

29  
2-4



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
"ARAGON"

ALTERNATIVAS DE CIMENTACION PARA UNA  
CASA-HABITACION EN EL LAGO DE CHALCO

T E S I S  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A ;  
ALFONSO TORRES RAMIREZ

**FALLA DE ORIGEN**



MEXICO, D. F.

1989



Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **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.

"ALTERNATIVAS DE CIMENTACION PARA UNA CASA HABITACION  
EN EL LAGO DE CHALCO."

	Pag.
INTRODUCCION.	1
I.-ANTECEDENTES.	
I.1 Breve historia de las arcillas del Lago de Chalco.	2
I.2 Descripción de la estructura por construir y sus necesidades.	3
I.3 Tipos de cimentaciones usuales y problemas que se han presentado en construcciones sobre la zona.	9
II.-EXPLORACION Y MUESTREO.	
II.1 Métodos de exploración y muestreo recomendados por el Reglamento de Construcciones del DDF.	27
II.2 Exploración y muestreo efectuados.	37
III.-TRABAJOS DE LABORATORIO.	
III.1 Pruebas recomendadas por el Reglamento de Construcciones del DDF.	38
III.2 Pruebas efectuadas y resultados obtenidos.	39
IV.-INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS.	
IV.1 Estratigrafía.	79
IV.2 Características de calidad y resistencia.	84
IV.3 Características de deformación del suelo.	85
V.-ALTERNATIVAS DE CIMENTACION.	
V.1 Tipos de cimentaciones que se pueden emplear.	87
V.1.1 Análisis de capacidad de carga.	87
V.1.2 Análisis de asentamientos.	96
V.1.3 Análisis económico.	118
VI.-ELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION.	
VI.1 Ventajas y desventajas.	125
VI.2 Procedimiento constructivo.	128
BIBLIOGRAFIA.	131

## INTRODUCCION

Con este trabajo se pretende dar un panorama general, tanto de las características del suelo, como de las condiciones de las construcciones existentes en la zona.

El arte de diseñar una buena cimentación depende generalmente de una cuidadosa y completa investigación de todos los parámetros que intervienen en ella por parte del proyectista. Un estudio puede realizarse tomando como referencia la compatibilidad de las condiciones del suelo con el tipo de cimentación.

Para cimentar, como primer paso el proyectista podrá considerar las características físicas y las propiedades del suelo que se obtengan en sitio, y como segundo efectuando las pruebas de laboratorio que lógicamente representará disponer de datos más verídicos y confiables.

El principal objetivo del presente estudio es mostrar como seleccionar una cimentación que pueda ser usada eficientemente, dadas las condiciones del suelo. Se consideran dos factores importantes: primero, la capacidad de carga portante del suelo; y segundo, los asentamientos que deberán ser compatibles con la cimentación elegida, la superestructura (edificio) y las demandas arquitectónicas de proyecto.

El Ingeniero debe tomar en cuenta factores adicionales a los mencionados anteriormente; tales como economía, destino de la obra, bancos de materiales, mano de obra, etc. Mientras mas y mejor se investigue a los parámetros involucrados en la elección del tipo de cimentación se tendrá la seguridad de que el proyecto sea un éxito.

El profesionista en la materia debe considerar que la diferencia entre la teoría y la realidad son en este tema especialmente importantes por la gran y tantas veces repetida complejidad de los suelos, que hace que las hipótesis simplificativas que la técnica actual utiliza, todavía tengan un grado de aproximación en ocasiones burdo y rara vez satisfactorio. Por esta razón adquiere gran importancia el buen criterio del ingeniero para aliviar este problema.

## CAPITULO I

### ANTECEDENTES

#### I.1-Breve historia de las arcillas del Lago de Chalco.

El Valle de México se encuentra ubicado en la parte sur de la Mesa Central, a una altura media de 2240 m. sobre el nivel del mar, cubriendo una área aproximada de 7160 Km.2 de los cuales 3080 corresponden a áreas montañosas y 4080 a las planicies.

Por su situación geográfica el Valle de México era una cuenca cerrada, presentando grandes inundaciones en épocas de lluvia, afectando a la mayoría de los habitantes de la mancha urbana. Dadas estas circunstancias se tuvo la necesidad de drenar la zona, lográndose con la construcción del tajo de Nochistongo en 1789 y posteriormente los dos túneles de Tequisquiác, dándose así la comunicación (artificial) entre la cuenca del Valle de México y la del Rio Moctezuma en el estado de Hidalgo.

