarto húmedo, se mezcla sobre un vidrio plano la -- muestra hasta homogenizarla, se colocan de 50 a 75gr-

en la copa, y engrasa la superficie. Con el ranurador se labra la abertura que debe tener una longitud de 4cm aproximadamente. Se actúa la manija del aparato a razón de 2 golpes por segundo hasta que la ranura se cierre en una longitud de 1.3cm. mezcla nuevamente el suelo y repítase el procedimiento hasta que se obtengan dos determinaciones con diferencia máxima de un golpe. Obtengase el contenido de agua de 10gr. de material que se toman de la proximidad de la ranura.

Repítase el procedimiento agregando agua o secando el material hasta obtener cuatro determinaciones, cuyo número de golpes esté comprendido entre 10 y 35.

Con los contenidos de agua obtenidas, dibújese la gráfica No. golpes-contenido de agua en papel semi-logarítmico y encuéntrese el contenido de agua correspondiente a 25 golpes.

La gráfica resultante (figura II.3.1.) será aproximadamente una línea recta llamada curva de fluidez cuya ecuación es:

$$W = Fw Lg + C$$

donde:

W= Contenido de agua

Fw= Índice de fluidez que es igual a la variación de w en un ciclo de la escala logarítmica.

N= Número de golpes

C= Constante igual a la ordenada correspondiente a 1 golpe.

- Límite plástico se define como el contenido de agua con el que se rompe en fragmentos de 1,0 cm. un rollo de -- 0.32cm. (1/8") de diámetro, formado con un suelo al ro-- darlo con la palma de mano sobre una superficie plana.

- Índice de plasticidad se define como el intervalo -- de contenidos de agua donde el suelo exhibe propiedades-- plásticas.

$$I_p = W_L - W_p$$

d).- Granulometrías.- se define como granulometría de un suelo la distribución cuantitativa del tamaño de -- las partículas que lo forman. Esta determinación se ha-- ce por cribado a través de mallas para las partículas ma -- yores de 0.074 mm y por sedimentación, usando el hidróme -- tro para las partículas menores (métodos de análisis com -- binado).

La obtención de la curva granulométrica se hace par -- tiendo de muestras alteradas o inalteradas. La muestra -- representativa deberá contener por lo menos 50gr. de ma -- terial que pase la malla No.200 y 300gr. que la malla -- No.4.

El procedimiento consistió en secar la muestra al - -- aire y separarla en dos fracciones utilizando la malla - -- No.4. el material que pasa la malla No.4 se toma por cuar -- teo una muestra de 300gr. y se lava sobre la malla No.-- 200 utilizando agua destilada, recuperando en un reci -- piente la totalidad del agua utilizada. El suelo reteni -- do se somete a secado en horno.

Se efectúa el cribado de la fracción retenida en --

la malla No.4 utilizando las mallas necesarias. Se --  
 hace el cribado del material retenido en la malla No. --  
 200 utilizando las mallas necesarias.

Se sugiere para el cribado de las muestras, utilizar  
 la secuencia de mallas siguientes:

Mat.ret. en No.4		Mat.pasa No.4	
Malla	Diámetro en mm	Malla	Diámetro en mm
3"	76.2	No.10	2.00
2"	50.8	No.20	0.840
1"	25.4	No.40	0.420
1/2"	12.7	No.100	0.149
3/8"	9.52	No.200	0.074

Para cada malla se deberá anotar el peso del mate--  
 rial retenido que se obtenga.

El cálculo de la prueba se hace siguiendo los pasos  
 siguientes:

a).- Calcúlese el porcentaje respecto al peso total  
 la muestra de los materiales retenidos en las mallas --  
 usadas y el que corresponde a los diámetros calculados --  
 en la prueba del hidrómetro.

b).- Calcúlese el porcentaje acumulado del material  
 que ha pasado por cada malla y menor que el diámetro cal  
 culado en la prueba de hidrómetro.

c).- Dibújese la curva granulométrica, utilizando --

papel semilogaritmico colocando en las abscisas el diámetro y en las ordenadas el % acumulado que pasa.

e).- Densidad de sólidos.- La densidad de sólidos (Ss) se define como la relación entre el peso específico de la materia de las partículas del suelo y el peso específico del agua destilada a 4°C.

En la práctica las mediciones se efectúan a la temperatura ambiente y se hace la correlación necesaria.

Para la determinación se utilizan muestras alteradas y de acuerdo al tipo de suelo serán necesarias:

Tipo de Suelo	Tamaño de Muestra
Suelos Cohesivos	25-50gr
Arenas finas	50-80gr
Gravas y arenas gruesas	500-1000gr

Para el caso de suelos cohesivos y arenas finas -- que fueron los tipos de estratos a los que se hicieron esta prueba, ya que no se tuvieron estratos de gravas y arenas gruesas, el procedimiento que se siguió consistió en hacer con la muestra de suelo y agua destilada -- una pasta, colocarla con agua suficiente para tener un volumen de 150cm<sup>3</sup> en el vaso del agitador mecánico y -- agitarla durante 15 minutos. Vaciar la mezcla en el matríz previamente calibrado y sujetarla a vacío durante 30 minutos, esto es, se lleva a la parrilla a calentar para extraerle el aire contenido en la muestra. Llevar el matríz hasta la marca de calibración tomar la temperatura y pesar el matríz con su contenido (Wbws). Tomar

la temperatura, vaciar contenido a un recipiente y sujetarlo a secado a una temperatura de  $110 + 5^{\circ}\text{C}$ , pesar el suelo seco ( $W_s$ ). El error más frecuente en esta prueba es el provocado por un procedimiento de desaire suficiente.

El valor de la densidad de sólidos se obtiene aplicando la fórmula :

$$S_s = \frac{W_s K}{W_{bw} + W_s - W_{bws}}$$

- donde :
- $W_s$  Peso de sólidos
  - $W_{bws}$  Peso del matr az + agua + suelo
  - $W_{bw}$  Peso del matr az + agua a la temperatura de prueba.
  - $K$  Coeficiente de correlación por temperatura. (ver tabla 2.1. de la ref. 2) .

f).- Resistencia al esfuerzo cortante con torcómetro. El torcómetro también llamado veleta es empleado para medir directamente la resistencia al corte en suelos cohesivos particularmente en condición drenada. Este aparato es utilizado directamente en el campo aplicando sobre las paredes de un pozo a cielo abierto, o bien en el laboratorio, se aplica en cada tramo de 25cm. de muestra inalterada, obteniéndose directamente la cohesión del suelo así ensayado.

g).- Compresión axial sin confinamiento.- La prueba de compresión no confiada consiste en aplicar una carga vertical a un espec men cilíndrico con relación de esbeltes 2.5 y llevarlo a la falla sin proporcionarle

ningún soporte lateral. A pesar de su difícil interpretación esta prueba es comúnmente usada para estimar la cohesión del material en condiciones no drenadas, la cual se considera igual a la mitad del máximo esfuerzo axial aplicado durante la prueba; ésta queda circunscrita a suelos cohesivos, pues en los no cohesivos es imposible labrar la muestra. Esta prueba se llevó a cabo de la manera siguiente:

Se coloca la probeta de material inalterado ensayada en una membrana de hule y se amasa con los dedos para asegurar el remoldeo completo del espécimen. Se compacta por amasado en un molde cilíndrico para darle las mismas dimensiones de la probeta del material inalterado. Se coloca un disco de plástico en cada uno de los extremos de la probeta, se instala la probeta en el dispositivo de carga, colocando un anillo dinamométrico para medir la carga. Esta se va aplicando en el portapesas un incremento de aproximado el 10% de la carga de falla cada minuto. Al aproximarse a ésta, la magnitud de los incrementos se fue reduciendo a la mitad de este valor y se continuó aplicandolos cada minuto. Las lecturas del extensómetro se registran 5 seg. antes de aplicar el siguiente incremento de carga.

Se suspende la prueba si la probeta falla repentinamente o al alcanzarse una deformación unitaria del -- 25%.

Los cálculos que se hacen son los siguientes para cada etapa de la prueba:

- Deformación axial unitaria

$$E = \frac{\Delta h}{h} \quad \text{donde: } \Delta h = \text{Variación en la altura de la probeta.}$$

h= Altura inicial del espécimen

- Area corregida

Falla plástica

Falla no plástica

$$A_{\text{corr}} = \frac{A_i}{1-E}$$

$$A_{\text{corr}} = \frac{A_i + A_f - A_i}{dt} dx$$

donde:

A<sub>corr</sub> = Area corregida en cm<sup>2</sup>

A<sub>i</sub> = Area inicial en cm<sup>2</sup>

A<sub>f</sub> = Area final en cm<sup>2</sup>

dx = Deformación en el instante considerado, en mm.

dt = Deformación total en mm.

Se calcula el esfuerzo aplicado y se dibuja la curva esfuerzo deformación axial unitaria.

$$\sigma = \frac{P}{A_{\text{corr}}}$$

P = Carga

A<sub>corr</sub> = Area corregida

Al momento de llegar al esfuerzo último en el - - cual la muestra falla, entonces se suspende la prueba. Obtenemos la cohesión a partir de:

$$C = \frac{qu}{2}$$

h).- Peso volumétrico natural.- El procedimiento consistió en labrar una muestra de suelo con una forma geométrica regular, dentro de un cuarto húmedo. (cilíndrica o cúbica). Medir con la máxima aproximación las dimensiones características de la muestra labrada,-

pesar la muestra ( $W_m$ ).

El volumen de la muestra se calcula a partir de las dimensiones determinadas por medición directa. -- Los pesos volumétricos se calculan aplicando la fórmula siguiente:

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m}$$

1).- Consolidación estándar en anillo flotante. El objeto de una prueba de consolidación es determinar el decremento de volumen y la velocidad con que este decremento se produce, en un espécimen de suelo, confinado lateralmente y sujeto a una carga axial. Durante la prueba se aplica una serie de incrementos crecientes de carga axial y por efectos de estos el agua tiende a salir del espécimen a través de piedras porosas colocadas en sus caras. El cambio de volumen se mide con un micrometro montado en un puente fijo y conectado a la placa de carga sobre la piedra porosa superior.

Para cada incremento de carga aplicada se miden los cambios volumétricos, usando intervalos apropiados para efectuar mediciones.

Los datos registrados conducen a la obtención de la curva de consolidación. Dibujando las lecturas del micrómetro como ordenadas, en escala natural y los tiempos, como abscisas, en escala logarítmica, se logra que la curva de consolidación obtenida en laboratorio sea fácilmente comparable con la curva teórica, lo cual permite establecer, toscamente, el grado de aplicabilidad de las teorías al problema específico trata-

tado. Es común encontrar, en la mayoría de los suelos arcillosos de alta plasticidad, una concordancia excelente hasta un 60% ó 70% de consolidación; adelante de estos límites la curva de laboratorio suele volverse - asintónica a una recta inclinada respecto a la línea horizontal por el valor 100% de consolidación secundaria y esta deformación adicional se atribuye, por hipótesis a un reajuste de las fuerzas de fricción dentro de la masa de suelo. Puesto que este cambio volumétrico secundario es generalmente muy pequeño (por lo menos para incrementos de carga relativamente importantes) en comparación con el que tiene lugar durante el efecto primario de expulsión de agua, su influencia se hace notoria sólo después de que se ha producido la mayor parte de la deformación volumétrica primaria.

Al realizar la prueba de consolidación unidimensional, cada incremento de cargas se mantiene el tiempo suficiente para que el tramo recto de consolidación secundaria se defina claramente; después de lo cual, - se podrá aplicar el siguiente incremento.

En las curvas de consolidación obtenidas para cada incremento de carga se selecciona un tiempo arbitrario tal que las lecturas del micrómetro en las diferentes curvas, caigan ya más allá del periodo de consolidación primaria. La presión y la lectura del micrómetro correspondientes a su tiempo proporcionan los datos de partida para el trazado de las curvas de compresibilidad.

En el eje de las ordenadas está la relación de va cíos la cual se obtiene de la forma siguiente:

$$e = \frac{H - H_s}{H_s}$$

$$H_s = \frac{W_s}{A S_s}$$

donde:

H Altura del espécimen  
Hs Altura de los sólidos  
Ws Peso de los sólidos  
A Area de la probeta  
Ss Densidad de sólidos

Sobre el eje de las abcisas en escala logarítmica las cargas aplicadas al suelo.

En las figuras II.3.2. y II.3.3. se presentan en forma gráfica los resultados de las pruebas de laboratorio correspondientes a los sondeos SE-1 y SM-1, incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar.

En las figuras II.3.4 y II.3.5. se muestran las curvas granulométricas, del análisis por mallas.

En las figuras II.3.6. II.3.7. II.3.8. y II.3.9.- se presentan las curvas de compresibilidad provenientes de las pruebas de consolidación estándar.

#### II.4. CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO EN EL SITIO.

El sitio en estudio se encuentra localizado como ya se menciona anteriormente en la zona del lago<sup>(1)</sup> de la ciudad de México y su estratigrafía, definida a partir de los resultados de campo y laboratorio, es la si

guiente.

De 0.0 a 1.8Mts. de profundidad se localiza un relleno constituido principalmente por materiales de desperdicio de construcciones, tales como pedacería de tabiques, gravas, arenas, limos y arcilla obscura con -- carbonato de calcio; su contenido natural de agua es de 20% y se encuentra en estado suelto.

De 1.8 a 3.5Mts. de profundidad se localiza un limo arenoso poco arcilloso de gris claro u oscuro, con pequeñas capas intercaladas de arcilla, limo arenosa, vetas de arena y de carbonato de calcio; su contenido natural de agua es de 55% y su estado es firme.

De 3.5 a 4.3Mts. de profundidad se localiza un limo arenoso poco arcilloso, de gris claro a oscuro, -- con pequeñas capas intercaladas de arcilla, limo arenosa, vetas de arena y de carbonato de calcio; su contenido natural de agua medio es de 70% y su estado es -- firme.

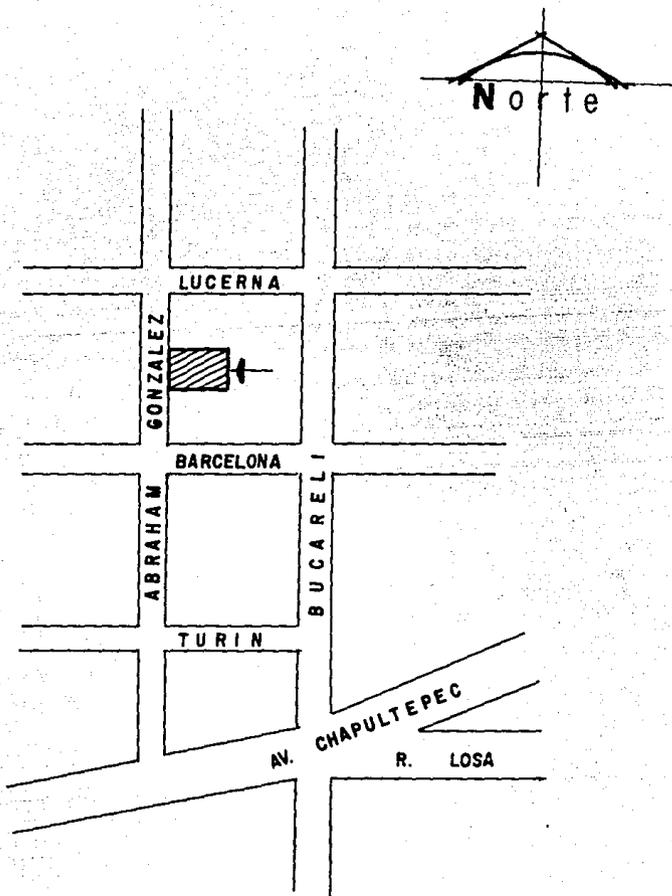
De 4.3. a 24.0 Mts. de profundidad se encontró -- una arcilla gris verdosa humedad con fósiles calcareos altos índices de carbonato de calcio, raíces ocasionales y vetas interestratificados de arena fina negra su contenido natural de agua de 100 a 450% su consistencia es muy blanda su densidad de solidos promedio es -- de 2.23 y su peso volumétrico promedio es de 1.22Ton/m<sup>3</sup>.

De 24.0 a 31.0Mts de profundidad se encontró una arcilla gris verdosa humedad con fósiles calcareas, altos índices de carbonato de calcio, raíces ocasionales su contenido natural de agua varía de 100 a 450% y su consistencia muy blanda su peso volumétrico es de 1.19 Ton/M<sup>3</sup>.

De 31.0 a 35.0Mts. de profundidad se encontró limo arcilloso gris verdoso con algunas gravillas aisladas e intercalaciones de carbonato de calcio; su contenido natural de agua medio es de 50% y su estado es muy compacto.

El nivel de aguas freáticas se encontró a 1.20Mts. de profundidad promedio con respecto al nivel natural del terreno en fecha en que se efectuó la exploración.

En la figura II.4.1. se muestra un perfil longitudinal según la línea que une los sondeos SE-1 y SM-1.



**FIG. II. 1. 1**  
**CROQUIS DE LOCALIZACION DEL PREDIO**

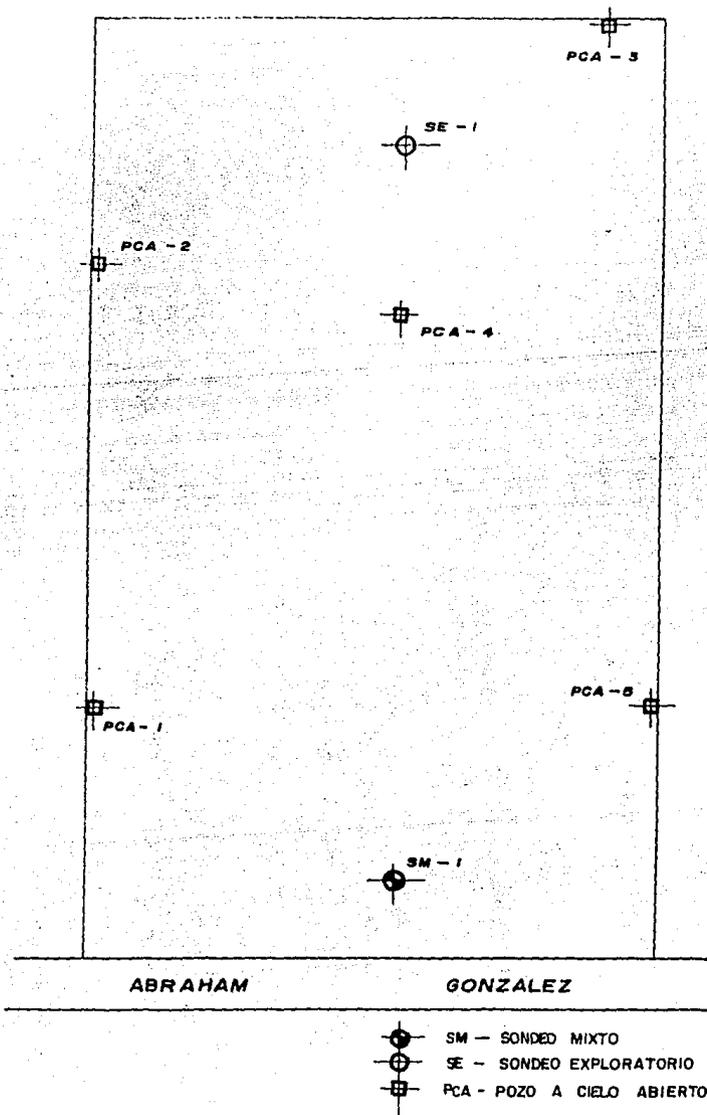
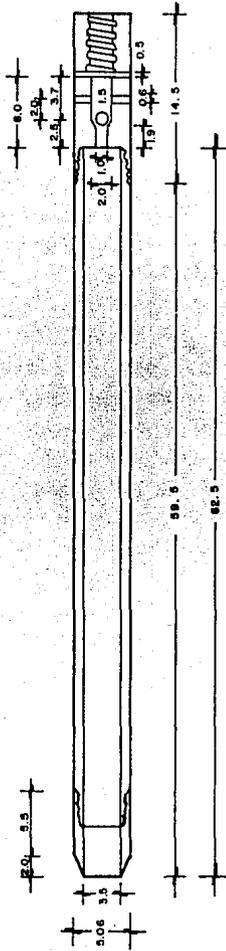
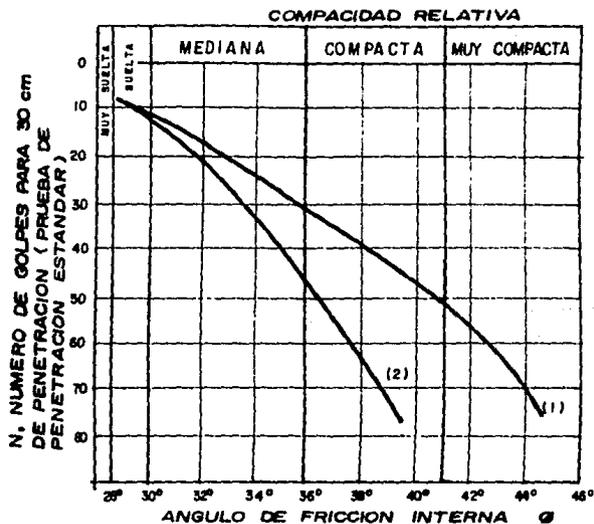


FIG. II. 2. 1.  
 LOCALIZACION DE SONDEOS Y POZOS A CIELO ABIERTO



ACOTACIONES EN CENTIMETROS

**FIG. II. 2.2**  
**PENETROMETRO ESTANDAR**



- 1). RELACION PARA ARENAS DE GRANO ANGULOSO O REDONDEADO DE MEDIANO A GRUESO.
- 2). RELACION PARA ARENAS FINAS Y PARA ARENAS LIMOSAS.

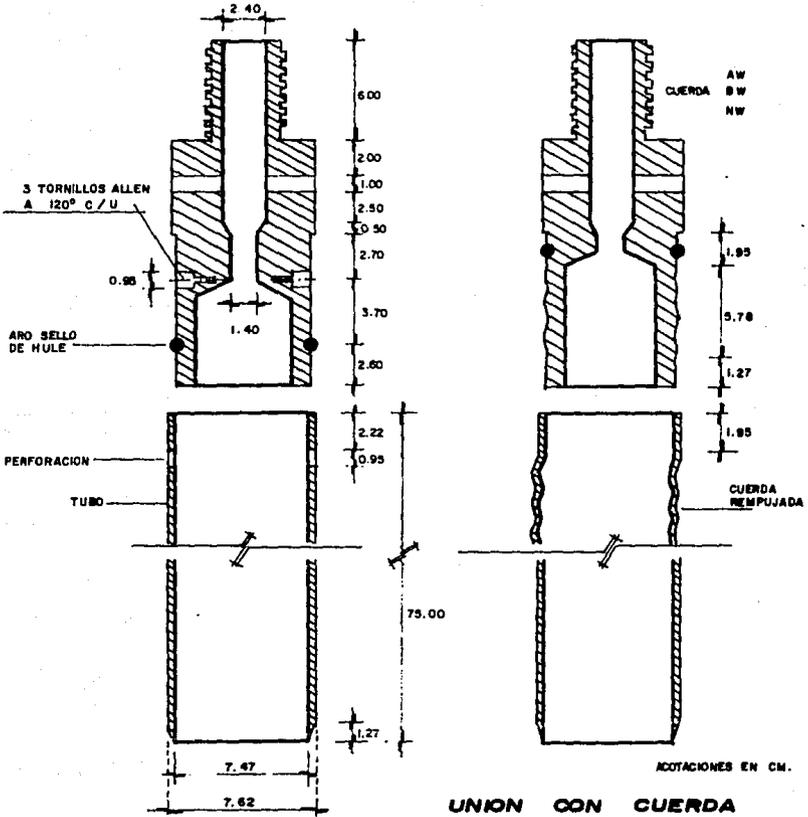
**FIG. II. 2. 3**

**RELACION DE NUMERO DE GOLPES Y COMPACIDAD RELATIVA.**

CONSISTENCIA	No. DE GOLPES, N	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE, $q_u$ Kg / cm <sup>2</sup>
MUY BLANDA	< 2	< 0.25
BLANDA	2 - 4	0.25 - 0.50
MEDIA	4 - 8	0.50 - 1.00
FIRME	8 - 15	1.00 - 2.00
MUY FIRME	15 - 30	2.00 - 4.00
DURA	> 30	> 4

**TABLA II. 2. 1.**

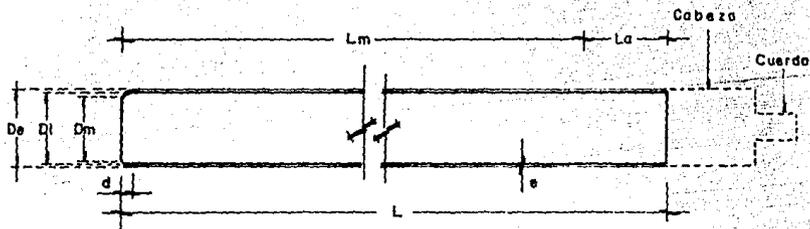
**RELACION DE NUMERO DE GOLPES CON, CONSISTENCIA Y RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE ( $q_u$ )**



**UNION CON TORNILLOS ALLEN**

**FIG. II. 2. 4.**

**MUESTREADOR DE PARED  
DELGADA**



Díam. nominal, en cm.	De, en cm	Di, en cm	Dm, en cm	e, en cm	d, en cm	L, en cm	L m en cm	Cuerda de unión
7.5	7.82	7.22	7.11 7.17	0.20	1.27	75	60	AW y BW
10.0	10.16	9.78	9.81 9.69	0.20	1.20	90	75	BW y NW

De: Diámetro exterior  
 Di: Diámetro interior  
 Dm: Diámetro muestra  
 e: espesor

d: Longitud aguzada  
 L: Longitud tubo  
 Lm: Longitud de muestreo recomendable  
 La: espacio para azolves

**FIG. II. 2. 5.**  
**DIMENSIONES DE LOS TUBOS DE**  
**PARED**  
**DELGADA**

$w$  = contenido de agua %  
 $w_L$  = límite líquido %  
 $w_p$  = límite plástico %  
 $I_p$  = índice plástico %  
 $C_r$  = compactación relativa.  
 $C_L$  = compactación (línea)  
 $S_s$  = densidad de sólidos.

$\gamma_h$  = peso volumétrico húmedo, Kg/m<sup>3</sup>.  
 $(\gamma_d)_{max}$  = peso volumétrico seco máximo Kg/m<sup>3</sup>.  
 $w_{opt}$  = Contenido óptimo de humedad, %  
 $e$  = relación de vacíos.  
 $CBR$  = valor relativo de soporte, %  
 $q_u$  = Resistencia axial no confinada, ton/m<sup>2</sup>  
 $G$  = Grado de saturación, %

TIPO DE SONDEO  
 POZO A CIELO ABIERTO  
 N. A. F. L2 m. Promedio.

PROF. m	DESCRIPCION	PERFIL	UNIDAD SUELO	w	w <sub>L</sub>	w <sub>p</sub>	I <sub>p</sub>	C <sub>r</sub>	C <sub>L</sub>	S <sub>s</sub>	$\gamma_h$	( $\gamma_d$ ) <sub>max</sub>	w <sub>opt</sub>	e	CBR	q <sub>u</sub>	G	OBSERVACIONES	
0	PCA-1	+																	
1		+																	
0		+																	
1	PCA-2	+																	
0		+																	
1		+																	
0	PCA-3	+																	
1		+																	
0		+																	
1	PCA-4	+																	
0		+																	
1		+																	
0	PCA-5	+																	
1		+																	
0		+																	



RELLENO



ARCILLA



LIMO



ARENA



GRAVA

FIGURA II.2.6.

PROBLEMA DE INGENIERIA	TIPO DE SUELO	PRUEBAS APROPIADAS
CAPACIDAD DE CARGA	ARCILLAS Y LIMOS.	1) CONTENIDO DEL AGUA. 2) LIMITES DE CONSISTENCIA. 3) PESO ESPECIFICO RELATIVO. 4) PESO VOLUMETRICO. 5) COMPRESION SIMPLE. 6) COMPRESION TRIAXIAL
	ARENAS	1), 3), 4), 6), 7) COMPACTIDAD 8) DISTRIBUCION DE TAMAÑOS DE PARTICULAS.
	GRAVAS	3), 4), 7), 8)
ASENTAMIENTOS	ARCILLAS Y LIMOS	1), 2), 3), 4), 8) PRUEBA DE CONSOLIDACION
	ARENAS	1), 3), 4), 7)
	GRAVAS	3), 4), 7)
FLUJO DE AGUA EN SUELOS	ARCILLAS Y LIMOS	1), 2), 4), 10) PRUEBAS DE PERMEABILIDAD
	ARENAS	1), 3), 4), 7), 8), 10)
	GRAVAS	3), 4), 7), 8), 10)
PRESION DE TIERRA	ARCILLA Y LIMOS	1), 2), 3), 4), 5), 6)
	ARENAS	1), 3), 4), 6), 7), 8)
	GRAVAS	3), 4), 6), 7), 8)
ESTABILIDAD DE TALUDES	ARCILLAS Y LIMOS	1), 2), 3), 4), 5), 6), 11) PRUEBA DE CORTE DIRECTO.
	ARENAS	1), 3), 4), 6), 7), 8), 11)
	GRAVAS	3), 4), 7), 8)

**TABLA II. 3. 1**

**PRUEBAS NECESARIAS PARA ALGUNOS PROBLEMAS ESPECIFICOS DE MECANICA DE SUELOS.**



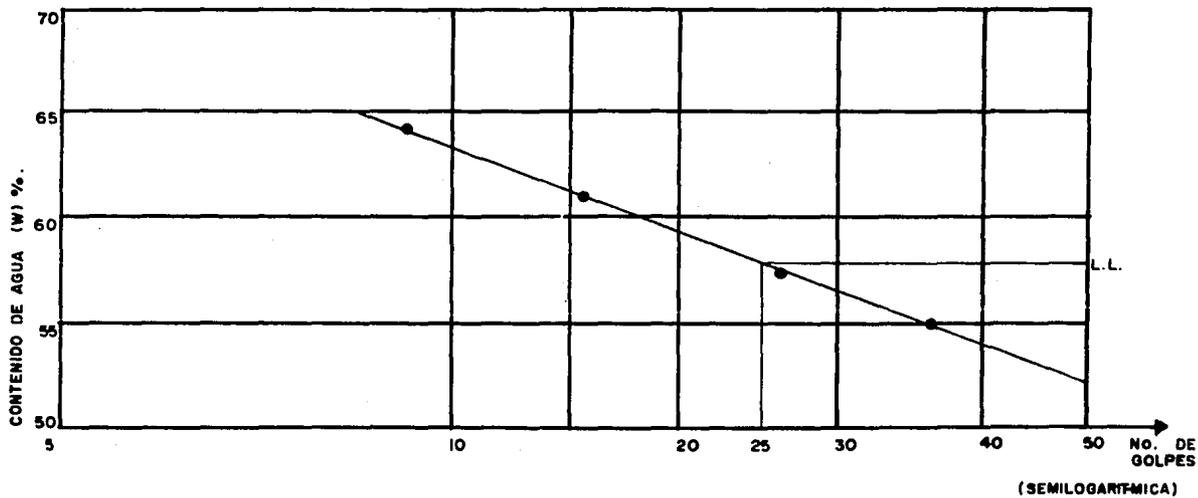


FIG. II. 3. 1 CURVA TIPICA RESULTANTE DE LA DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO.

TIRO DE SONDEO EXPLORATORIO  
NAF. 1.80 RNNT

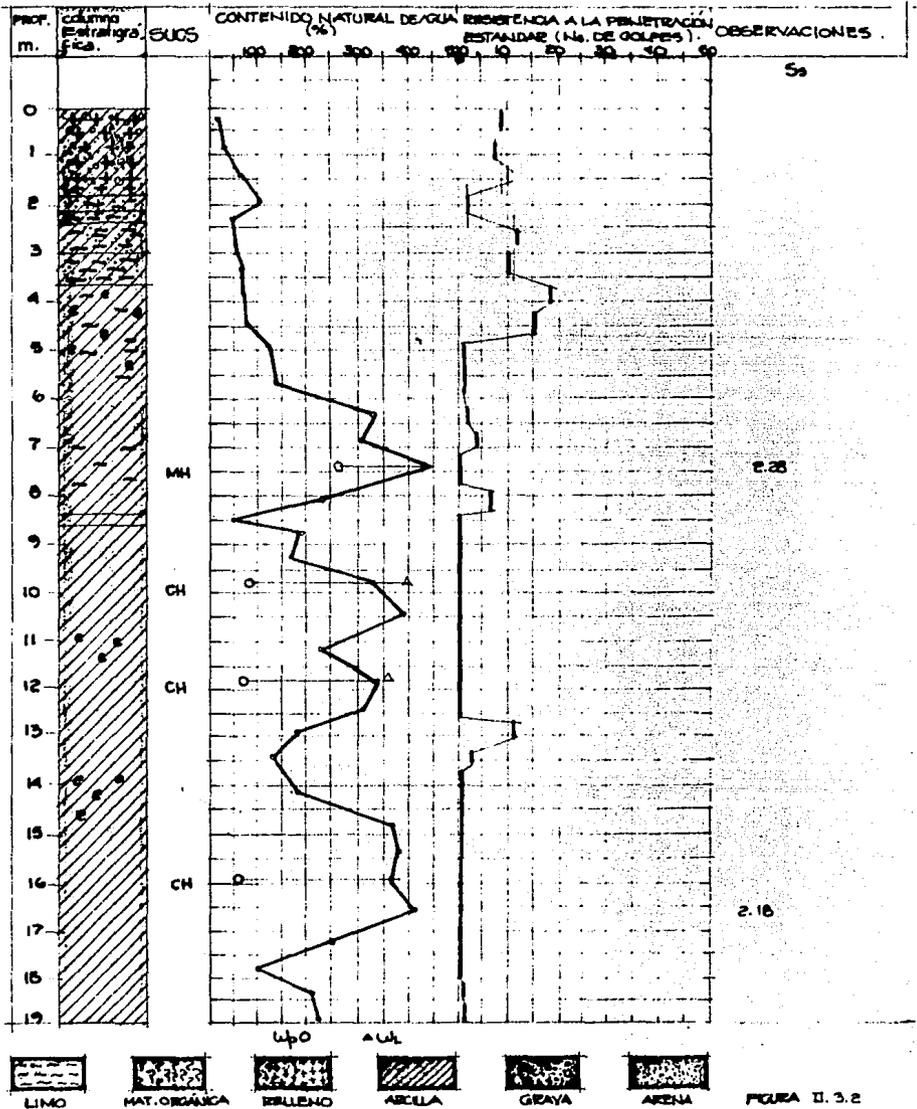


FIGURA II.3.2

TIPO DE SONDEO EXPLORATORIO, SE - I

N.A.F. 1.20 RNNT

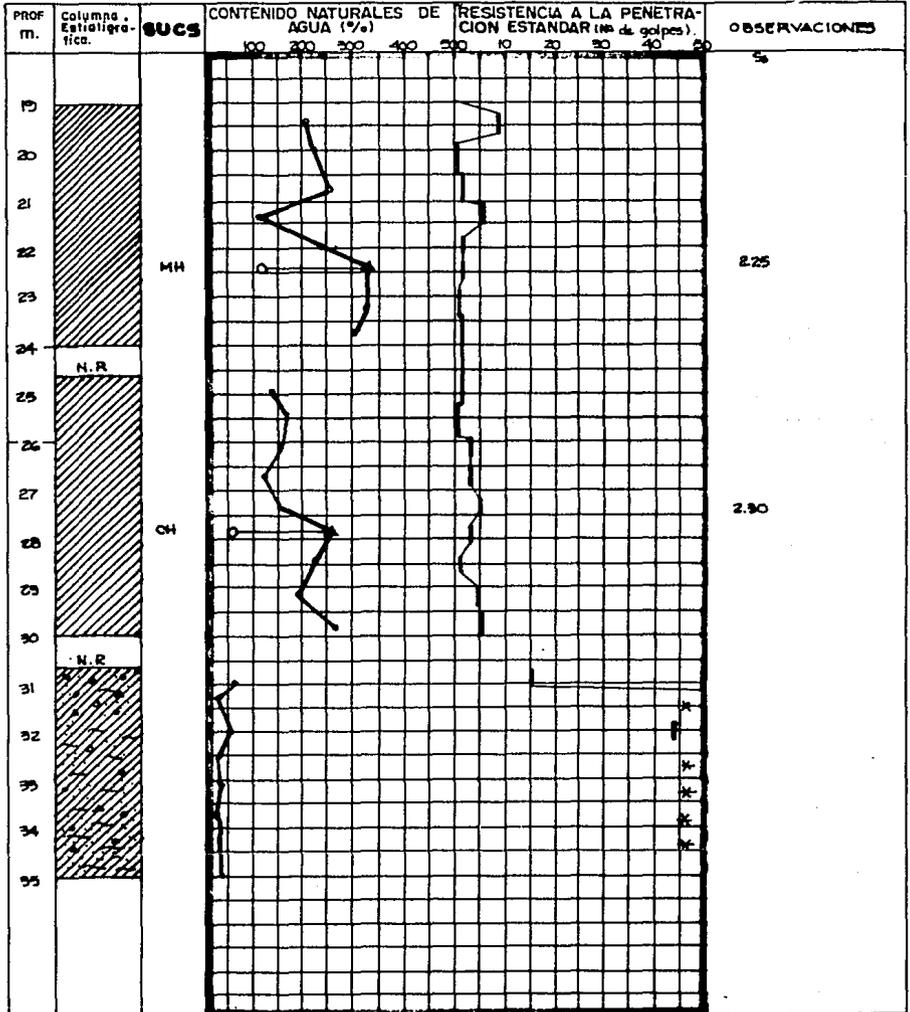


FIGURA II.3.2

N.A.F. 1.20 RNNT

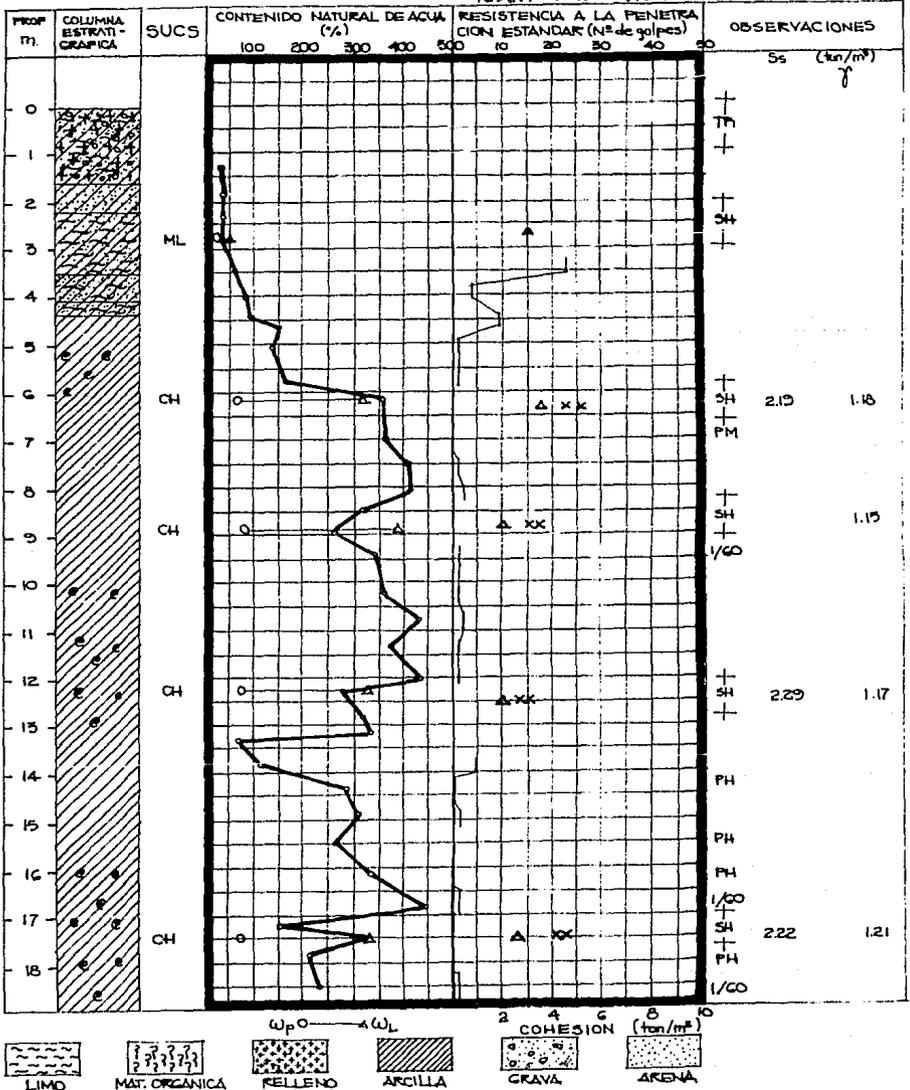
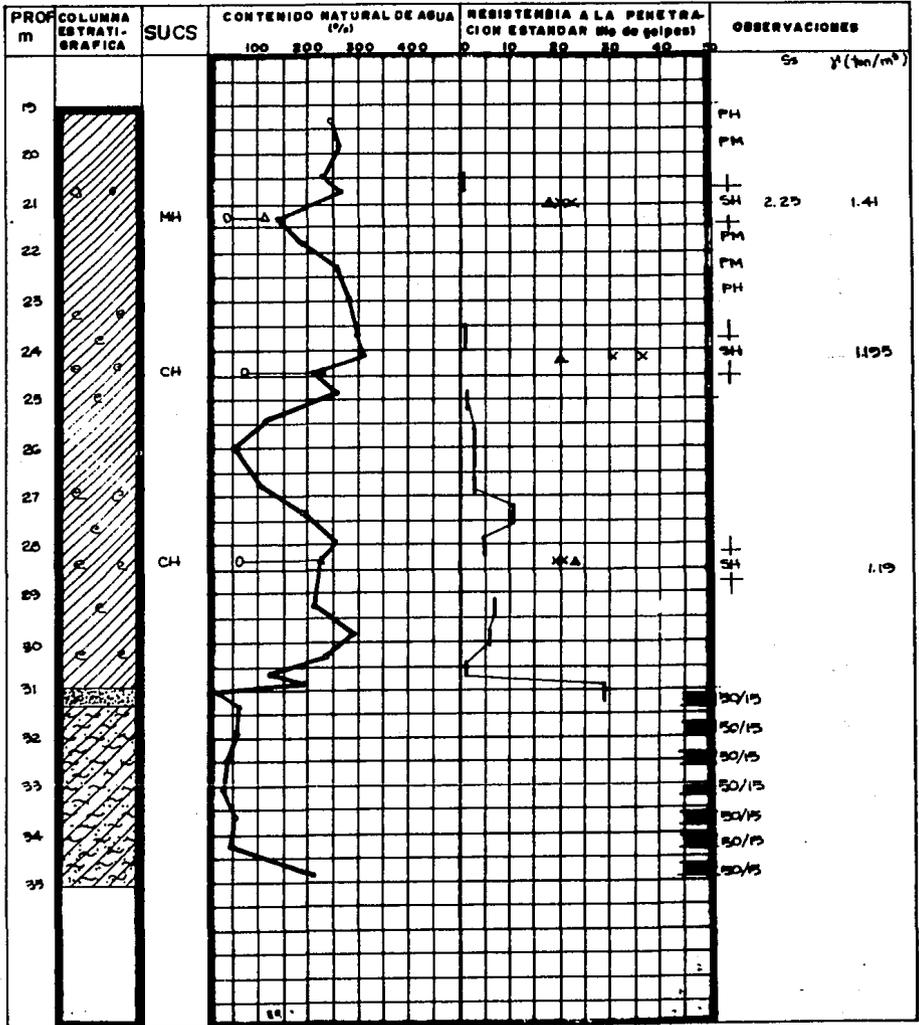