El Lago de Chalco se ubica dentro del Valle de México, presentando características y propiedades del subsuelo similares a las del Distrito Federal (zona de lago).

Las arcillas de Chalco se originaron a consecuencia de las erupciones volcánicas del Popocatepetl e Iztaccihuatl, que arrojaron gran cantidad de cenizas, las cuales a través del tiempo formaron grandes bloques de andesita; posteriormente, con el cambio brusco de las temperaturas, se fueron desintegrando estos bloques y, con la ayuda de los agentes atmosféricos tales como el agua y el viento fueron arrastradas las partículas sueltas hacia las partes mas bajas, mezclándose con aluviones y materia orgánica, dando origen a las arcillas-arenosas y a las arcillas orgánicas. La presencia del hombre acelera este proceso.

Siendo la zona de Chalco el punto central de nuestro estudio y donde se ha dado en últimas fechas un gran desarrollo urbano, se presenta el gran problema de dotar de vivienda económica y segura a sus habitantes, haciendo necesario el estudio del subsuelo por personal técnico para determinar sus propiedades y características.

## I.2-Descripción de la estructura por construir y sus necesidades.

El presente estudio tiene como objetivo proyectar la cimentación de una casa-habitación de dos niveles, sobre un predio ubicado en las inmediaciones del Km 30 de la autopista México-Puebla, al noroeste de la población de Chalco (ver fig. I.2.1). El lote cuenta con una superficie total de 120 m.2, teniendo un frente de 8 m. y una longitud de 15 m. La superficie por construir es de 69 m.2 y su distribución se muestra en el plano arquitectónico (fig. I.2.2).

La estructura se construirá a base de trabes, muros de carga, losas macizas y castillos. Los materiales comúnmente utilizados serán tabique rojo, cemento Portland tipo I y acero de refuerzo  $f_y=4000$  Kg/cm.2.

Como el NAF se encuentra muy superficial, se originan una serie de problemas tanto en el momento de la construcción como durante la vida útil de la obra, llegando al grado de disminuir esta última. Se cree conveniente tomar en cuenta una serie de factores que contribuyan a la realización de un buen proyecto, como son las condiciones urbanas de la zona y algunos problemas físicos existentes, tales como los que a continuación se listan.

- 1.-Al no estar urbanizada la zona se deben considerar las diferencias de nivel del desplante y piso terminado de la estructura, contra los posibles niveles de futuras construcciones, como podrían ser banquetas, calles pavimentadas, etc.
- 2.-Con la presencia de una zona de lago, el nivel freático es casi superficial y se tiene una gran cantidad de sales (llamadas comúnmente salitre), por lo que se recomienda utilizar materiales resistentes a los sulfatos en la construcción del cimiento.
- 3.-Durante la época de lluvias se presentan inundaciones, donde el agua alcanza una altura máxima de 60 cm., lo cual debe ser considerado durante el diseño de una cimentación.

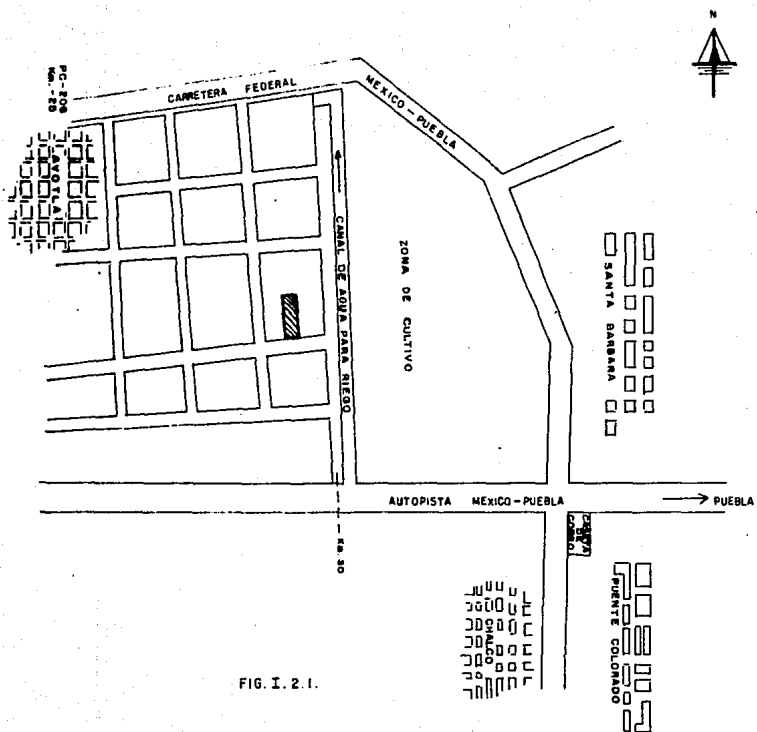
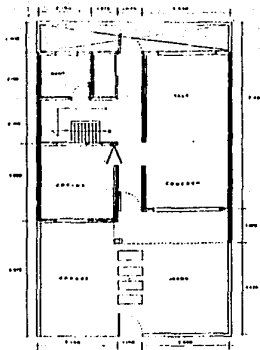
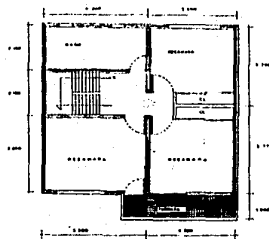


FIG. I. 2. I.

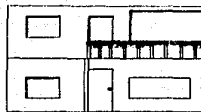
FIG. 1.2.2



PLANTA BAJA



PLANTA ALTA



FACHADA



\*\*\* Cálculo de las cargas transmitidas por la estructura al terreno de cimentación. \*\*\*

Pesos volumétricos de los materiales por utilizar  
concreto hidráulico  $\rho = 2.4 \text{ Ton/m}^3$   
tepetate  $\rho = 1.5 \text{ Ton/m}^3$

Cálculo de las cargas muertas y vivas de acuerdo al reglamento de construcciones del DDF.

1.- Losa de azotea.

Losa maciza de concreto reforzado con espesor  $h=12 \text{ cm}$ .

$$- - 2.4 \text{ T/m}^3(0.12 \text{ m.})=0.288 \text{ T/m}^2$$

Otros materiales - - - - - =0.170

Carga muerta adicional- - - - - =0.042

Carga viva- - - - - =0.098

Carga (W) 0.598 T/m.2

2.- Losa de entrepiso.

Losa maciza  $h=15 \text{ cm}$ . - - - - -  $2.4 \text{ T/m}^3(0.15 \text{ m.})=0.360 \text{ T/m}^2$

Relleno de tezontle - - - - - =0.110

Otros materiales - - - - - =0.040

Carga muerta adicional- - - - - =0.040

Carga viva. - - - - - =0.210

Carga (W) 0.760 T/m.2

2.- Peso del muro de tabique por metro lineal incluye dalas y castillos.

W muro = 0.40 T/m

Por los requerimientos de análisis de capacidad de carga y asentamientos se determinan las descargas de los distintos cimientos y en dos puntos diferentes.

a) Zapata aislada

▪ central

área de influencia igual a 16 m<sup>2</sup>

losa de azotea		
0.598 t/m <sup>2</sup> (16 m <sup>2</sup> ) =		9.568 Ton
losa de entrepiso		
0.760 t/m <sup>2</sup> (16 m <sup>2</sup> ) =		12.160 Ton
peso del muro		
8 m (0.4 t/m) (2) =		6.400 Ton
		<u>28.128 Ton</u>

▪ de esquina

Mediante el método de área tributarias, la superficie de influencia es igual a 4.5 m<sup>2</sup>

losa de azotea		
0.598 t/m <sup>2</sup> (4.5 m <sup>2</sup> ) =		2.691 Ton
losa de entrepiso		
0.760 t/m <sup>2</sup> (4.5 m <sup>2</sup> ) =		3.420 Ton
peso del muro		
4.25 m (0.4 t/m) (2) =		3.400 Ton
		<u>9.511 Ton</u>

b) Zapata corrida

\* central

área de influencia igual a 19.57 m<sup>2</sup>

losa de azotea

0.598 t/m<sup>2</sup> (19.57 m<sup>2</sup>) = 11.702 Ton

losa de entrepiso

0.760 t/m<sup>2</sup> (19.57 m<sup>2</sup>) = 14.873 Ton

peso del muro

9.50 m (0.4 t/m)(2) = 7.600 Ton

34.175 Ton

\* de lindero

Mediante el método de áreas tributarias, la superficie de influencia es igual a 14.43 m<sup>2</sup>