FIGURA II.3.3

TIPO DE SONDEO MIXTO SM-1

N.A.F. 1.20 R NNT



**SIMBOLOGIA**

- Limo
- Mot. Organica
- Rejento
- Arcillo
- Grava
- Arena

**Wp** — **wL**

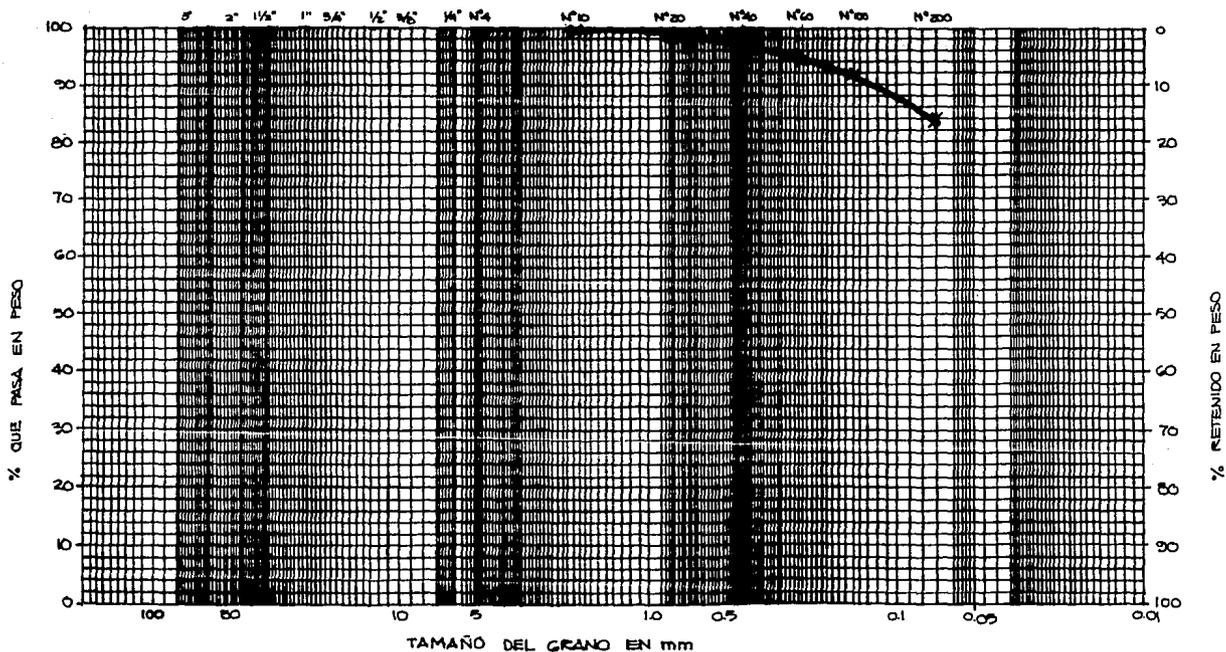
**RESISTENCIA DE SOLDOS**

**COHESION** (ton/rft)

**Observaciones:**

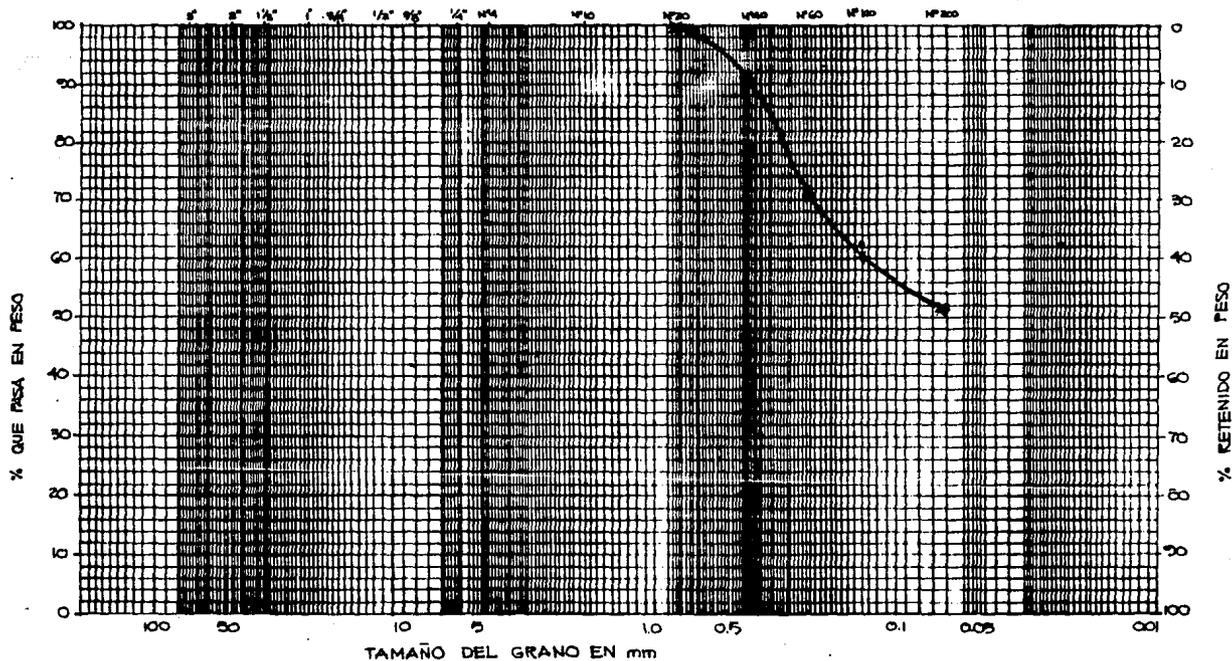
- Mayor de 50 golpes
- \* Avance con broca tradica
- γ peso volumetrico
- C: qu/2p x Tc: torcámetra
- PH: peso hervido
- PM: peso martelo

FIGURA II. 3. 3



TIPO		GRAVA			ARENA			LIMO + ARCILLA			CONTENIDO DE AGUA NATURAL	GRUPO SUCS
		GRUESA	FINA		GRUESA	MEDIANA	FINA					
PROFUNDIDAD MEDIA	MUESTRA N°	SÍMBOLO	D <sub>10</sub>	D <sub>30</sub>	D <sub>60</sub>	C <sub>u</sub> = D <sub>60</sub> /D <sub>10</sub>	C <sub>c</sub> = D <sub>30</sub> <sup>2</sup> /D <sub>10</sub> × D <sub>60</sub>	GRAVA	ARENA	FINOS	%	
m	-		mm	mm	mm	-	-	%	%	%		
3.0 - 3.6	G	X X						0	15	85		

FIG. II. 3.4. CURVA GRANULOMETRICA (SONDEO EXPLORATORIO).



SOLDO	GRAVA				ARENA			LINO o ARCILLA				
	GRUESA		FINA		GRUESA		FINA					
PROFUNDIDAD MEDIA	MUESTRA N°	SIMBOLO	$D_{10}$	$D_{30}$	$D_{60}$	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$	$C_c = \frac{D_{40}^2}{D_{10} \times D_{60}}$	GRANA	ARENA	FINOS	CONTENIDO DE AGUA NATURAL	GRUPO SUCS
m			mm	mm	mm			%	%	%	%	
22 - 2.º	3	X	X					0	49	51		

FIG. II. 3. 5 CURVA GRANULOMÉTRICA (SONDEO MIXTO).

# PRUEBA DE CONSOLIDACION

SONDEO MIXTO, SM-1

SIMBOLO MUESTRA PROFUNDIDAD  $w$  (%)  $e_0$   $s_r$  (%)  $p$  (kg/cm<sup>2</sup>)  $\bar{p}$  (kg/cm<sup>2</sup>)  $p_c$  (kg/cm<sup>2</sup>)

\*—\* 9 5.9 - 6.6 355.9 7.628 100 1.41

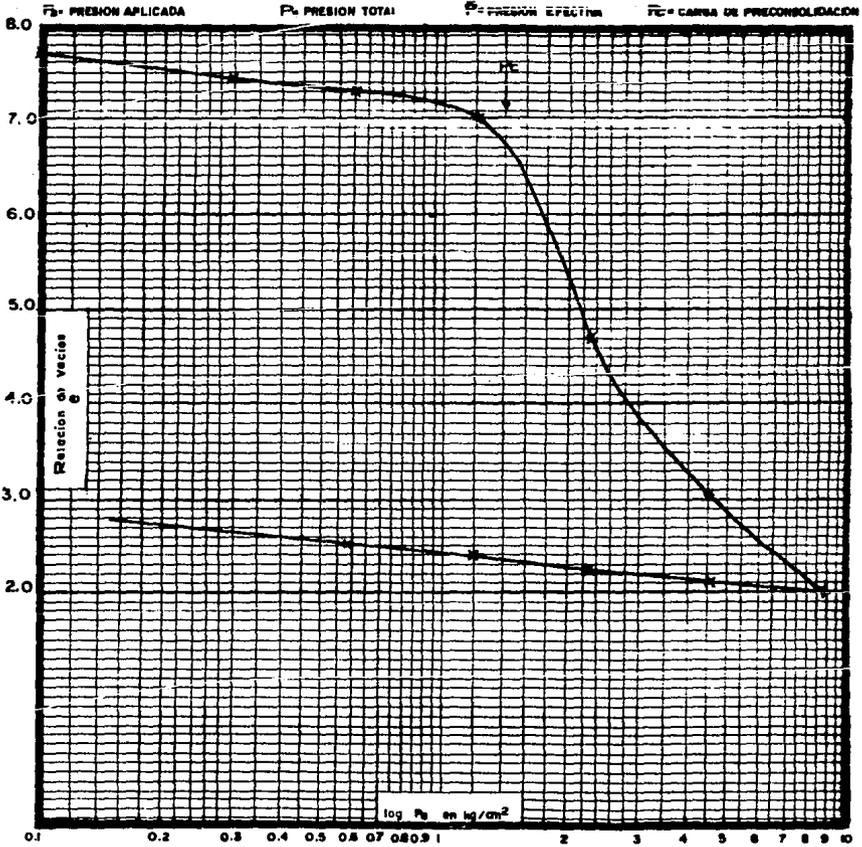


FIGURA II. 3. 6

# PRUEBA DE CONSOLIDACION

Sondeo MIXTO, SM - 1

SIMBOLO MUESTRA PROFUNDIDAD (m)  $w$  (%)  $e_0$   $Sr$  (%)  $p$  ( $kg/cm^2$ )  $\bar{p}$  ( $kg/cm^2$ )  $p_c$  ( $kg/cm^2$ )

X — X 19 12.1 - 12.8 375.5 9.0 95 0.75

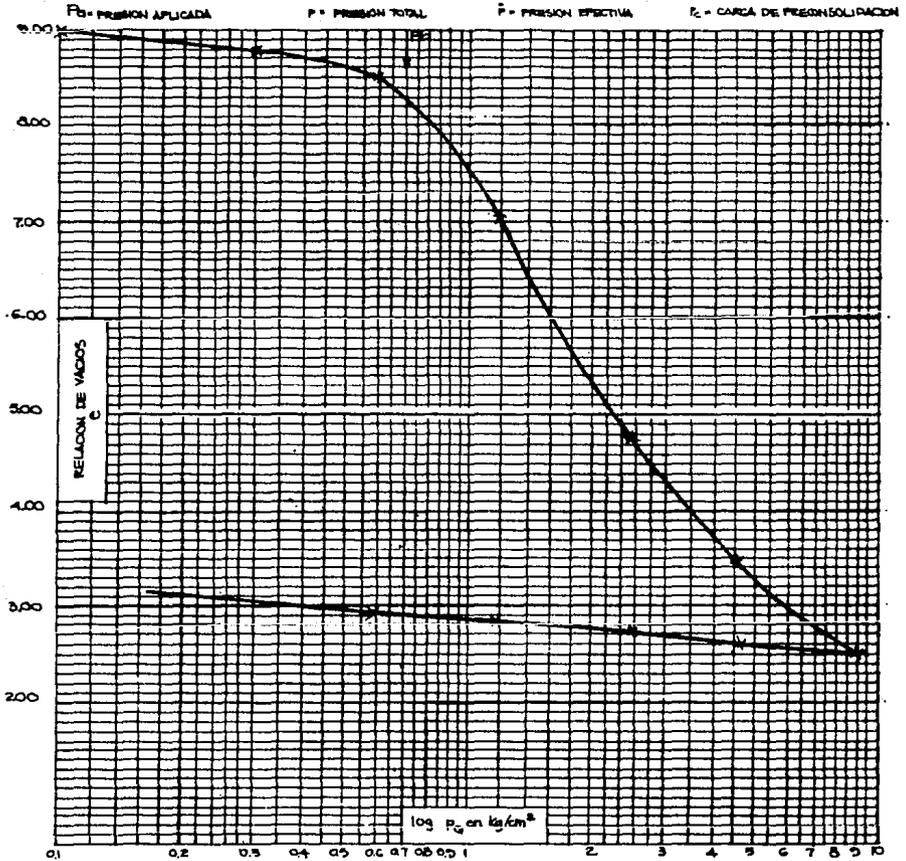


FIGURA II.3.7

# PRUEBA DE CONSOLIDACION

SONDEO MIXTO, SM-1

SIMBOLO MUESTRA PROFUNDIDAD (m)  $w$  (%)  $e_0$   $Sr$  (%)  $p$  (kg/cm<sup>2</sup>)  $\bar{p}$  (kg/cm<sup>2</sup>)  $p_c$  (kg/cm<sup>2</sup>)

X — X 27 17.0 — 17.7 225.5 6.345 100 0.95

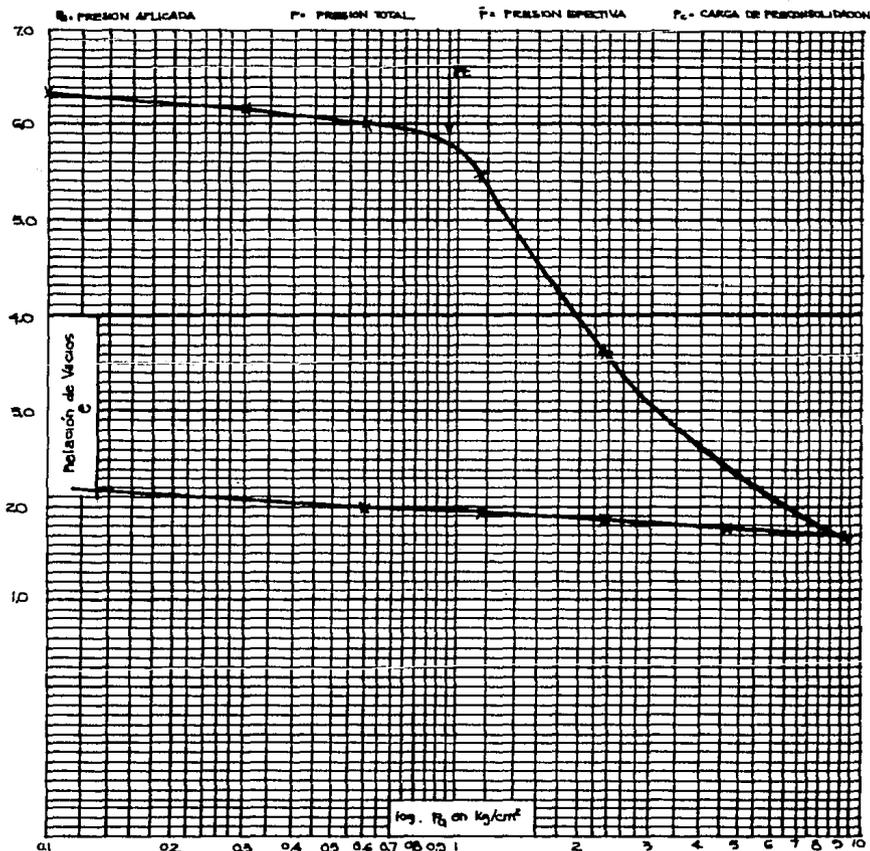


FIGURA II. 3. 8

# PRUEBA DE CONSOLIDACION

SONDEO MIXTO SM-1

SIMBOLO MUESTRA PROFUNDIDAD (m)  $w$  (%)  $e_s$   $S_r$  (%)  $\rho$  ( $\text{kg}/\text{cm}^3$ )  $\bar{p}$  ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )  $p_c$  ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

X—X 93 207 - 214 278,8 6,316 98 1.40

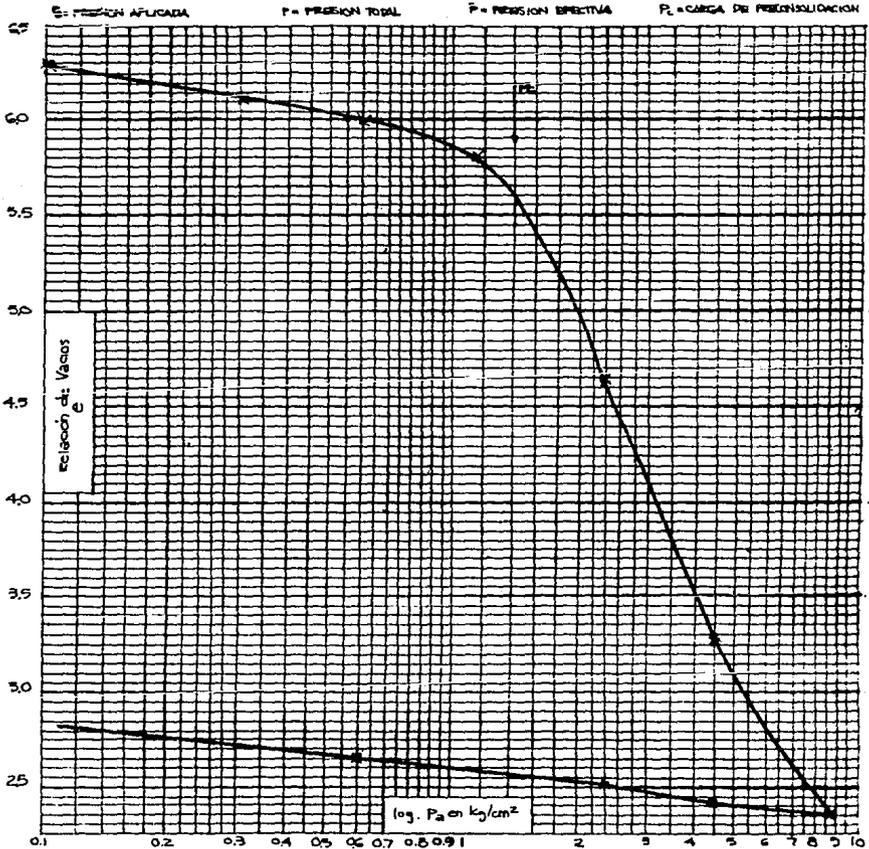
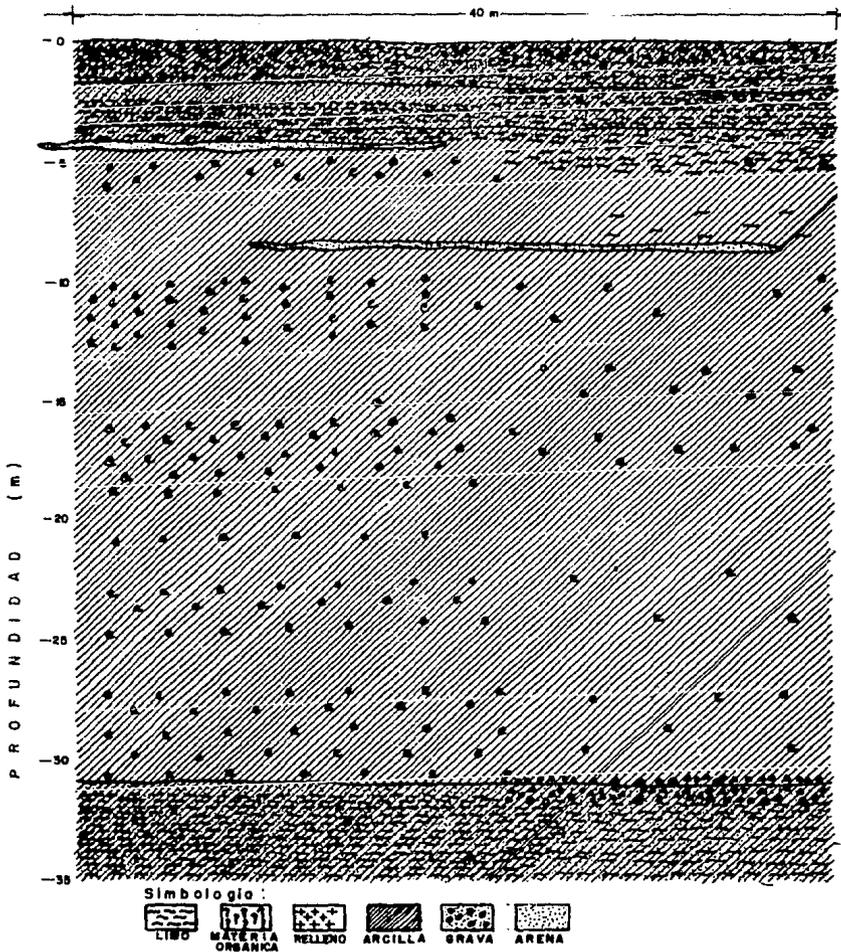


FIGURA II.3.9



PERFIL LONGITUDINAL SEGUN LA LINEA QUE UNE LOS SONDEOS.  
 FIGURA II. 4.1.