losa de azotea

0.598 t/m<sup>2</sup> (14.43) = 8.629 Ton

losa de entrepiso

0.760 t/m<sup>2</sup> (14.43 m<sup>2</sup>) = 10.967 Ton

peso del muro

9.50 m (0.4 t/m)(2) = 7.600 Ton

27.196 Ton

c) Losa de cimentación

área de influencia igual a 69.25 m<sup>2</sup>

losa de azotea

0.598 t/m<sup>2</sup> (69.25 m<sup>2</sup>) = 41.411 Ton

losa de entrepiso

$$0.760 \text{ t/m}^2 (69.25 \text{ m}^2) = 52.630 \text{ Ton}$$

peso del muro

$$43.25 \text{ m } (0.4 \text{ t/m})(2) = 34.600 \text{ Ton}$$

$$\underline{128.641 \text{ Ton}}$$

d) Cajón de cimentación

Área de influencia igual a 69.25 m<sup>2</sup>

losa de azotea

$$0.598 \text{ t/m}^2 (69.25) = 41.411 \text{ Ton}$$

losa de entrepiso

$$0.760 \text{ t/m}^2 (69.25 \text{ m}^2) = 52.630 \text{ Ton}$$

peso del muro

$$43.25 \text{ m } (0.4 \text{ t/m})(2) = 34.600 \text{ Ton}$$

$$\underline{128.641 \text{ Ton}}$$

I.3 .- Tipos de cimentaciones usuales y problemas que se han presentado en construcciones sobre la zona.

**Cimentación :** Es la estructura que transmite el peso propio y el de la superestructura al suelo, en la medida que este lo soporte, sin deformaciones excesivas y tomando en cuenta un balance óptimo de la relación beneficio-costos.

En una forma general, las cimentaciones se clasifican en dos grupos: cimentaciones superficiales y cimentaciones profundas.

## 1. Cimentaciones superficiales.

Las cimentaciones superficiales son todas aquellas estructuras que no requieren desplantarse a gran profundidad. También se les conoce con el nombre de cimentaciones poco profundas. Sin llegar a ser regla general, se dice que una cimentación es superficial cuando su profundidad de desplante no es mayor de 2 veces el ancho del cimiento.

Esta cimentación se utiliza cuando se tienen suelos con buena resistencia al corte y/o las cargas son aceptables ( permisibles ) para el suelo del que se trate.

Existen diversos parámetros que determinan el tipo y características de la cimentación por construir, entre ellos los más importantes son:

- a) Magnitud y tipo de carga.
- b) Capacidad de carga del suelo.
- c) Deformabilidad del suelo.
- d) Economía

Las cimentaciones superficiales se pueden clasificar como sigue:

- a) Zapatas aisladas.
- b) Zapatas corridas.
- c) Losas de cimentación.
- d) Cajones de cimentación.

Los materiales empleados en la construcción de este tipo de estructuras son los siguientes:

- Mampostería.
- Concreto simple.
- Concreto reforzado.

Zapatas aisladas: Estas estructuras generalmente reciben la descarga de una columna y pueden tener diversas formas geométricas: cuadradas, rectangulares ó circulares.

Dependiendo del terreno de cimentación y de la intensidad y dimensiones de la carga que se le transmita, cada columna podrá tener un asentamiento diferente, dependiendo del tipo de terreno.

Es posible utilizar este tipo de cimientos en casas-habitación, edificios, naves industriales, postes para alumbrado y pequeños puentes.

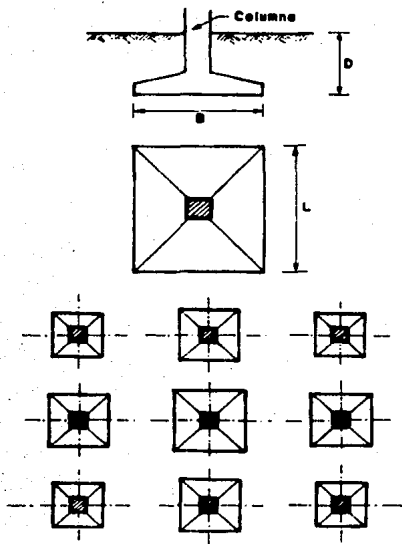
Se recomienda utilizar estas estructuras en suelos de baja compresibilidad. En la figura I.3.1 se muestra una cimentación aislada.

Cuando la sumatoria de las secciones transversales de las zapatas (aisladas) ocupe arriba del 30 % del área construida o cuando los asentamientos diferenciales no sean satisfactorios (sean mayores que los permisibles), resulta mas conveniente utilizar zapatas corridas.

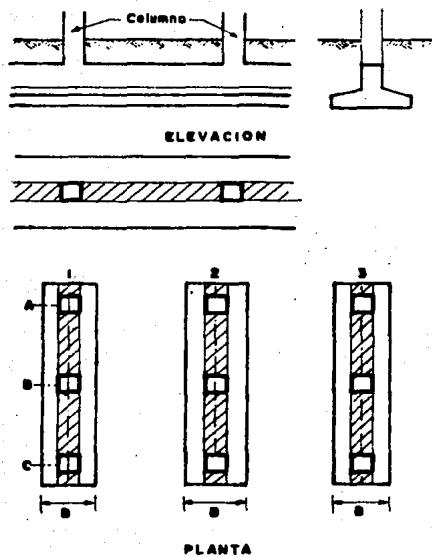
Zapatas corridas: Se conocen también como zapatas continuas, las cuales reciben la descarga de un muro ó, de dos ó mas columnas. Se pueden construir de concreto armado ó mampostería, según las necesidades y requerimientos de diseño, por su economía es muy común encontrar zapatas a base de piedra brasa (mampostería).

En casas-habitación el momento de volteo que pudiera presentarse en la cimentación, es absorbido por las mismas zapatas, por estar interconectadas en forma ortogonal como se muestra en la figura I.3.2.

Cuando se tengan zapatas corridas muy anchas debido a la descarga, y el área de las zapatas continuas ocupe arriba del 50 % del área construida o bien, una baja capacidad de carga del suelo, se recomienda usar losas ó cajones de cimentación.



**Fig. I-3-1 ZAPATAS AISLADAS**



**Fig. I-3-2 ZAPATAS CORRIDAS**



**Losas de Cimentación:** Cuando se tenga una carga demasiado grande y las secciones de las zapatas ocupen arriba del 50 % del área proyectada para el edificio, es más factible construir una losa de cimentación como se muestra en la figura 1.3.3. La carga en este caso se distribuye uniformemente en toda el área de la losa. Los asentamientos totales y diferenciales pueden calcularse tomando como base la rigidez de la losa. Cuando ésta no es suficiente, se construyen vigas para darle la rigidez necesaria a la cimentación. Este tipo de cimiento se recomienda en suelos de mediana compresibilidad.

**Cajones de cimentación:** Con la presencia de un suelo de alta compresibilidad y baja capacidad de carga, una cimentación compensada es la indicada; esta cimentación requiere una estructura como la mostrada en la figura 1.3.4. Cuando está presente el NAF y el cajón es impermeable, se deben considerar dos efectos importantes: (1) el peso del terreno excavado (2) el efecto de flotación debido al peso del líquido desplazado. Ambos efectos deben ser considerados para obtener la descarga total del edificio.

Por lo que respecta a la mecánica de suelos, es necesario hacer análisis de capacidad de carga y asentamientos sobre el terreno de cimentación. Para el caso de una losa plana, debe realizarse un estudio más estricto de los asentamientos pues esta trabaja como una placa rígida, que por su forma geométrica no es capaz de soportar grandes deformaciones.

Antes de optar por la utilización de una cimentación profunda a base de pilotes, cilindros, etc. se tomará en cuenta la alternativa de una cimentación compensada total o parcialmente, según sea el caso. Estas cimentaciones son representadas por los cajones de cimentación. Se utilizan cuando el suelo de apoyo es muy compresible o de baja capacidad de carga, sin embargo, cuando la profundidad de la excavación requerida para compensar el peso de una construcción excede de unos 5.0 m. aproximadamente, se recurre a una cimentación profunda, ya que llega a encarecerse considerablemente la obra.

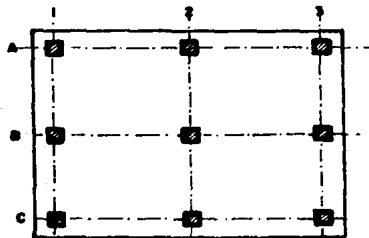
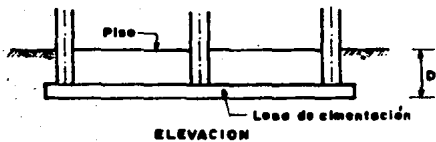
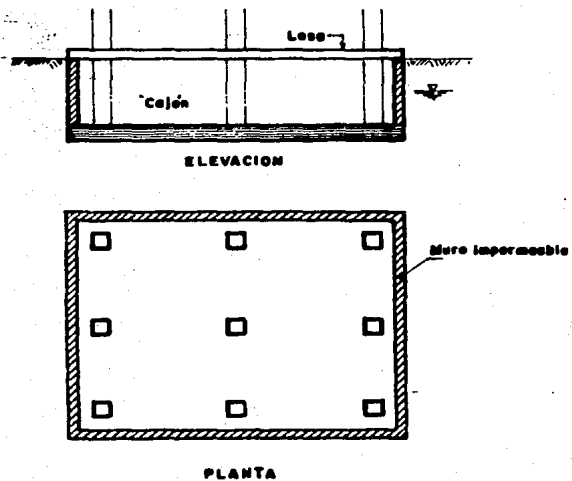