## REFERENCIA II

- 1.- Eulalio Juárez Badillo, Alfonso Rico Rodríguez, -  
Mecánica de Suelos Tomo I fundamentos de la Mecá  
nica de los Suelos. Editorial Limusa 1974.
  
- 2.- Comisión Federal de Electricidad, Instituto de -  
Investigaciones Eléctricas.- Manual de Diseño de  
Obras Civiles, Geotecnia B.2.1. Editorial Mexi-  
cana 1972.
  
- 3.- Comisión Federal de Electricidad, Instituto de -  
Investigaciones Eléctricas.- Manual de Diseño de  
Obras Civiles, Geotecnia B.2.2. Propiedades Fisi  
cas y Mecánicas de los Suelos. Editorial Mexica  
na 1980.

CAPITULO III  
ANALISIS DE CIMENTACION

### III.- ANALISIS DE CIMENTACION

#### III.1. CARACTERISTICAS DE LA SUPERESTRUCTURA.

El proyecto contempla un edificio constituido por un sótano, planta baja y seis plantas tipo para estacionamiento, con dimensiones en planta de 58.64m. x 33.40m., el cual ocupa un área de 1958.58 m<sup>2</sup>, dicho edificio está estructurado mediante elementos de concreto armado tales como: columnas, trabes, losas y muros.

En las figuras III.1.1. y III.1.2. se muestra la distribución de columnas en planta con sus respectivas cargas a nivel de planta baja y sótano de cimentación respectivamente. En las figuras III.1.3. y III.1.4. se presentan los cortes longitudinal y transversal, en los que se observa que los claros máximos y mínimos entre columnas en ambos sentidos son de 8.40 y 3.50m. respectivamente.

Las losas de entrepiso serán de un espesor de 30cm. con casetones de 40 x 40cm. lo cual aligera la estructura, las columnas serán de 40 x 40cm. de concreto armado, los muros de las orillas serán también de concreto armado con un espesor de 20cm. y una altura de 1.00m., o sea que estarán colocados en forma monolítica con las losas de entrepiso. Los claros entre cada losa de entrepiso serán de 2.40 m. y de 2.30 m. en el sótano, el espesor de la losa del sótano (Cimentación) será de 40 cm.

El sótano quedará desplantado a una profundidad de 2.70m. a partir del terreno natural, como una condición

constructiva, debido a que el sótano, también funcionará como estacionamiento. Además el nivel de aguas freáticas del subsuelo está a 1.20m. de profundidad promedio, lo cual nos haría emplear procedimientos constructivos más complicados y costosos para desplantar el sótano a mayor profundidad.

Dicho sótano llevará unas contratraves invertidas de concreto armado de sección transversal 0.40 x 1.20m. tal y como se muestra en las figuras III.1.3. y III.1.4. El muro perimetral del sótano será de concreto armado con un espesor de 20 cm.

Considerando la suma de cargas que transmite cada columna, obtenemos que el peso total de la Superestructura es de:

$$W_{SE} = 15,083 \text{ Ton.}$$

y el peso del sótano (Cajón de cimentación) de:

$$W_C = 3,073 \text{ Ton.}$$

Por lo que el peso total será de:

$$W_T = 18,156 \text{ Ton.}$$

Nota: Todos estos datos proporcionados se obtuvieron de los planos de diseño estructural para este proyecto. El peso del sótano  $W_C$  no incluye el peso propio de los pilotes.

### III.2. FACTIBILIDAD DE CIMENTACION Y ANALISIS ECONOMICO.

La factibilidad de cimentación y análisis económico nos ayudará a seleccionar el tipo de cimentación más adecuada que dé solución al problema planteado. Los factores tomados en cuenta para dicho análisis fueron los siguientes:

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

2) Los relativos al suelo, tales como propiedades mecánicas y especialmente los de resistencia y compresibilidad (esfuerzo - deformación).

3) Los económicos, que deben considerar el costo de la cimentación con respecto a la superestructura.

De hecho, el balance de los factores anteriores puede hacer que diferentes proyectistas de experiencia lleguen a soluciones ligeramente distintas para una cimentación dada, pues el problema carece de una solución única por falta de un criterio exacto para efectuar tal balance, el cual tendrá una parte de apreciación personal y por otra la variación en costo actualizada,

En general, puede decirse que un balance meditado de los factores anteriores nos permitirá en un análisis previo, eliminar todos aquellos tipos de cimentación francamente inadecuados para resolver nuestro problema, quedan

do sólo algunos que deberán ser más cuidadosamente estudiados para que entre éstos; seleccionar el más factible. En base a todo lo dicho anteriormente tenemos:

De acuerdo con nuestro perfil estratigráfico, tenemos un gran espesor de suelo blando debido a que el estrato firme se localiza a una profundidad de 31.00m., tomando en cuenta esto, y que tenemos una estructura muy pesada - (9.27 ton/m<sup>2</sup>) aunado con el cajón, una posible solución con cimentación superficial queda descartada debido a que se presentan grandes hundimientos.

Por lo tanto las cimentaciones que podrían ser la solución son del tipo compensadas, profundas y/o mixtas.

Dentro de las profundas quedan descartadas rápidamente sin ningún análisis detallado, las cimentaciones a base de Cajones y Cilindros; debido a que son de diámetro muy grande por lo que su fabricación e hincado sería demasiado costoso.

Una cimentación a base de Pilotes de punta no es recomendable, debido a los asentamientos a que está sujeto el suelo por consolidación regional, que en esta zona es de 5cm/año. Estos asentamientos harían que el suelo se fuera sumergiendo y la estructura por el contrario aparentemente emergiendo. Lo mismo ocurriría para una cimentación parcialmente compensada a base de un cajón y pilotes de punta (mixta). Similarmente ocurre para una cimentación a base de pilas, además de que su diámetro es mayor que los pilotes.

Cimentación a base de pilotes de fricción, no es adecuada debido a que, como ya se mencionó anteriormente, nuestra estructura constará de un sótano como condición constructiva de acuerdo a los planos estructurales de ésta.

Así podemos decir que las que nos podrían dar solución y que por lo tanto necesitan un análisis más detallado son las siguientes:

a) Totalmente Compensada.

Como ya se mencionó anteriormente una cimentación de compensación total consiste en desplantarse a una profundidad tal que el peso del volumen del terreno excavado iguale al peso de la estructura, tal y como se muestra en la siguiente expresión:

$$\bar{W}_E = \bar{W}_S \implies \bar{W}_S = \gamma D_f$$

$$\bar{W}_E = \gamma D_f$$

donde para nuestro caso particular tenemos que:

$\bar{W}_E$  Peso medio de la estructura igual a 9.27 Ton. / m<sup>2</sup>.

$\bar{W}_S$  Peso medio del suelo.

$\gamma$  Peso volumétrico del subsuelo que será el relativo al relleno que es de 1.5 Ton/m<sup>3</sup>. Debido a que según la estratigrafía, hasta donde va desplantado el cajón, la mayor parte de material es relleno.

$D_f$  Profundidad de desplante necesaria.

despejando  $D_f$ , nos queda

$$D_f = \frac{\bar{W}_E}{\gamma}$$

sustituyendo

$$D_f = \frac{9.27 \text{ Ton/m}^2}{1.50 \text{ Ton/m}^3} = 6.18 \text{ m.}$$

Esta posible cimentación es inadmisibles debido a que el cajón iría desplantado a una gran profundidad, lo que requeriría de procedimientos muy especiales de excavación, lo cual incrementaría su costo. Además la presencia del nivel de aguas freáticas en forma casi superficial (1.20m de prof.) nos llevaría a realizar el abatimiento del mismo a base de bombeo especial, necesitándose además impermeabilizantes que nos ayudarían a detener las paredes y el agua. Todos estos métodos de bombeo, excavaciones, ademados, etc., a dicha profundidad de desplante obtenida nos incrementarían en gran cantidad los costos debido a la problemática que presentan, por lo que, esta posible cimentación quedaría descartada.

Una cimentación parcialmente compensada en la que se hace funcionar el suelo, dándole un soporte de 1 ton/m<sup>2</sup> (en base a la experiencia de otros estudios de suelos similares), se tiene que la profundidad de desplante necesaria sería de 5.50m lo cual resulta igualmente problemático que el caso anterior.

Por consiguiente para una Cimentación Sobrecompensada se nos incrementaría mucho más el costo, debido a que la profundidad de desplante sería mayor. Así, tenemos como única alternativa la cimentación mixta a base de un cajón de cimentación y pilotes de fricción que se analizará de la siguiente manera:

b) Cimentación parcialmente compensada a base de Cajón y Pilotes de Fricción (Mixta).

#### Parámetros de Diseño.

El cajón de cimentación será de tipo estanco, esto es, impermeable en su totalidad y desplantado a 2.70m. de profundidad. Como ya se mencionó, dicho cajón llevará con tratraves invertidas de concreto armado en las dos direcciones de 0.40 x 1.20m. tal y como se muestra en la figura III.2.1. Dichas contratraves actuarán como elementos rigidizantes del cajón.

Los pilotes de fricción serán de concreto armado, colados en sitio y de sección triangular de 0.55m. por lado, esto es, debido a las ventajas que presentan con respecto a otros tipos de pilotes como son:

- . Los pilotes prefabricados resultan más costosos que los colados en sitio.
- . Los pilotes de sección triangular presentan para áreas laterales iguales, una menor área transversal que cualquier otro tipo de pilote colado en sitio y por consiguiente su fabricación es más económica.

Estos pilotes por su forma presentan una menor resistencia al hincado.

La longitud del pilote será de 25.00m. que sumada a la profundidad de desplante del cajón que es de 2.70m. más el peralte de la contratrabe (1.20m.) tenemos la profundidad de desplante del pilote a 28.90m. a partir del nivel del subsuelo, como se puede ver en la figura III.2.2.

Como nuestro estrato resistente se encuentra a 31.00m. de profundidad, entonces se tiene un colchón de suelo de 2.10m. como margen para que los pilotes trabajen a fricción.

El peso volumétrico del subsuelo hasta la profundidad de desplante del cajón será el correspondiente al relleno que es de 1.5 Ton./m<sup>3</sup>.

La cohesión media del subsuelo se obtuvo de la siguiente manera: si observamos la figura II.3.3. (sondeo mixto) del capítulo anterior, podemos tomar cohesiones medias para diferentes estratos hasta donde irá desplantado el pilote, de tal manera que tendremos lo siguiente:

Prof. del estrato	Long. del estrato	Cohesión media
3.90    7.50	3.60 M.	4.00 Ton./M <sup>2</sup> .
7.50    16.50	9.00 M.	2.50 Ton./M <sup>2</sup> .
16.50    20.00	3.50 M.	3.10 Ton./M <sup>2</sup> .
20.00    23.50	3.50 M.	4.50 Ton./M <sup>2</sup> .
23.50    26.00	2.50 M.	5.00 Ton./M <sup>2</sup> .
26.00    28.90	2.90 M.	4.00 Ton./M <sup>2</sup> .

$\Sigma$  25.00 M.

De aquí obtenemos la cohesión media característica - de todo el estrato en que irá hincado el pilote de la siguiente manera:

$$C = \frac{(3.60 \times 4.00) + (9.00 \times 2.50) + (3.50 \times 3.10) + (3.50 \times 4.50) + (2.50 \times 5.00) + (2.90 \times 4.00)}{25.00}$$

$$C = \frac{87.60 \text{ Ton/M}}{25.00 \text{ M}}$$

$$C = 3.50 \text{ Ton/M}^2$$

Dicha cohesión será afectada por el factor de reducción de Tomlinson que se muestra en la tabla I.3.1 en el capítulo primero, quedándonos una cohesión media final de  $3.06 \text{ Ton/M}^2$ , que para fines prácticos la tomaremos como:

$$C_M = 3.00 \text{ Ton/M}^2$$

Capacidad de carga del Terreno.

La capacidad de Carga del suelo en contacto con la losa de cimentación se obtiene a partir de la teoría de Skempton, aplicable a suelos puramente cohesivos. Esta teoría es análoga a la de Terzaghi, sólo que Skempton encontró que el factor  $N_c$  no es independiente a la profundidad de desplante. Esto es fácil de observar si se tiene una cimentación más profunda que otra. La primera tendrá una longitud de superficie de falla mayor y por lo tanto la cohesión del suelo trabajará más.

De tal manera la expresión para calcular la capacidad de carga es:

$$Q_S = CN_C + \gamma D_f$$

Donde:

$Q_S$  Capacidad de Carga última del suelo cohesivo.

$C$  Cohesión media del suelo igual a 3.00 Ton/M<sup>2</sup>.

$N_C$  Coeficiente de capacidad de carga y se calcula - de la fig. III.2.3.

$$N_C = (1 + 0.2B/L) (N_{CS})$$

$N_{CS}$  Se obtiene de la relación  $\frac{D}{B} = \frac{0.00}{33.40} = 0.00$

Para cimiento largo, obteniéndose  $N_{CS} = 5.14$

$D, B$  Y  $L$  son la profundidad de entrada del cimiento en el suelo resistente, el ancho (33.40m) y - largo (58.64 m.) del cimiento.

Así tenemos que:

$$N_C = (1 + 0.2 \frac{33.40}{58.64}) (5.14) = 5.73$$

$\gamma$  Peso volumétrico del suelo (relleno) igual a 1.5 Ton/M<sup>3</sup>.

$D_f$  Profundidad del desplante del cimiento igual a - 2.70m.

Sustituyendo en la expresión anterior, nos queda lo siguiente:

$$Q_s = 3.00 \text{ Ton/M}^2 (5.73) + 1.5 \text{ Ton/M}^3 (2.70 \text{ m.})$$

$$Q_s = 21.24 \text{ Ton/M}^2.$$

Capacidad de carga del Pilote.

La capacidad de carga de los pilotes de fricción es decir, de aquellos que transmiten la carga al subsuelo - principalmente (más del 80%) por fricción positiva desarrollada a lo largo de su superficie lateral de contacto con el terreno, se considerará para este caso según Skempton - (suelo cohesivo) igual a:

$$Q_f = A_L \cdot f$$

donde:

$Q_f$  = Capacidad de carga última por fricción.

$A_L$  = Area Lateral del Pilote en  $M^2$ .

$A_L$  =  $P \cdot L$  en la cual  $P$  es el perímetro del pilote ( $0.55M \times 3$ ) =  $1.65M$  y  $L$  la longitud del mismo ( $25M$ ), por lo cual.

$$A_L = 1.65(25M.) = 41.25M^2$$

$f$  = Adherencia lateral media suelo-pilote igual a la cohesión media ( $3.00 \text{ Ton/M}^2$ ).

sustituyendo

$$Q_f = (41.25M^2) (3.00Ton/M^2)$$

$$Q_f = 123.75Ton.$$

#### Esfuerzo neto de la Estructura

La sobrecarga neta de la estructura ( $\bar{W}_n$ ) que soportarán los pilotes de fricción se obtiene a partir de la diferencia entre la sobrecarga total ( $\bar{W}=9.27T./M^2$ ) y la descarga ( $\bar{W}_s = \gamma D_f = 1.5 \times 2.7 = 4.05Ton/M^2$ ), tal y como se observa a continuación:

$$\bar{W}_n = \bar{W}_E - \bar{W}_s$$

$$\bar{W}_n = 9.27Ton/M^2 - 4.05Ton/M^2$$

$$\bar{W}_n = 5.22Ton/M^2$$

Número de Pilotes.

El número de pilotes necesarios para soportar nuestra estructura se obtiene a partir de:

$$N = \frac{\bar{W}_n A_c}{Q_f}$$

Donde ya fueron descritos los parámetros, así que:

Datos:

$$\bar{W}_n = 5.22 \text{ Ton/M}^2 \quad N = \frac{5.22 (1958.58)}{123.75}$$

$$A_c = 1958.58 \text{M}^2 \quad N = 82.62 \text{ Pilotes}$$

$$Q_f = 123.75 \text{ Ton.} \quad N \approx 83 \text{ Pilotes}$$

### III.3. REVISIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE FALLA.

Para la revisión del estado límite de falla se consideró lo establecido por el reglamento de construcciones vigente para el Distrito Federal <sup>(1)</sup>; a través de la siguiente desigualdad:

$$\sum QF_c < R$$

donde:

$\sum QF_c$  Suma de las acciones verticales (incluyendo el peso propio de la cimentación) de acuerdo a las siguientes combinaciones <sup>(2)</sup>:

- Primera combinación.- Cargas permanentes y vivas con intensidad máxima, afectadas por un factor de carga de 1.4.
- Segunda combinación.- Cargas permanentes y vivas con intensidad instantánea y acción accidental más crítica, afectas por un factor de carga de 1.1.

R Capacidad de carga de la cimentación, considerada igual al menor de los siguientes valores (art. 267):

- a) Suma de las capacidades de carga de los pilotes individuales.
- b) Capacidad de carga de una pila de geometría igual a la de la envolvente del conjunto de pilotes (fig. III.3.1.).
- c) Suma de las capacidades de carga de los diversos grupos de pilotes en los que se pueda sub-dividir la cimentación.

- Primera Combinación.

- a) Revisión de los pilotes individuales.

La capacidad de carga de los pilotes se calculo empleando la siguiente formula:

$$Q_f = N A_L C F_R$$

donde

$Q_f$  Capacidad de carga por fricción.

N Número de pilotes (83)

$A_L$  Arca lateral del pilote (41.25m<sup>2</sup>)

$C$  Adherencia lateral suelo - pilote, igual a 3 Ton/m<sup>2</sup>.

$F_R$  Factor de resistencia igual a 0.70 según el artículo 268 del reglamento.

Sustituyendo:

$$Q_f = 83 (41.25 \text{ m}^2) (3 \text{ Ton/m}^2) (0.70)$$

$$Q_f = 7189.88 \text{ Ton.}$$

La capacidad de carga del suelo, en contacto con la losa de cimentación, se calculo de acuerdo al reglamento de construcciones (No. 405) en base a la siguiente formula:

$$Q_s = ( C N_c F_R + \gamma D_f ) A_L$$

donde:

$Q_s$  Capacidad de la losa, en Ton.

$C$  Cohesión media del material de apoyo, igual a 3 Ton/M<sup>2</sup>.

$F_R$  Factor de resistencia (0.70).

$N_c$  Coeficiente de capacidad de carga (5.73).

$D_F$  Profundidad de desplante del cimiento (2.70m.)

$\gamma$  Peso volumétrico (1.50 Ton/m<sup>3</sup>).

$A_C$  Area de la losa de cimentación, descontando el área ocupada por los pilotes.

$$A_T = \text{Area total} = 58.64 \times 33.40 = 1958.58 \text{ m}^2$$

$$A_P = \text{Area pilotes} = \frac{(0.55 \times 0.476)}{2} \times 83 = 10.86 \text{ m}^2$$

$$A_C = 1958.58 - 10.86 = 1947.72 \text{ m}^2$$

Sustituyendo

$$Q_S = \{ (3 \text{ Ton./m}^2) (5.73) (0.70) + (1.5 \text{ T/m}^3) (2.70 \text{ m}) \} (1947.72 \text{ m}^2)$$

$$Q_S = 31\,325.18 \text{ Ton.}$$

La suma de acciones verticales para la primera combinación son:

$$\sum QF_C = (W_T + W_P) 1.4$$

donde

$W_T$  = Peso total de la estructura (incluyendo el cajón con su losa, muro y contratrabes) -  
igual a 18156.04 Ton.

$W_P$  = Peso propio de los pilotes igual a 651.6 Ton.

Por lo tanto

$$\sum QF_C = (18156.04 + 651.60) 1.40 = 26,330.70 \text{ Ton.}$$

La desigualdad  $\sum QF_C < R$  queda

$$26,330.70 \text{ Ton.} < 7189.88 \text{ Ton.} + 31325.18 \text{ Ton.}$$

$$26,330.70 \text{ Ton.} < 38515.06 \text{ Ton.}$$

que si se cumple.

b) Revisión de la pila de geometría igual a la de la envolvente del conjunto de pilotes (fig. III.3.1.).

La capacidad de carga se calculó utilizando la siguiente expresión de acuerdo al reglamento (No. 405) :

$$Q = (C N_C F_R + P_V) A_p$$

donde

Q Capacidad de carga, en Ton.

C Cohesión igual a (4.00 Ton/m<sup>2</sup>). A partir de la punta de los pilotes (Fig. II.3.3.).

F<sub>R</sub> Factor de resistencia (0.70).

$P_V$  Presión vertical total debido al peso propio - del suelo. En este caso no debe considerarse - hasta el nivel de desplante de la pila, si no - hasta el nivel de la losa de cimentación ya que en las acciones no se tomó en cuenta el peso - propio de suelo incluido en la pila, así tenemos que:

$$P_V = \gamma D_f = 1.50 \text{ T/M}^3 (2.70 \text{ m}) = 4.05 \text{ Ton/m}^2$$

$A_p$  Area transversal de la pila igual a

$$A_p = 33.40 \text{ m} (55.64) = 1858.34 \text{ m}^2$$

$N_C$  Coeficiente de capacidad de carga, función de  $D/B$ , donde  $D$  y  $B$  son la profundidad de desplante y ancho de la pila.

$$\frac{D}{B} = \frac{28.90}{33.40} = 0.87$$

de la fig. III.2.3. obtenemos  $N_{CS} = 6.30$  para cimiento largo, con esto calculamos el  $N_{CS}$  rectangular.

$$N_{CS} (\text{Rect.}) = (1+0.2 \times \frac{33.40}{55.64}) 6.30 = 7.06$$

Sustituyendo

$$Q = [(4\text{Ton/m}^2) (7.06) (0.70) + 4.05\text{Ton/M}^2] 1858.34 \text{ m}^2$$

$$Q = 44261.94 \text{ Ton.}$$

Veamos si se cumple la desigualdad

$$26330.70 \text{ Ton.} < 44261.94 \text{ Ton.}$$

si se cumple

- c) Revisión de grupos de pilotes en que se puede -  
sub-dividir la cimentación.

Tomando en cuenta que en este caso particular ningun sub-grupo de pilotes tiene un perímetro menor que la suma de los perímetros individuales, no procede la verificación correspondiente.

- Segunda Combinación.

- a) Revisión de pilotes individuales.

Tomando en cuenta que el momento de volteo  $M=22827.60$  ton-m (dato estructural) equivale a una excentricidad  $e=2.19$  m., dada por la expresión  $e=m/w$  donde,  $w$  es el peso de la estructura bajo esta condición de carga, - igual a  $8.87 \text{ ton/m}^2 \times 1958.58 \text{ m}^2 = 17\,372.60$  ton. Para esta revisión se considerará una área reducida de la losa de cimentación con  $B'=B-2e$ .

$$B' = 33.40 \text{ m} - (2 \times 2.19\text{m}) = 29.02 \text{ m.}$$

La capacidad de carga de los pilotes se ve afectado - por un factor de resistencia de 0.35 (normas de emergencia) y además se eliminan 20 pilotes debido a la excentricidad, - por lo que

$$Q_f = 63 (41.25 \text{ m}^2) (3 \text{ Ton/m}^2) (0.35)$$

$$Q_f = 2728.69 \text{ Ton.}$$

La capacidad de carga del suelo, en contacto con la losa de cimentación se calculó de la misma manera, que en la primera combinación, teniendo la variante del  $N_{CS}$  y  $A_L$ .

$$N_{CS} = (1+0.2 \times \frac{29.02}{58.64}) 5.14 = 5.65$$

$$A_L = (58.69 \times 29.02) - 8.25 = 1693.48 \text{ m}^2$$

sustituyendo

$$Q_S = [(3 \text{ Ton/m}^2) (5.65) (0.35) + 1.5 \text{ T/m}^3] (2.70) 1693.48 \text{ m}^2$$

$$Q_S = 16905.16 \text{ Ton.}$$

La suma de cargas para esta segunda combinación son :

$$QF_c = [(8.87 \text{ T/M}^2 \times 1693.48 \text{ m}^2) + 495 \text{ Ton}] 1.1 = 17067.78 \text{ Ton.}$$

donde 8.87 Ton/m<sup>2</sup> es la carga vertical accidental

la desigualdad  $\sum QF_c < R$  queda:

$$17067.78 \text{ Ton} < 2728.69 \text{ Ton} + 16905.17 \text{ Ton}$$

$$17067.78 \text{ Ton} < 19633.85 \text{ Ton}$$

si se cumple

b) Revisión de la pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes.

La capacidad de carga de la pila se vera afectada - por el factor de resistencia de 0.35 (normas de emergencia) ademas teniendo la variante del factor de capacidad de carga y la  $A_p$ .

Por lo tanto:

$$\frac{D}{B} = \frac{28.90}{25.00} = 1.16$$

De la figura III.2.3, obtenemos  $N_{CS} = 6.51$  para cimiento largo, ahora obtenemos el  $N_{CS}$  rectangular.

$$N_{CS} \text{ (Rect.)} = (1+0.2 \frac{25.00}{55.64}) 6.51 = 7.10$$

Area transversal de la pila

$$A_p = 25.0m \cdot (55.64m) = 1391.0 \text{ m}^2$$

Asi tenemos que

$$Q = [(4\text{Ton/m}^2) (7.10) (0.35) + 4.05 \text{ Ton/m}^2] 1391.0\text{m}^2$$

$$Q = 19460.09 \text{ Ton}$$

Veamos si se cumple la desigualdad

$$17067.78 \text{ Ton} < 19460.09 \text{ Ton.}$$

si se cumple

c) Revisión de grupos de pilotes en los que se puede subdividir la cimentación.

También en este caso se aplica el criterio mencionado para la primera combinación.

#### III.4. REVISIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.

Los asentamientos que sufrirá la estructura se calcularon reduciendo la carga viva de acuerdo al artículo - 226 del reglamento de construcciones para el Distrito Federal y considerando la distribución de pilotes mostrada en la figura III.3.1., mediante el siguiente procedimiento:

Se determinó la distribución de esfuerzos con la profundidad debidos a la fricción positiva y negativa, entre el fuste del pilote y el suelo, mediante un programa para computadora basado en la teoría de Mindlin<sup>(3)</sup>.

Además se determinó la distribución de esfuerzos debidos a la descarga por excavación.

Esfuerzos verticales inducidos por la fricción positiva y negativa a lo largo de los pilotes.

La determinación del nivel neutro  $z_0$  se obtiene con la siguiente expresión:

$$\int_{z=D_f}^{z=z_0} f p \, dz = \frac{C_p + C_f}{2} - Q$$

donce :

f - Adherencia unitaria pilote-suelo a la profundidad z (3 Ton/m<sup>2</sup>).

P Perímetro efectivo del conjunto de pilotes  
(1.65 x 83) = 136.95m.

Q Carga transmitida por la estructura a la cabeza de los pilotes, la cual debe tomarse igual al menor de los siguientes valores.

Siendo Q el menor valor de:

$$Q = \min (W-U + F_c , C_p + C_f +)$$

donde:

W Carga media.

$$W = 8.39 \text{ Ton/m}^2 (1958.58 \text{ m}^2) = 16,432.49 \text{ Ton.}$$

U Fuerza total de subpresión.

$$U = (D_f - D_w) \gamma_w \times A_c = (2.70 - 1.20\text{m}) 1 \text{ Ton/m}^3 \times 1958.58 \text{ m}^2 = 2937.87 \text{ Ton.}$$

F<sub>c</sub> Fricción actuante en las paredes del cajón de cimentación igual a cero por ser relleno.

C<sub>f</sub>+ Capacidad de carga por fricción de los pilotes.

$$C_{f+} = 123.75 \text{ Ton (83)} = 10,271.25 \text{ Ton.}$$

C<sub>p</sub> Capacidad de carga por punta de los pilotes (no se considera).

Así, tenemos

$$Q = \min (16432.49 \text{ Ton.} - 2937.87 \text{ Ton} + 0,0 + 10,271.25 \text{ Ton}).$$

$$Q = 10,271.25 \text{ Ton.}$$

Por lo tanto

$$\int_{z = Df}^{z = z_0} 3 \text{ Ton/m}^2 \times 136.95 \text{ m}^2 dz = \frac{10\,271.25 - 10\,271.25}{2}$$

$$410.85 (z_0 - 2.70) = 0$$

$$z_0 = 2.70 \text{ m.}$$

Con este valor de  $z_0$  es posible determinar el esfuerzo vertical bajo los puntos de interés a distintas profundidades recurriendo al programa para computadora basado en la teoría de Midlin. Dicho esfuerzo estará expresado por la siguiente fórmula:

$$\sigma_z = \frac{Q}{8 \pi^2 (1-\nu)} \left[ -\frac{3z_1^3}{R_1^5} - \frac{(1-2\nu)z_1}{R_1^3} + \frac{(1-2\nu)z_1}{R_2^3} + \frac{-3(3-4\nu)z^3 + 12(2-\nu)cz^2 - 18c^2z}{R_2^5} - \frac{30-cz^3(z-c)}{R_2^7} \right]$$

en que las literales tienen el significado indicado en la Fig. III.4.1.a.

El esfuerzo vertical inducido por cargas uniformemente repartidas a lo largo de una línea vergical (Fig. III.4.1.b.) puede obtenerse fácilmente por integración de la expresión anterior. El resultado ha sido publicado por Geddes<sup>(4)</sup> y se expresa como:

$$\sigma_z = \frac{P}{D^2} K_2$$

en que P es la suma de las cargas verticales Y,  $K_2$  es la cantidad siguiente:

$$K_2 = \frac{1}{8(1-\nu)} \left[ -\frac{2(2-\nu)}{A} + \frac{2(2-\nu)+2(1-2\nu)}{B} \frac{m}{n} \left( \frac{m+1}{n} \right) - \frac{2(1-2\nu)\left(\frac{m}{n}\right)^2}{F} + \frac{n^2}{A^3} \right. \\ \left. + \frac{4m^2-4(1+\nu)}{F^3} \frac{m^2}{n} m^2 + \frac{4m(1+\nu)(m+1)\left(\frac{m}{n} + \frac{1}{n}\right)^2}{B^3} - (4m^2+n^2) \right. \\ \left. + \frac{6m^2(m^4-n^4)}{F^5} + \frac{6m(mn^2-\frac{1}{n^2}(m+1)^5)}{B^5} \right]$$

en que  $m = Z/D$

$$n = r/D \\ A^2 = n^2 + (m-1)^2 \\ B^2 = n^2 + (m+1)^2 \\ F^2 = n^2 + m^2$$

El esfuerzo atribuible a un tramo de línea cargada - (Fig. III.4.1.b) puede calcularse a partir de la expresión anterior aplicando el principio de superposición.

$$\sigma_z (\text{tramo } D_1, D_2) = \sigma_z (D_2) - \sigma_z (D_1)$$

El programa permite estudiar el caso en el que las cargas verticales son atribuibles a la adherencia de distintos estratos y pueden ser positivas o negativas según que estén aplicadas abajo o arriba de un nivel llamado nivel neutral (fig. III.4.1.c). Se admite que el medio es homogéneo en cuanto a sus propiedades elásticas. El programa permite obtener la variación del esfuerzo vertical con la profundidad a lo largo de líneas verticales.

Los resultados se muestran más adelante, como el nivel  $Z_0$  quedo justamente al nivel de desplante, del cajón de cimentación, se concluye que no existe fricción negativa, lo que significa que la carga transmitida a la cabeza de los pilotes es tomada totalmente por estos en toda su longitud.

#### Determinación de los movimientos verticales.

Con los resultados de los esfuerzos inducidos en el suelo, el diagrama de esfuerzos efectivos (fig. III.4.2) y las curvas de compresibilidad (fig. II.3.6 a fig. II.3.9) es posible determinar la magnitud de los movimientos verticales con la siguiente expresión<sup>(5)</sup>:

$$H = \frac{e}{1 + eo} H$$

donde

H Hundimiento de cada estrato considerado en m.

e Diferencia entre la relación de vacíos inicial y final.

eo Relación de vacíos inicial.

H Espesor de cada estrato considerado.

Así tenemos a continuación los datos proporcionados al programa, así como los resultados obtenidos de los esfuerzos inducidos en el suelo y los asentamientos esperados al centro y esquina de la cimentación. En la figura - III.4.3. se muestran los asentamientos totales considerando la rigidez de la estructura para los puntos de interés mostrados.

PROGRAMA PARA EL CALCULO DE LA DISTRIBUCION DE ESFUERZOS Y EL RECOMENDADO EN CUALQUIER PUNTO DE UNA CIMENTACION, MODIFICACION HECHA PARA CONSIDERAR LAS TRES ALTERNATIVAS SIGUIENTES: ESFUERZOS DEBIDOS A CIMENTOS DE CUALQUIER FORMA (DAMI), ESFUERZOS DEBIDOS A CARGAS PUNTALES O PILOTES DE PUNTA (RINGS), Y ESFUERZOS DEBIDOS A PILOTES DE FRICCION. SE OBTIENEN ESFUERZOS Y REFORMACIONES TOTALES.

OBRA: TESIS PROFESIONAL

\* DATOS DE MECANICA DE SUELOS \*

ESTRATO	ESPEJOR	PRESION	R. DE VACIOS	PRESION	R. DE VALCIOS
1	.66	1.0000	1.8000	3.0000	1.7500
		8.0000	1.7300	19.0000	1.6600
		12.0000	1.6000	26.0000	1.4500
		30.0000	1.3300	35.0000	1.2800
		40.0000	1.2400	50.0000	1.1800
2	1.30	1.0000	3.6000	3.0000	3.5200
		8.0000	3.4500	19.0000	3.2200
		14.0000	2.9000	26.0000	2.6500
		30.0000	2.1700	35.0000	2.0300
		40.0000	1.9600	50.0000	1.6700
3	2.70	1.0000	7.6300	3.0000	7.4400
		7.0000	7.2000	19.0000	6.4000
		14.0000	5.4500	26.0000	4.4000
		24.0000	3.7200	35.0000	3.7000
		30.0000	3.2800	50.0000	2.6000
4	1.00	1.0000	7.2000	3.0000	7.0900
		7.0000	6.7200	19.0000	6.3600
		14.0000	5.5700	26.0000	4.7300
		24.0000	4.4000	35.0000	3.8500
		35.0000	5.5500	40.0000	3.2300
5	1.00	1.0000	9.4000	3.0000	8.1800
		7.0000	8.0000	19.0000	7.2800
		14.0000	6.3000	26.0000	5.5500
		24.0000	4.7000	35.0000	4.3800
		35.0000	3.9100	40.0000	3.6000

6	1.50	1,0000	9,0000	3,0000	9,3300
		7,4000	7,1000	10,0000	8,1200
		14,0000	7,1200	20,0000	6,0200
		24,0000	5,5000	30,0000	4,7200
		35,0000	4,3000	40,0000	3,9300
7	1.25	1,0000	9,0000	3,0000	8,6000
		7,3000	8,6000	10,0000	7,6000
		14,0000	6,4000	20,0000	5,2000
		24,0000	4,7000	30,0000	3,6300
		35,0000	3,3500	40,0000	2,9600
8	.75	1,0000	3,6000	3,0000	3,4900
		7,0000	3,4000	10,0000	3,1400
		14,0000	2,8100	20,0000	2,5000
		24,0000	2,3300	30,0000	2,1000
		35,0000	1,9700	40,0000	1,6200
9	2.00	1,0000	6,7200	3,0000	6,5400
		8,4000	6,3000	10,0000	6,0200
		14,0000	5,3500	20,0000	4,6500
		24,0000	4,2000	30,0000	3,7900
		35,0000	3,3700	40,0000	2,9000
10	1.00	1,0000	9,6000	3,0000	9,3500
		8,7000	7,9000	10,0000	8,7000
		14,0000	7,6400	20,0000	6,5000
		24,0000	6,0200	30,0000	5,3000
		35,0000	4,8700	40,0000	4,4400
11	3.70	1,0000	6,3500	3,0000	6,1700
		9,5000	5,1500	10,0000	5,0000
		14,0000	4,9000	20,0000	3,9500
		24,0000	3,5000	30,0000	2,8000
		35,0000	2,5200	40,0000	2,1400
12	1.30	1,0000	6,3200	3,0000	6,1200
		10,0000	5,7200	12,0000	5,9000
		20,0000	4,7000	24,0000	4,5300
		30,0000	3,8000	30,0000	3,4700
		40,0000	3,1500	40,0000	2,9300
13	3.00	1,0000	6,7200	3,0000	6,5300
		10,0000	6,3500	12,5000	6,3000
		20,0000	5,2000	24,0000	4,9400
		30,0000	4,4000	30,0000	4,1200
		40,0000	3,8400	40,0000	3,6100
14	2.50	1,0000	3,5000	3,0000	3,5000
		10,0000	3,4300	10,1000	3,4000

20.0000	3.0500	34.0000	2.0700
30.0000	2.0400	35.0000	2.5000
40.0000	2.3700	45.0000	2.2500

15      2.50

1.0000	5.7600	5.0000	5.5800
10.0000	3.4500	16.2000	5.3500
20.0000	5.0000	24.0000	4.7500
30.0000	4.3100	35.0000	4.0500
40.0000	3.6500	45.0000	3.7000

ESTRATO	SUBESTRATO	PO
1	1	3.3000
2	1	3.6500
3	1	4.0500
4	1	4.3500
5	1	4.5000
6	1	4.7000
7	1	4.9200
8	1	5.1300
9	1	5.4500
10	1	5.7300
11	1	6.1900
12	1	6.7800
13	1	7.2700
14	1	7.9500
15	1	8.5600