FIG. I-3-3 LOSA DE CIMENTACION



**Fig. I-3-4 CAJONES DE CIMENTACION**

## 2.-Cimentaciones profundas.

Las condiciones de los estratos superficiales no siempre son las idóneas para utilizar una cimentación poco profunda. En tal caso será preciso buscar terrenos de apoyo más resistentes a mayores profundidades; en ocasiones estos aparecen a tal profundidad que resulta demasiado costoso desplantar una cimentación hasta esos niveles; es entonces cuando se deben aprovechar los terrenos blandos de que se dispone, contando con un elemento de cimentación profunda que se adapte a las condiciones planteadas, como podrían ser; pilotes de fricción o cajones de cimentación.

A continuación se citan los tipos más comunes de cimentaciones profundas.

- \* Pilotes.
- \* Pilas.
- \* Cilindros.
- \* Cajones de cimentación.

Dependiendo del tipo de estructura utilizada los materiales de construcción pueden ser:

- Madera.
- Acero.
- Concreto simple.
- Concreto armado.

En seguida se presenta una breve descripción de cada uno de los cimientos profundos.

### Pilotes:

Son elementos muy esbeltos, con dimensiones transversales comprendidas entre 0.30 y 1.0 m. se denominan pilotes. A pesar de su amplio rango de dimensiones, lo más común es encontrarlos de 0.30 a 0.60 m.

Por su forma de trabajo, los pilotes se clasifican como: de punta, de fricción y mixtos.

- **Pilotes de fricción:** se denominan pilotes de fricción aquellos que están totalmente esbaldados en material blando, de modo que su resistencia proviene casi totalmente de la adherencia que se desarrolla en el fuste del pilote, en el caso de suelos cohesivos; o de la fricción entre suelo y pilote, en el caso de terrenos friccionantes.

El hincado de los pilotes a golpes en arcillas blandas produce remoldeo, disminuyendo la resistencia al esfuerzo cortante del suelo debido a la sensibilidad de sus partículas.

- **Pilotes de punta:** este tipo de cimentación generalmente se utiliza cuando se requiere transmitir las cargas de una estructura, cruzando un espesor de suelo blando ó a través de agua, hasta encontrar un estrato resistente, que garantice su apoyo.

Existe un problema común en las cimentaciones con pilotes de punta, apoyados en un estrato no consolidable y resistente que permanece fijo respecto a los suelos blandos, que tienden a bajar a lo largo del fuste del pilote. Esta tendencia induce esfuerzos de fricción que, por ser en sentido descendente, sobrecargan al pilote al colgarse el material de su contorno, ocupando una buena parte de su capacidad de carga útil. Este fenómeno es conocido como **FRICCIÓN NEGATIVA**.

Dependiendo de la magnitud y condiciones de carga, los pilotes pueden ser distribuidos tal como se muestra en la fig I.3.5.a. y I.3.5.b. Para su diseño debe ser tomada en cuenta la fricción negativa, pues es extremadamente importante, cuando la arcilla del estrato compresible está en movimiento (consolidándose), por causas diferentes a la carga de una estructura, como puede ser la extracción de agua del propio suelo.

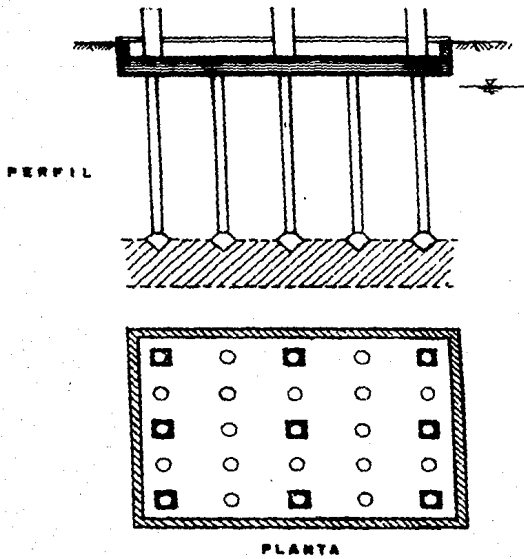
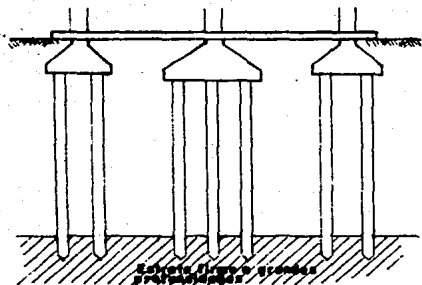
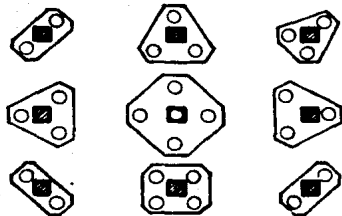