DATOS DE LAS AREAS CARGADAS

POLIGONO	VERTICE	COORDENADAS	
		X	Y
1	1	0.000	0.000
	2	53.640	0.000
	3	56.640	33.400
	4	0.000	33.400

AREA = 0.60

# ANALISIS DE PILOTES

OBRA: TESIS PROFESIONAL

## • DATOS GENERALES • (FRIC-PUNTA)

NUMERO DE PUNTOS	25
NUMERO DE PROPRIETARIOS	15
NUMERO DE PILOTES	83
RELACION DE POSESION	.566

## • DATOS DE PILOTES •

LONGITUD DEL PILOTE	25.000
MAGNITUD DE LAS CARGAS	123.750

# TESIS CON FALLAS DE ORIGEN

## \* COORDENADAS DE LOS PILOTES \*

PILOTE	X	Y									
1	3.999	3.999	2	13.999	9.999	3	21.999	9.999	4	29.999	3.000
5	37.200	0.000	6	44.900	0.000	7	53.700	0.000	8	1.500	4.000
9	0.000	4.000	10	13.000	4.000	11	17.400	4.000	12	21.800	4.000
13	25.650	4.000	14	29.500	4.000	15	33.350	4.000	16	37.200	4.000
17	41.050	4.000	18	44.900	4.000	19	48.300	4.000	20	53.700	4.000
21	0.000	8.400	22	21.800	8.400	23	29.500	8.400	24	37.200	8.400
25	53.700	8.400	26	1.500	12.800	27	0.000	12.800	28	13.000	12.800
29	17.400	12.800	30	21.800	12.800	31	25.650	12.800	32	29.500	12.800
33	33.350	12.800	34	37.200	12.800	35	41.050	12.800	36	44.900	12.800
37	48.300	12.800	38	53.700	12.800	39	57.100	12.800	40	0.000	17.300
41	13.000	17.300	42	21.800	16.700	43	37.200	16.700	44	44.900	16.700
45	1.500	20.600	46	0.000	20.600	47	13.000	20.600	48	17.400	20.600
49	21.800	20.600	50	25.650	20.600	51	29.500	20.600	52	33.350	20.600
53	37.200	20.600	54	41.050	20.600	55	44.900	20.600	56	48.300	20.600
57	53.700	20.600	58	57.100	20.600	59	0.000	25.000	60	21.800	25.000
61	29.500	25.000	62	37.200	25.000	63	53.700	25.000	64	1.500	29.400
65	0.000	29.400	66	13.000	29.400	67	17.400	29.400	68	21.800	29.400
69	25.650	29.400	70	29.500	29.400	71	33.350	29.400	72	37.200	29.400
73	45.050	29.400	74	44.900	29.400	75	48.300	29.400	76	53.700	29.400
77	0.000	33.400	78	13.000	33.400	79	21.800	33.400	80	29.500	33.400
81	37.200	33.400	82	44.900	33.400	83	53.700	33.400			

X	Y	NUMO. TUI	PUNTO
WF=	.00		
I	0.00 I	0.00 I	.500 I
WF=	.02		
I	0.00 I	0.00 I	1.250 I
WF=	.11		
I	0.00 I	0.00 I	3.250 I
WF=	.21		
I	0.00 I	0.00 I	5.100 I
WF=	.25		
I	0.00 I	0.00 I	6.100 I
WF=	.31		
I	0.00 I	0.00 I	7.350 I
WF=	.37		
I	0.00 I	0.00 I	8.725 I
WF=	.42		
I	0.00 I	0.00 I	9.725 I
WF=	.48		
I	0.00 I	0.00 I	11.100 I
WF=	.54		
I	0.00 I	0.00 I	12.600 I
WF=	.64		
I	0.00 I	0.00 I	14.950 I
WF=	.74		
I	0.00 I	0.00 I	17.450 I
WF=	.82		
I	0.00 I	0.00 I	19.600 I

$\mu =$	2.50								
$I$	7.00	17.30	19.00	2.8771	6.000	2.6771	6.000	1.000	
	3.10								
$I$	27.00	17.30	22.30	3.4967	6.000	3.4967	6.000	1.000	
$i =$	3.17								
$I$	27.00	17.30	24.00	3.1704	6.000	3.1704	6.000	1.000	
	29.00	17.30	1857	13					

donde

- WO Esfuerzo por fricción negativa
- WF Esfuerzo por fricción positiva
- WP Esfuerzo por punta
- WT Esfuerzo total

WF= .91

I 0.00 I 1.00 I 22.350 I .9669 I 0.0000 I .9169 I 0.0000 I .0051 I

WF= .95

I 0.00 I 0.00 I 24.850 I .9546 I 0.0000 I .9546 I 0.0000 I .0079 I

0.00 0.00 .0530 1

WF= .61

I 29.60 I 17.30 I .300 I .0000 I 0.0000 I .0000 I 0.0000 I .0000 I

WF= .10

I 29.60 I 17.30 I 1.250 I .1049 I 0.0000 I .1049 I 0.0000 I .0000 I

WF= .50

I 29.60 I 17.30 I 3.250 I .4962 I 0.0000 I .4962 I 0.0000 I .0000 I

WF= .87

I 29.60 I 17.30 I 5.100 I .8674 I 0.0000 I .8674 I 0.0000 I .0000 I

WF= 1.05

I 29.60 I 17.30 I 6.100 I 1.6505 I 0.0000 I 1.6505 I 0.0000 I .0000 I

WF= 1.26

I 29.60 I 17.30 I 7.350 I 1.2644 I 0.0000 I 1.2644 I 0.0000 I .0000 I

WF= 1.48

I 29.60 I 17.30 I 8.725 I 1.4835 I 0.0000 I 1.4835 I 0.0000 I .0000 I

WF= 1.63

I 29.60 I 17.30 I 9.725 I 1.6342 I 0.0000 I 1.6342 I 0.0000 I .0000 I

WF= 1.83

I 29.60 I 17.30 I 11.100 I 1.8321 I 0.0000 I 1.8321 I 0.0000 I .0000 I

WF= 2.04

I 29.60 I 17.30 I 12.600 I 2.0370 I 0.0000 I 2.0370 I 0.0000 I .0000 I

WF= 2.34

I 29.60 I 17.30 I 14.950 I 2.3423 I 0.0000 I 2.3423 I 0.0000 I .0000 I

WF= 2.64

I 29.60 I 17.30 I 17.450 I 2.6442 I 0.0000 I 2.6442 I 0.0000 I .0000 I

w = 2.60

I 7.00 I 17.30 I 19.60 I 2.6771 I 6.000 I 2.6771 I 6.000 I 6.000 I

2.11

I 29.60 I 17.30 I 22.35 I 3.1967 I 6.000 I 3.0567 I 6.000 I 6.000 I

f = 3.17

I 29.60 I 17.30 I 24.650 I 3.1704 I 6.000 I 3.1704 I 6.000 I 6.000 I

29.60 17.30 .1857 13

---

donde

WO Esfuerzo por fricción negativa

WF Esfuerzo por fricción positiva

WP Esfuerzo por punta

WT Esfuerzo total

## Expansiones Elásticas por Excavación

Las expansiones elásticas máximas, que ocurrirán al efectuar la excavación para alojar el cajón de sótano, se calcularán utilizando el criterio de Steinbrenner<sup>(6)</sup>, considerando los módulos de elasticidad en expansión obtenidos de correlacionar las propiedades índice de los materiales de interés con las de otros semejantes para los que se han determinado dichos módulos elásticos por métodos geosísmicos<sup>(7)</sup>. Según este criterio el desplazamiento vertical para la esquina de un área rectangular uniformemente descargada está dado por:

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

donde:

q Descarga uniforme superficial

B Ancho del área descargada

F<sub>1</sub> F<sub>2</sub> Factores de influencia que dependen de D/B y L/B según la figura III.4.4.

D Espesor del estrato considerado

L Longitud del área descargada

E Módulo elástico del suelo

$\mu$  Relación de Poisson

que para una secuencia de capas o estratos la expresión queda:

$$H = H_{D_1} (E_1, \mu_1) + [H_{D_2} (E_2, \mu_2) - H_{D_1} (E_2, \mu_2)] + \dots + [H_{D_n} (E_n, \mu_n) - H_{D_{n-1}} (E_n, \mu_n)]$$

La excavación se llevará a cabo en dos módulos de 29.32 X 33.40M., así tenemos que:

1er. estrato de 3-10M de profundidad

$$q = \frac{9.27 \text{Ton/M}^2}{2} = 4.64 \text{Ton/M}^2$$

$$\frac{L}{B} = \frac{33.40}{29.32} = 1.14 \quad \frac{D}{B} = \frac{7.00}{29.32} = 0.24$$

de la figura III.4.4. obtenemos  $F_1 = 0.02$  y  $F_2 = 0.06$ , módulo de elasticidad  $E=400\text{Ton/M}^2$  y relación de poissón  $=0.50$ .

$$H_{D_1} = \frac{4.64 \text{Ton/M}^2 (29.32\text{M})}{400 \text{Ton/M}^2} [(1-0.5^2) 0.02 + (1-0.5) - (2 \times 0.5^2) 0.06]$$

$$H_{D_1} = \frac{136.04 \text{Ton/M}^3}{400 \text{Ton/M}^2} [(0.75) 0.02 + 0]$$

$$H_{D_1} = 0.005\text{M}$$

2do. estrato de 10 - 12.5M de profundidad

Datos:

Sustitución

$$q = 4.64 \text{Ton/M}^2$$

$$H D_2 = \frac{136.04 \text{Ton/M}^3}{350 \text{Ton/M}^2}$$

$$[(0.75)0.015 + 0]$$

$$F_1 = 0.015$$

$$H D_2 = 0.004M$$

$$F_2 = 0.03$$

$$E = 350 \text{Ton/M}^2$$

$$\mu = 0.50$$

3er. estrato de 12.5 - 18M de profundidad

Datos:

Sustitución

$$q = 4.64 \text{Ton/M}^2$$

$$H D_3 = \frac{136.04 \text{Ton/M}^3}{450 \text{Ton/M}^2}$$

$$[(0.75)0.02 + 0]$$

$$F_1 = 0.02$$

$$H D_3 = 0.005M$$

$$F_2 = 0.06$$

$$E = 450 \text{Ton/M}^2$$

$$\mu = 0.50$$

4to de 18 -31M de profundidad

Datos:

Sustitución

$$q = 4.64 \text{Ton/M}^2$$

$$H D_4 = \frac{136.04 \text{Ton/M}^3}{500 \text{Ton/M}^2} \\ [(0.75)0.05 + 0]$$

$$F_1 = 0.05$$

$$F_2 = 0.07$$

$$H D_4 = 0.010M$$

$$E = 500 \text{Ton/M}^2$$

$$\mu = 0.50$$

La expansión total en la esquina de la excavación - fue de 2.4cm y al centro de 9.60 cm para módulos de 29.32 x 33.40M., los cuales resultan tolerables. Esta estimación - no considera la reducción que puedan dar los pilotes ya - hincados al hacer la excavación.

### III.5. REVISION DE LOS ESTADOS ELASTICOS POR EXCAVACION

#### III.5.1. Estabilidad de Taludes.

De acuerdo al Reglamento de Construcciones vigentes - para el Distrito Federal (No. 405), para que las paredes - de la excavación sean estables, debe cumplirse la desigual - dad siguiente (considerando un talud vertical):

$$F_c \gamma D_f + q < N_{cf} C_{\mu/q} F_R$$

Donde:

- $F_c$  Factor de carga igual a 1.4 (Art. 220 del reglamento).
- $\gamma$  Peso volumétrico medio del material igual a  $1.5 \text{Ton/M}^3$ .
- $D_f$  Profundidad de la excavación igual a 2.70M.
- $q$  Sobrecarga igual a  $1.50 \text{Ton/M}^2$  (Art. 270 del reglamento).
- $C$  Cohesión del material igual a  $3 \text{Ton/M}^2$ .
- $F_R$  Factor de resistencia igual a 0.70 (Art. 270 del reglamento).
- $\mu_q$  Factor de reducción debido a la sobrecarga que depende de la relación  $\frac{q}{\gamma D_f}$  y de la profundidad del estrato duro (d) de acuerdo a la figura III.5.1.1., como tenemos  $d = \infty$  y  $\beta = 0$  entonces  $\mu_q = 1$ .
- $\phi$  Angulo de fricción interna ( $33^\circ$  a partir de la prueba de penetración estándar y que se puede ver en la figura II.2.3. del capítulo anterior).
- $N_{cf}$  Número de estabilidad que depende del ángulo del talud ( $\beta = 0$ ), y del parámetro  $\lambda_{c\phi} = \frac{\gamma H + \tan \phi}{\mu_q c}$  sustituyendo tenemos que  $\lambda_{c\phi} = 0.88$  de la figura III.5.1.2. tenemos que  $N_{cf} = 4.70$ .

sustituyendo:

$$1.4 (1.5\text{Ton}/\text{M}^3) (2.70\text{M}) + 1.5\text{Ton}/\text{M}^2 < 4.70 (3\text{Ton}/\text{M}^2) (1) (.70) \\ 7.17\text{Ton}/\text{M}^2 < 9.87\text{Ton}/\text{M}^2.$$

por lo que sí se cumple la estabilidad de taludes.

### III.5.2. Falla de Fondo.

En este tipo de falla ocurre un asentamiento del terreno colindante y como consecuencia el peso de dicho terreno se apoya en el estrato de suelo que está al nivel del fondo de la excavación y si la capacidad de carga de ese suelo no es capaz de soportar ese peso, se producirá una falla.

En el instante de falla de fondo incipiente tal y como se muestra en la figura III.5.2.1., la resistencia a lo largo de la superficie ( $CN_c$ ) se opone al flujo del material del talud hacia el fondo de la excavación, a donde tiende a moverse por efecto de la presión  $D_f + q$  en donde  $q$  es una sobrecarga que actúa sobre el suelo (Art. 270 del Reglamento de Construcciones) tal y como se muestra en dicha figura.

Así la posibilidad de falla de fondo por cortante - en arcillas la analizaremos de acuerdo al Reglamento de Construcciones verificando que:

$$P_v F_c + \sum q F_c < (C N_{cs}) F_R$$

donde:

$P_v$  Presión vertical actuante en el suelo, a la profundidad de excavación ( $P_v = \gamma D_f = 1.50\text{Ton}/\text{M}^3 \times 2.70\text{M} = 4.05\text{Ton}/\text{M}^2$ ).

$F_C$  Factor de carga igual a 1.4 (Art. 220 del Reglamento).

$\sum q F_C$  Sobrecargas superficiales afectadas de sus respectivos factores de carga (Art. 270 del Reglamento)  $q = 1.5\text{Ton}/\text{M}^2$ .

$C$  Cohesión del material ( $3\text{Ton}/\text{M}^2$ ).

$N_{CS}$  Coeficiente de capacidad de carga (5.73).

$F_R$  Factor de resistencia definido de acuerdo con el Artículo 270 del Reglamento (0.70).

sustituyendo:

$$(4.05\text{Ton}/\text{M}^2)(1.4) + (1.5\text{Ton}/\text{M}^2)(1) < (3\text{Ton}/\text{M}^2)(5.73)(.70) \\ 7.17\text{Ton}/\text{M}^2 < 12.03\text{Ton}/\text{M}^2$$

por lo tanto si se cumple.

Presiones sobre los muros del sótano.

Los muros perimetrales soportarán la presión total mostrada en la figura III.5.2.2., para el cálculo de esa presión, se consideró una sobrecarga superficial de  $1.5 \text{ Ton}/\text{M}^2$  de acuerdo al Art. 270 del Reglamento (No. 400) y -

un coeficiente de presión de tierras igual a  $K_0=0.6$  (3.2.3., de las normas No. 405). Para tomar en cuenta sollicitaciones sísmicas se sumará a la presión anterior un componente horizontal determinado por un coeficiente sísmico de  $C=0.40$  (NORMAS DE EMERGENCIA DEL REGLAMENTO) de tal forma tenemos que:

Presión debido al agua

$$P_w = \gamma_w H_2 = (1\text{Ton}/\text{M}^3) (1.8\text{M}) = 1.8\text{Ton}/\text{M}^2$$

Presión del suelo

$$P_s = \gamma_m H_1 K_0 + C (\gamma_m - \gamma_w) H_2 K_0$$

$$P_s = (1.5\text{Ton}/\text{m}^3) (1.20\text{M}) (0.60) + (1.5\text{TON}/\text{M}^3 - \text{TON}/\text{M}^3) (1.80\text{M}) (0.60)$$

$$P_s = 1.08\text{Ton}/\text{M}^2 + 0.54\text{Ton}/\text{M}^2 = 1.62\text{Ton}/\text{M}^2$$

Presión debido a la sobrecarga

$$P_q = q K_0 = 1.5\text{Ton}/\text{M}^2 (0.60) = 0.90\text{Ton}/\text{m}^2$$

Presión total

$$P_T = P_w + P_s + P_q$$

$$P_T = 1.8\text{Ton}/\text{M}^2 + 1.62\text{Ton}/\text{M}^2 + 0.90\text{Ton}/\text{M}^2$$

$$P_T = 4.32\text{Ton}/\text{M}^2$$

Presión total considerando sismo

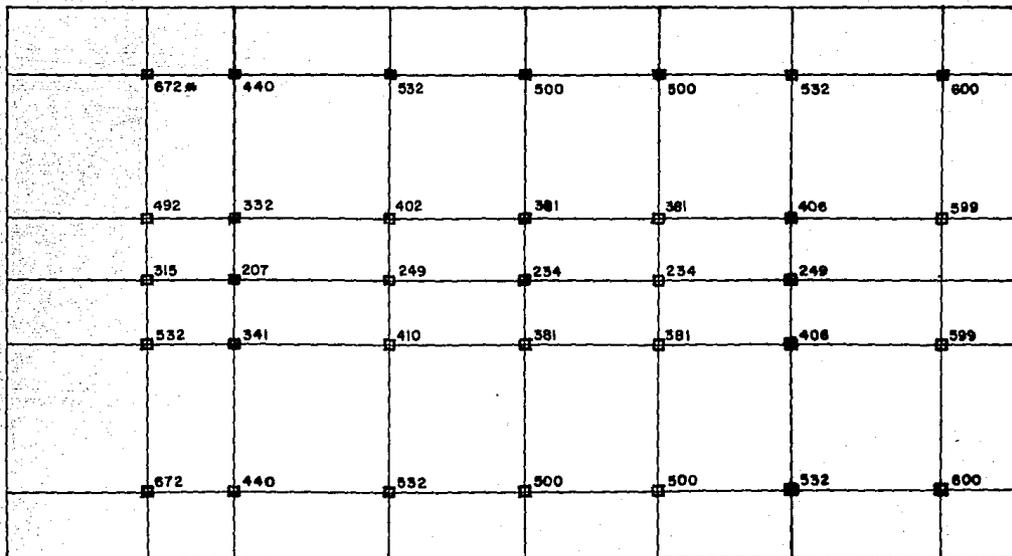
$$P_{Ts} = P_T + P_S = P_T + C P_S$$

$$P_{Ts} = 4.32 \text{Ton/M}^2 + 0.40 (1.62 \text{Ton/M}^2)$$

$$P_{Ts} = 4.32 \text{Ton/M}^2 + 0.65 \text{Ton/M}^2$$

$$P_{Ts} = 4.97 \text{Ton/M}^2$$

El empuje total actuante sobre los muros del sótano, es igual a 8.36 TON. aplicado a 1.6 m. de profundidad a partir del nivel del terreno natural (centroide del área de presiones), tal y como se muestra en la Fig. III.5.2.2.



W ESTRUCTURA = 15 083 TON.

ESCALA 1:500  
 ● CARGAS EN TON.