Fig. I-3-5-a PILOTES



**ELEVACION**



**PLANTA**

**Fig. I-3-5-b PILOTES COLOCADOS EN GRUPOS.**

## PILAS:

Las pilas de cimentación son usadas para transmitir grandes cargas al terreno, sobre todo en suelos de baja compresibilidad y a grandes profundidades. ver fig. I.3.6.

Las pilas se idealizan como una columna, sus dimensiones varían normalmente entre 1.0 y 3.0 m. de diámetro.

La capacidad de carga de este elemento se encuentra influenciada por el procedimiento de perforación e hincado, las condiciones hidráulicas del suelo y las dimensiones de la misma.

## CILINDROS DE CIMENTACION

Los cilindros de cimentación se consideran como un sistema que sirve para soportar grandes cargas, dadas sus dimensiones generalmente van desde 3.0 hasta 6.0 m. de diámetro.

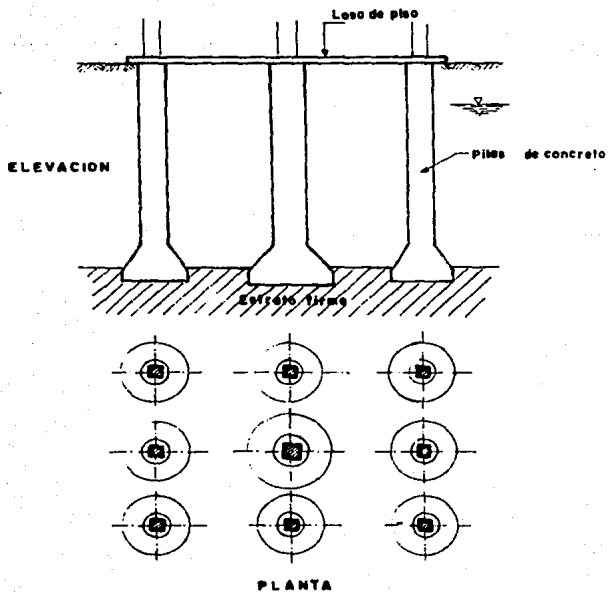
El hincado se produce por peso propio; a medida que la excavación en el interior del cilindro avanza, este continuará descendiendo. Una vez que el cilindro ha llegado a la capa resistente, se limpia la zona de contacto entre cilindro y suelo para proceder al colado del tapón inferior, examinando posteriormente toda la cimentación para verificar que no existan filtraciones de agua en caso de que el NAF este presente. Por último se cueala el tapón superior.

Los cilindros generalmente se utilizan en cimentaciones sobre suelos que presentan asentamientos leves y que soportan grandes cargas. En la fig. I.3.7 se muestra el tipo de cimentación a base de cilindros.

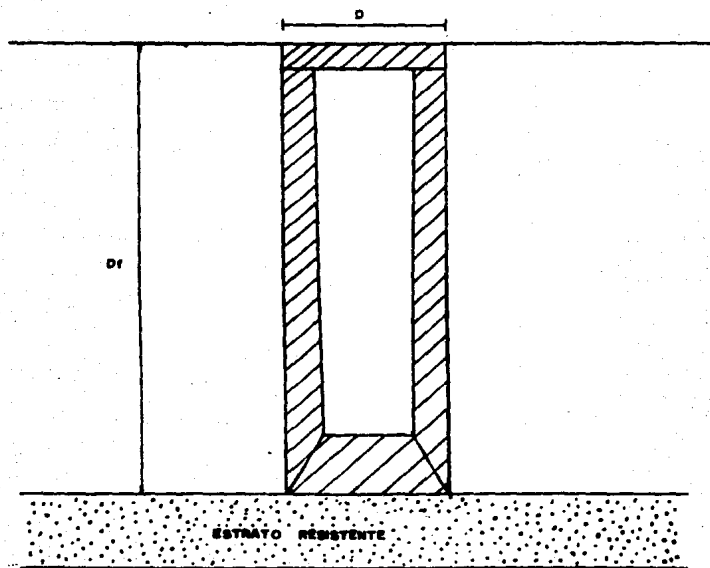
### \*\*\* Cimentaciones mas comunes en la zona \*\*\*

Las cimentaciones más comunes en la zona de Chalco, son las zapatas corridas, dado que se trata de una zona urbana de reciente creación donde sus construcciones son generalmente de uno o dos niveles.