FIG. III.1.1. PLANTA DE COLUMNAS ,DISTRIBUCION DE CARGAS A NIVEL DE P.BAJA

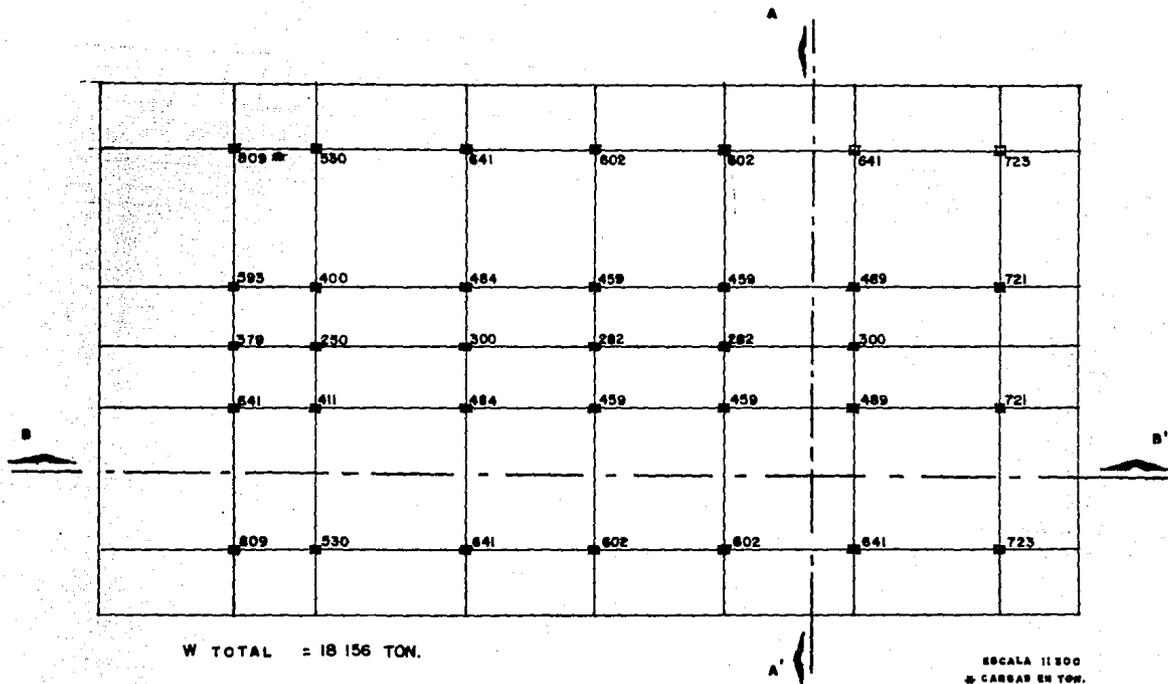


FIG. III.1.2. PLANTA DE COLUMNAS, DISTRIBUCION DE CARGAS A NIVEL DE SOTANO

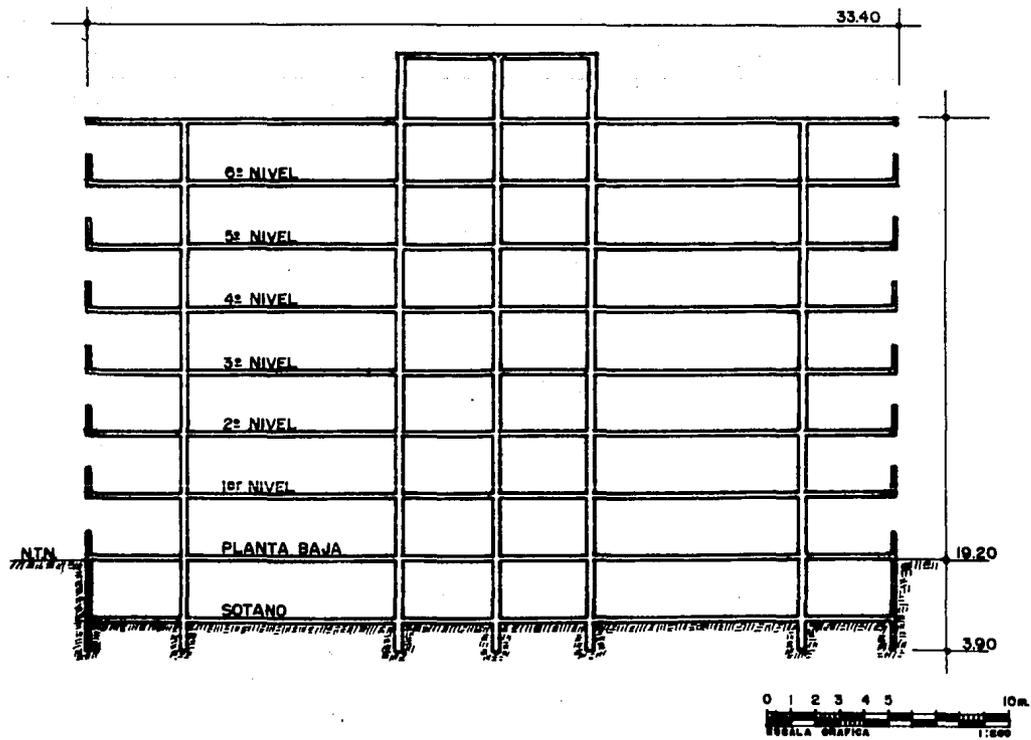


FIG. III.1.3. CORTE TRANSVERSAL A-A'

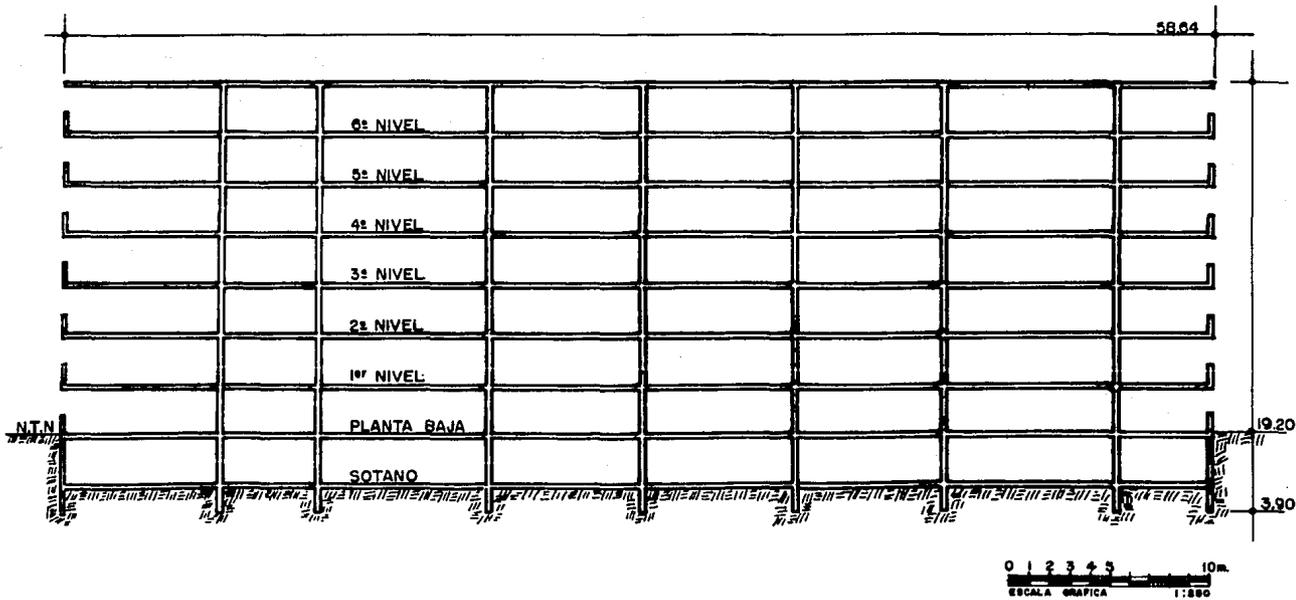


FIG. III.1.4. CORTE LONGITUDINAL B-B'

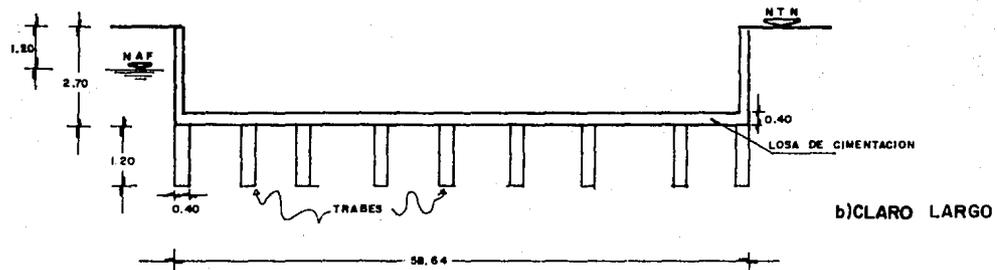
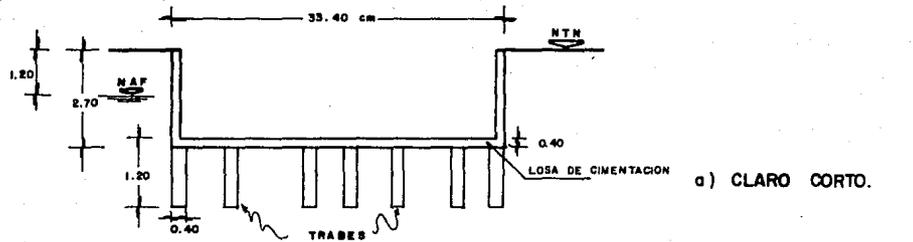


FIG. III. 2.1. CAJON DE CIMENTACION

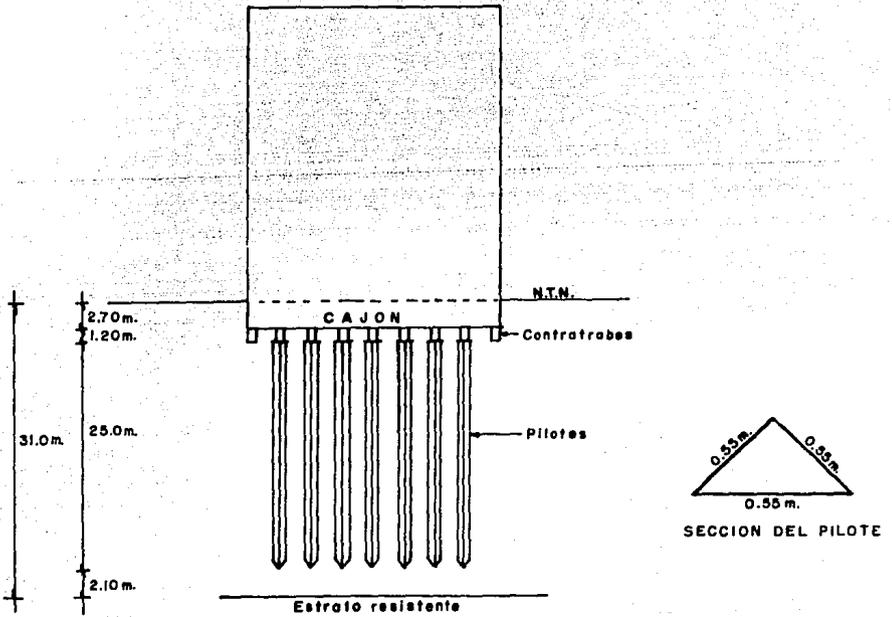


FIG. III.2.2.- PILOTES DE FRICCION

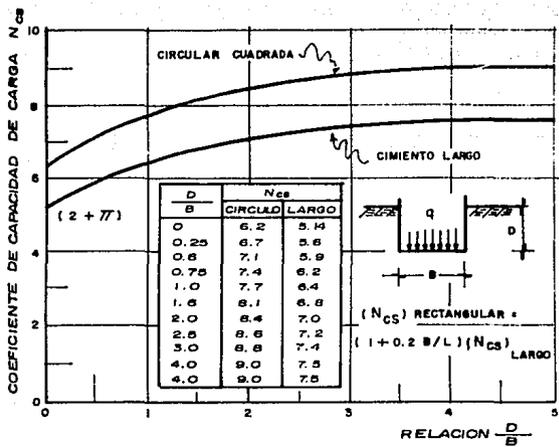
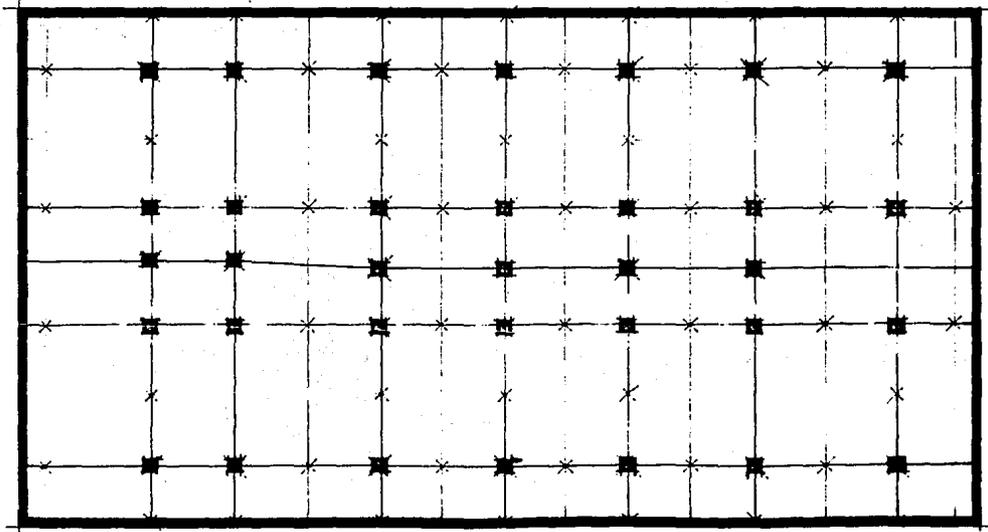


FIG. III. 2.3. COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE CARGA



ESC: 1: 300

NOTA :

SEPARACIÓN MÍNIMA ENTRE  
PILOTES SERÁ DE 3 VE-  
CES SU DIÁMETRO.  
CENTRO A CENTRO.

### DISTRIBUCION DE PILOTES PROPUESTA

× PILOTES

FIGURA XII . 9 . 1

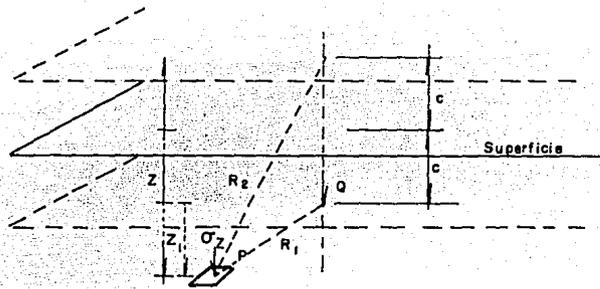


FIGURA III. 4. I. a

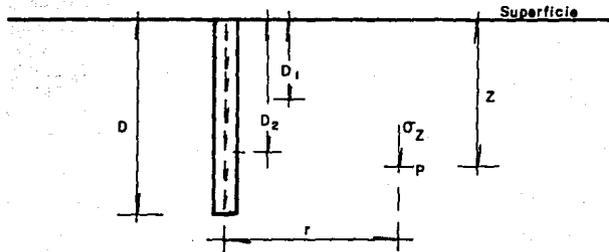


FIGURA III. 4. I. b

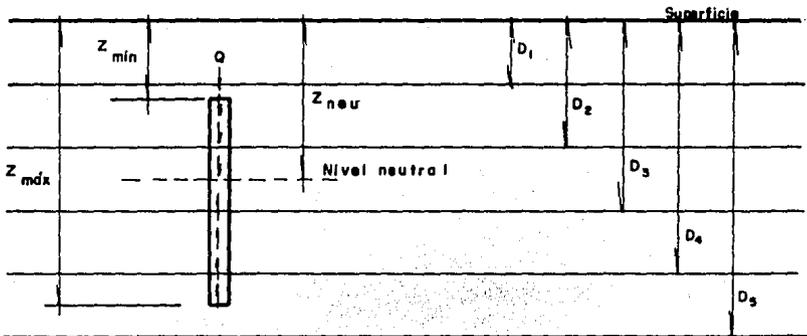
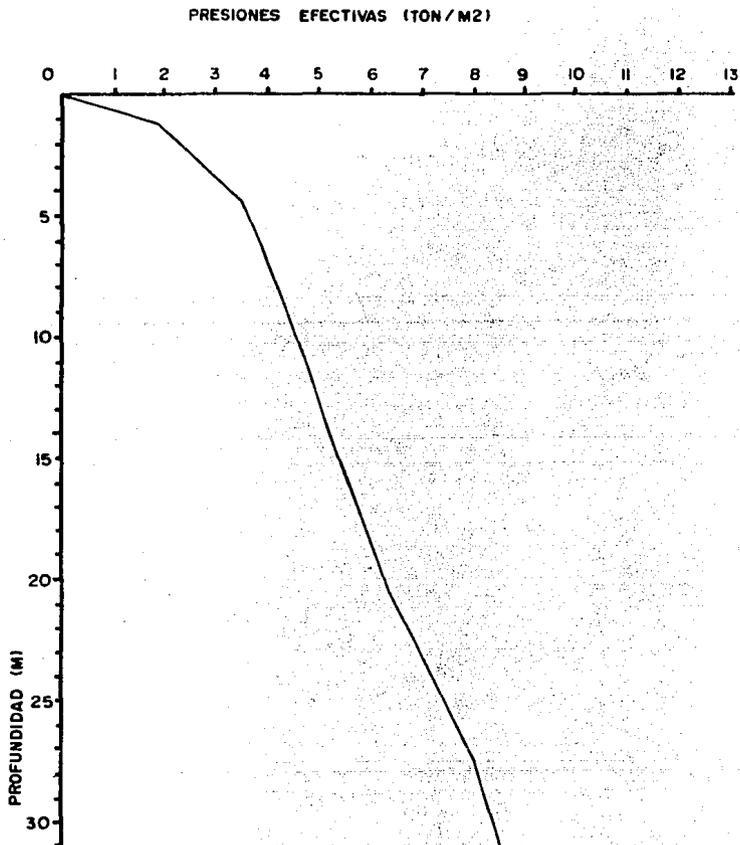
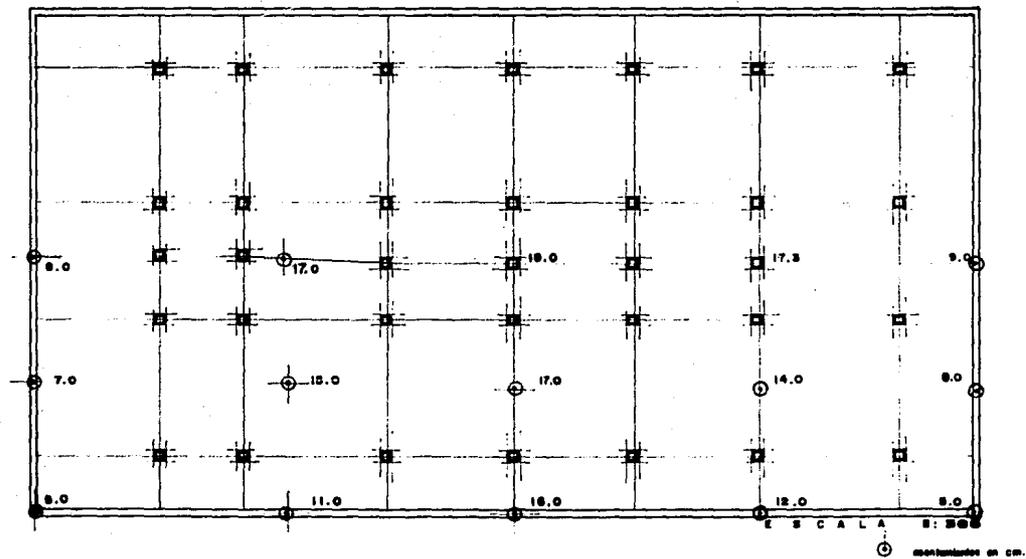


FIGURA III. 4. I. c



**FIG. III.4.2. — DIAGRAMA DE PRESIONES EFECTIVAS**



**ASENTAMIENTOS ESPERADOS CONSIDERANDO LA RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA**

**FIG. III.4.3.**

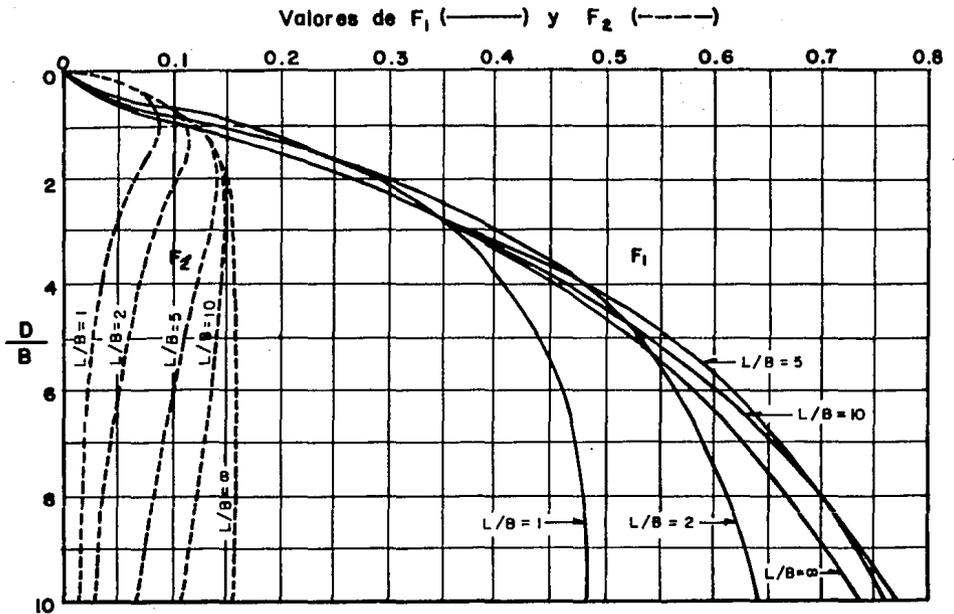


Fig. III.4.4. Factores de Influencia  $F_1$  y  $F_2$

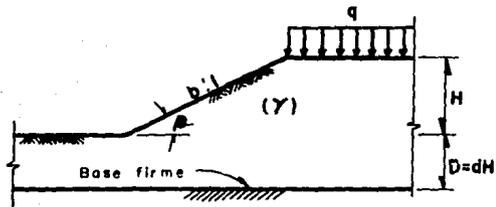
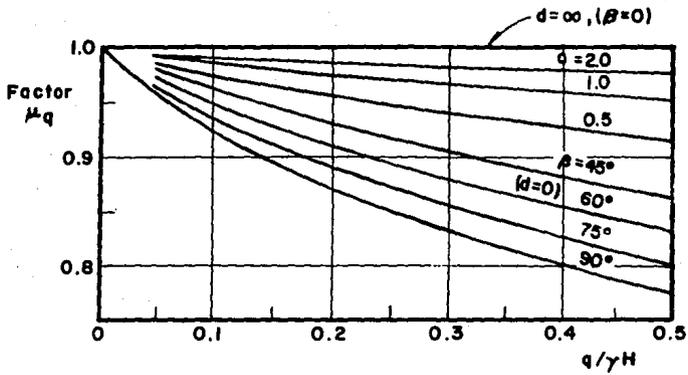


Fig. III.5.1.1. Factor de reducción  $\mu_q$

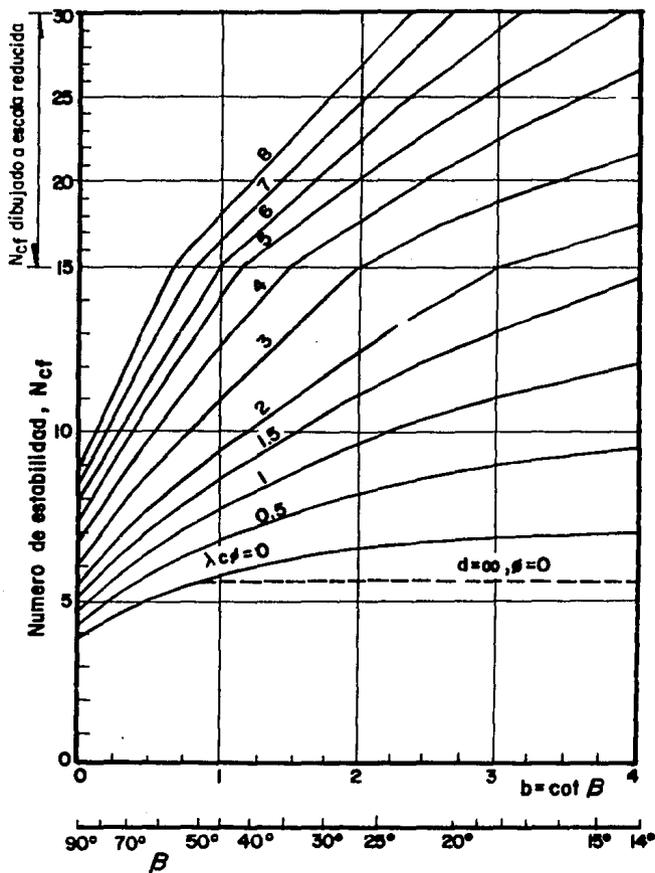


Fig. III. 5.1.2. Factor  $\lambda c \phi$

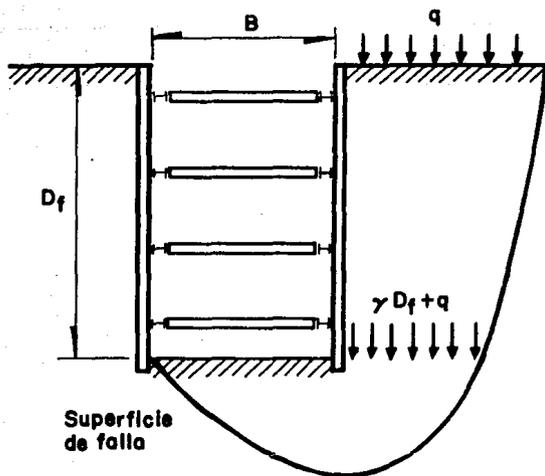
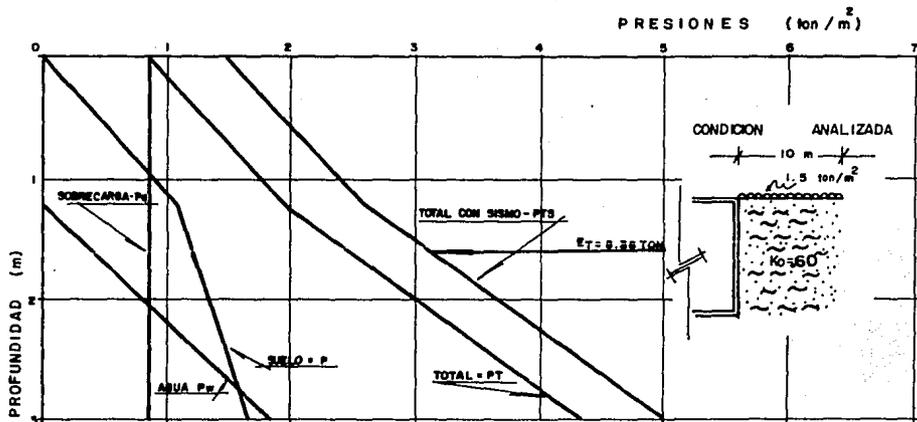


Fig. III.5.2.1. Falla de fondo en excavaciones



**PRESSIONES SOBRE LOS MUROS PERIMETRALES DEL CAJON DEL SOTANO.**

**FIGURA III.5.2.2**

REFERENCIAS III

- 1.- Normas Técnicas Complementarias del reglamento de construcciones para el Distrito Federal. "Diseño y Construcción de Cimentaciones No. 405". Publicación del Instituto de Ingeniería, Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. 1977.
- 2.- Título IV del reglamento de construcciones para el Distrito Federal. "Requisitos de Seguridad y Servicios para las Estructuras No. 400". Publicación del Instituto de Ingeniería, Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. - 1977.
- 3.- Westergaard H., M. m "Theory of Elasticity and Plasticity", Dover Publications, 1964.
- 4.- Geddes, J. D. "Stresses in foundation soils Due to vertical Subsurface Loading", Geotechnique, London Vol. 16 No. 3, PP. 231-255, 1966.
- 5.- Juarez Badillo, E., Rico, R., A., "Mecánica de Suelos", Tomo II, Limusa, México, 1976.

6.- Steinbrenner. "Tafeinzursetzungsberechnung diestrassen", 1934.

7.- Resendiz D. Et. Al. "The Elastic Properties of Saturated Clays - From Field And Laboratory Measurements", Memorias del III Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Vol. 1, Caracas, Julio, 1967.

CAPITULO IV  
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

#### IV. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

##### IV.1.- Preparación del Lugar.

- Limpieza del Terreno.- En el predio se encuentra una construcción vieja, la cual será demolida y retirada fuera de la obra, así como también su cimentación existente (Zapatas) que coincida con la distribución de pilotes.

- Trazo y Nivelación : Una vez teniendo el terreno limpio se llevará a cabo el trazo de los ejes (como se indica en los Planos Estructurales) y distribución de los pilotes de acuerdo a lo ya antes mencionado que se puede ver en la figura III.4.1, dicho trazo se realizará con un tránsito para obtener mayor precisión. Respecto a la nivelación del terreno no es necesario, debido a que el terreno se encuentra completamente plano.

#### IV . 2.- Hincado de Pilotes.

Como ya se menciona en el capítulo anterior los Pilotes serán de sección triangular y precolados para ser hincados al golpe, tomando las siguientes consideraciones.

- Con el objeto de evitar que durante el hincado, el Pilote se atore en alguna de las capas resistentes y de reducir el bufamiento de la superficie de terreno debido al desplazamiento de los materiales del subsuelo provocado por el hincado de pilotes, previamente al mismo, se hará una perforación a 5m. de profundidad sin extracción de material, con un diametro equivalente al círculo inscrito de la sección triangular del pilote, de tal manera que al ser remoldeados los materiales del subsuelo adopten un estado fluido que permita su desalojo al introducir el pilote, lo que deberá ser inmediatamente al termino de la perforación.

- A 13 y 27m de profundidad se detectaron -  
pequeñas capas con resistencia a la pene--  
tración estandar de 12 golpes que posible--  
mente planteen problemas durante el hincado;  
por esa razón deberá observarse durante  
el hincado de los primeros pilotes la -  
problematica que presente y en caso de ame-  
ritarse podrfá requerirse perforación pre-  
via hasta esa profundidad.
  
- Como ya se menciona anteriormente, la dis-  
tribución de pilotes se hará conservando -  
una separación mínima centro a centro, de  
tres veces el dado de la sección transversal  
del pilote. Dicha distribución se llevo  
a cabo de tal manera de hacer coincidir el  
centro de gravedad de las cargas con el de  
reacciones.
  
- Para facilitar el hincado de los pilotes -  
deberán construirse con una punta de 60° ,  
debidamente reforzada para resistir los es-  
fuerzos a que estará sujeta durante el hincado.
  
- Se verificará la verticalidad de los tramos  
de pilote antes de proceder al hincado. La  
desviación de la verticalidad no podrá ser  
mayor del 1% de la longitud del pilote.

- Los pilotes deberán ser colocados en tramos manejables de 13m de longitud aproximadamente, la parte que exceda será demolida o descabezada.
  
- Las juntas entre los tramos de pilotes deberán tener por lo menos la misma resistencia en compresión, tensión y fuerza cortante, que la sección corriente de los mismos. Estas podrían ser con soldadura de placas de acero.
  
- La posición de la cabeza de los pilotes no distara, respecto a la de proyecto, más de 15 cm. ó 25 % del ancho del elemento estructural que se apoya en ella, cual sea menor.
  
- La hincas se llevará a cabo sin buscar el rechazo, en tal caso se hará perforación previa.

- Los pilotes deberán ser hincados por medio de un martinete de acción simple. La figura IV.2.1. nos muestra un conjunto de curvas de energía necesaria para el hincado (Capacidad de carga del Pilote).
  
- Durante la hinca de los pilotes se llevará un registro que indicará para cada uno, su ubicación en la planta de cimentación, su longitud y dimensiones transversales, la profundidad de la perforación previa, el tipo de materiales empleados para la protección de la cabeza y punta del pilote, el peso del martinete y su altura de caída, la energía por golpe, el número de golpes por minuto y el número de golpes por metro de penetración.

#### IV.3.- Excavaciones para alojar el cajón.

Una vez terminada la hinca de los pilotes, se procederá con la excavación que alojara el sotano; el orden de estas dos actividades se hizo así debido a :

- . Posición del nivel de aguas freáticas.
- . Evitar remoldeo de desplante del cajón.
- . Por facilidad constructiva.

La excavación se efectuará en módulos de --  
29.32 x 33.40 m; observándose las siguientes recomendaciones.

- La excavación por módulos podrá efectuarse con maquinaria que se ubique fuera del área de excavación tal como una retro-excavadora y en una sola etapa hasta 0.20m arriba del nivel de máxima excavación, dejando bermas perimetrales con 1.5 m. de ancho de corona y un talud de 0.75:1, esto con el objeto de resistir temporalmente (mientras se termina de excavar) los empujes mostrados en la fig. III.5.2.2. del capítulo anterior.

- Los últimos 20cm se excavarán a mano para evitar remoldeo de los materiales situados inmediatamente bajo el desplante de la losa.
- Al llegar al nivel de máxima excavación se colocara inmediatamente una plantilla de concreto pobre que proteja al material contra remoldeo y fisuramiento por pérdida de humedad.
- A continuación se excavará las cepas que alojarán las contratrabes, que hirán distribuidas tal y como ya se mencionaron anteriormente.
- El material producto de la excavación deberá ser retirado del sitio y no permitir acumulación de material en la corona de la excavación.
- La excavación no deberá permanecer abierta más de una semana sin que se contruya la cimentación.

#### IV.4.- Construcción del Cajón.

- Conforme se vayan excavando las cepas, se -- colocarán de acuerdo a lo especificado en -- planos estructurales las contratraves, la ex-- cavación de la cepa que alojara las contra-- traves se acostillarán con el objeto de evi-- tar fallas locales.
- Posteriormente se atacarán las bermas perime-- trales, en tramos alternados de 3 m de ancho, construyendose un muro de retención de concre-- to armado desplantado 0.30 m. abajo del nivel máxima excavación. Terminados los primeros -- tramos y troquelados se atacarán los restan-- tes de la misma forma, completando toda la pe-- riferia.
- Dicho muro será de tal forma que soporte las presiones mostradas y mencionados en el capítu-- lo anterior.

- Enseguida se colara la losa de cimentación - de acuerdo a los planos estructurales ya especificados.

- Terminada la construcción de la primera etapa de cimentación (primer Módulo) se podrá - iniciar el siguiente, bajo las mismas recomendaciones mencionadas.

#### IV. 5.- Control del nivel Freático.

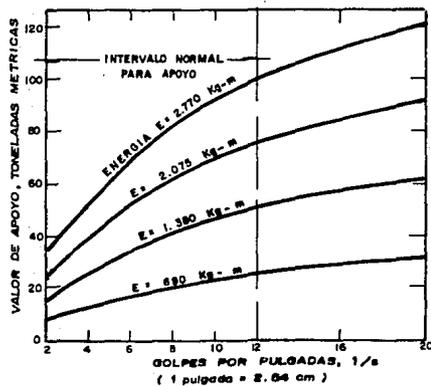
Dado que el nivel de aguas freáticas se localizó a 1.20m. de profundidad será necesario controlar el flujo del agua hacia la excavación; esto se hará mediante bombeo convencional, observándose las siguientes recomendaciones :

- Se construirán drenes perimetrales a la excavación alejados 2m. del pie del talud, y drenes perpendiculares entre si (en forma de cruz) localizados en la parte media del área excavada.
- Los drenes quedarán constituidos por zanjas de - 30 x 30 cm. rellenas de gravas y con pendiente hacia dos cárcamos de bombeo.
- Los cárcamos de bombeo se localizarán en las partes medias de las cabeceras del área excavada, alejadas 2 m. del pie del talud, profundizándose 1m. por abajo del nivel de máxima excavación, de los cuales se bombeará hacia el exterior, desalojando el agua lo más retirado posible de la excavación.

- En la figura IV.5.1. Se muestran los detalles del procedimiento constructivo, así como la disposición y geometría de los drenes y cárcamos de bombeo.

- Dado que el material que aflora al fondo de la excavación es arcilla se obtuvo un gasto de 0.001 (lts./seg.)Ml.

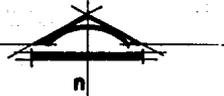
Considerando el volumen de agua mencionado el control de agua que fluya hacia la excavación se efectuará mediante un bombeo de achique, captandola mediante cárcamos de una sección transversal de 1 x 1m, profundizándose 1m. por abajo del nivel de máxima excavación, de donde será bombeada al exterior. La bomba utilizada deberá tener una capacidad para desalojar el volumen de agua mencionado y eventualmente la lámina de agua acumulada por lluvia.



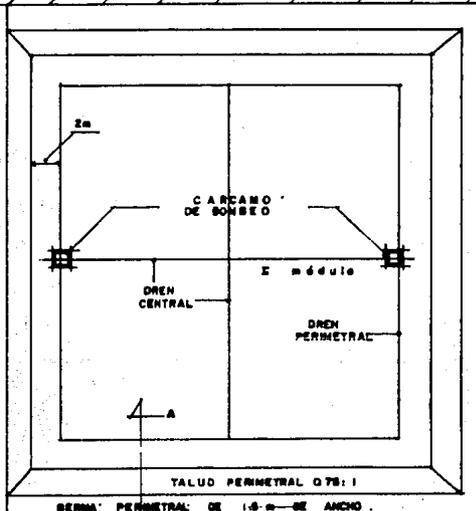
**FIG. III. 2.1. CAPACIDAD DE CARGA QUE DESARROLLA EL PILOTE A PARTIR DE LA ENERGIA DE HINCADO.**

# PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO MODULAR

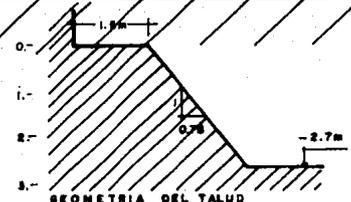
ABRAHAM GONZALEZ



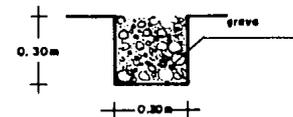
módulo II



CORTE A-A'



GEOMETRIA DEL TALUD



GEOMETRIA DE LOS DRENES

E.S.C. 1:300

FIGURA EX. 5.2

## C O N C L U S I O N E S

El subsuelo de la Ciudad de México y en especial en la zona del lago, se presentan problemas de baja capacidad de carga y alta deformabilidad (suelo muy compresible), nivel de aguas freáticas casi superficial y hundimiento regional, debido a esto, es necesario para todo tipo de cimentación - en ésta zona, hacer un estudio completo de Mecánica de Suelos.

El presente trabajo expone como debe realizarse un estudio de Mecánica de Suelos, para una estructura que se pretende construir en la zona del lago de la Ciudad de México, desde el muestreo y exploración del subsuelo, pruebas de laboratorio, así como el análisis de los resultados como pueden ser; capacidad de carga, hundimientos, empujes sobre muros rígidos, estabilidad de talúdes y expansiones, debiendo satisfacer los requisitos que marca el reglamento de construcciones del Distrito Federal, para esto, se deberá de tomar en cuenta las características de la superestructura, - además hay que tener presente que toda cimentación debe ser económica, segura y funcional, llegándose a obtener cimentaciones técnico-económicas más factibles (óptima).

Con el objeto de disminuir los asentamientos y poder resolver el problema de baja capacidad de carga del subsuelo para grandes estructuras, tenemos como posible, solución una cimentación parcialmente compensada a base de un cajón de concreto armado y pilotes de fricción (cimentación mixta) la cual como su nombre lo indica nos compensa parte de la carga de la estructura (por descarga de los materiales excavados) y la restante es tomada por los pilotes que trabajaran a fricción, esto nos permitira que la estructura se asiente simultaneamente con el suelo, debido a la carga de -

la estructura y a la consolidación regional.

Obviamente no es la única solución aplicable a este problema, pero si la más factible, considerando que además se puede aprovechar el espacio desocupado por los materiales excavados, bien como cisterna, estacionamiento, etc.

La sección transversal triangular del pilote se considera la más adecuada en base a las ventajas que presenta -- con los demas y una de ellas es que a igual superficie lateral, éste presenta menor área transversal lo cual resulta más económico y en caso contrario a iguales áreas transversales éste presenta una mayor área lateral (superficie de adherencia).

Para evitar que en un futuro la estructura emerja debido a que los pilotes lleguen a trabajar por punta, se tendrá que dejar un espesor de material compresible entre el nivel de desplante del pilote y el del suelo resistente, dicho espesor se determinará en función del hundimiento regional previsto en el futuro en la zona de ubicación del predio.

## B I B L I O G R A F I A

- 1.- Instituto de Ingenieria, " Requisitos de seguridad para el reglamento de construcciones para el Distrito Federal " , U. N. A. M., 1980.
- 2.- Resendiz D., y Rodriguez J., M., " Información reciente del subsuelo de la ciudad de México " , Instituto de -- Ingenieria, U. N. A. M., 1977.
- 3.- Tomlinson. M., J., " Diseño y construcción de cimientos " Edit. URMO, 1971.
- 4.- Terzaghi K., " Theoretical Soil Mechanica", John Wiley a and Sons, 8a. edición, 1956.
- 5.- Meyerhof G., G., " Some Recent Tesearch on the Bearing Capacity of Foundations " , Can. Geot. J., 1963.
- 6.- Resendiz D., y Auvinet G., G., " Recomendaciones para - el calculo de hundimientos de cimentaciones sobre pilotes de fricción " , Instituto de Ingenieria, U.N.A.M., - 1980.
- 7.- González V., M., A., " Estudios Recientes de Mecánica - de Suelos Cercanos al Sitio " , GHI, 1980-1983.
- 8.- Peck R., B., Haason W., E., Thorabura T., H., " Ingenie- ria de Cimentaciones " , Limusa, 1982.
- 9.- Juarez Badillo E., y Rico Rodriguez A., "Mecánica de -- Suelos " , Tomos, I, II, III, Limusa, 1980.
- 10.- Marsal R., J., y Mazari M., " El Subsuelo de la Ciudad de México", partes A, B, y C, Instituto de Ingenieria, U. N. A. M., 1959.

- 11.- Skempton A., N., " The Bearing Capacity of Claya " , - Building Research Congress, London, 1951.
- 12.- Mader F., Y Auvinct G., G., "Normas Tecnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal " , Instituto de Ingenieria, U. N. A. M., 1977.
- 13.- Resendiz D. et. al. " The Elastic properties of saturated Claya from field and Laboratory Measurements " Memorias del III congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingenieria de Fundaciones, Vol. I, Caracas, - Julio, 1967.
- 14.- Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas, Manual de Diseño de Obras Civiles Geotecnia B.2.1. Editorial Mexicana 1972.
- 15.- Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas. Manual de Diseño de Obras Civiles Geotecnia B.2.2. Propiedades Fisicas y Mecanica de -- los Suelos. Editorial Mexicana 1980.
- 16.- Arias Rivera Carlos G. y Meza Reyna Jorge L. Cuaderno de Trabajo Geotecnia II UNAM Fac. de Ingenieria de 1985.
- 17.- Secretaria de Recursos Hidráulicos -Dirección de Proyectos- "Mecanica de Suelos". quinta edición -México- 1970.
- 18.- David A. Day, P. E. -"Maquinaria para la construcción" Editorial Limusa -1982.