**FIG. 1-3-6 PILAS DE CIMENTACION**



**FIG 1.3.7 CILINDRO DE CIMENTACION**

Las construcciones típicas en esta zona son casas-habitación, bodegas, escuelas de dos niveles y bardas perimetrales.

\*\* Problemas que se han presentado en construcciones sobre la zona: \*\*

Al iniciarse el crecimiento acelerado de la zona urbana, en la periferia del Área metropolitana, que se caracteriza por sus habitantes de bajos recursos; los cuales no cuentan con los medios necesarios para vivir mucho menos para realizar un estudio del suelo, lo cual se refleja en el deterioro de construcciones recientes, a consecuencia de los fuertes hundimientos del terreno. Es por esto que se recomienda realizar estudios de Mecánica de Suelos para tener estructuras estables, seguras y probablemente a largo plazo resulten más económicas.

El problema típico que aqueja a construcciones en la zona de Chalco son los asentamientos, los cuales son excesivos, tomando en cuenta que se trata de obras realizadas recientemente.

El material característico de la zona, se describe como una arcilla normalmente consolidada, de baja capacidad de carga y alta compresibilidad.

En el tema V.1.2. se presenta un análisis de asentamientos donde podrá constatarse el grado de hundimiento que puede tener el terreno en estudio.

Algunos ejemplos claros de estructuras que han presentado problemas de hundimiento en la zona se referencian en la fig. I.3.8, y son los que se describen a continuación:

- 1.- Asentamiento de una casa-habitación de un nivel cimentada a base de zapatas corridas. Este se estima en unos 15 cm., ocurrido en el lapso de un año, mismo que se juzga un tiempo muy corto así como la estructura muy ligera para que se presente este problema, referenciándose a partir del predio en estudio ( punto A de la fig. I.3.8).

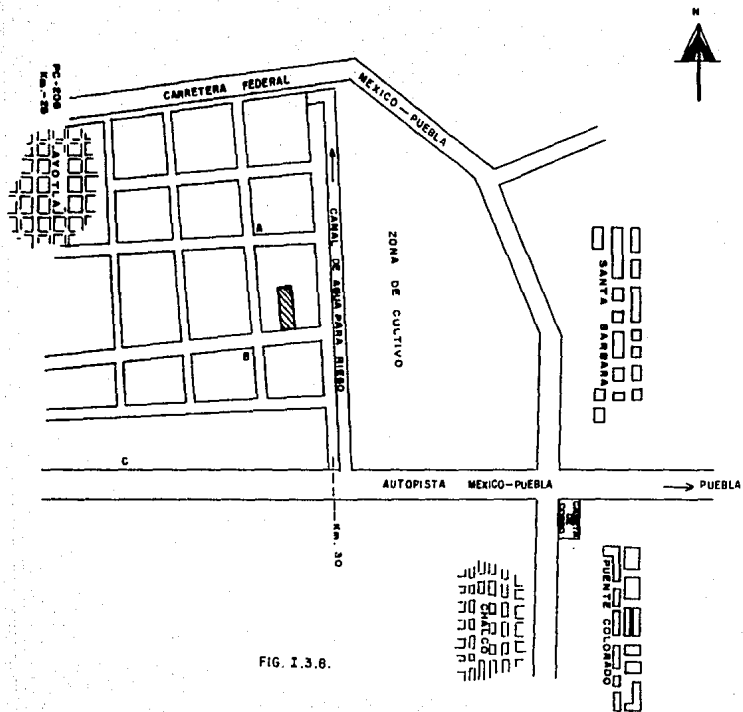


FIG. I.3.8.

- 2.- Asentamiento de una barda perimetral, cuyas dimensiones son: longitud igual a 20 m. y 2.20 m. de altura, la cimentación es a base de zapatas corridas con piedra braza presentandose un movimiento vertical de 10 cm. aproximadamente ( punto B de la fig. I.3.8).
  
- 3.- Otro problema con gran interes es el que presentó el puente carretero conocido con el nombre de "puente Tlapacoya" ubicado en el Km. 29.5 aproximadamente, de la autopista México-Puebla. El problema característico que presentaba eran los asentamientos diferenciales ocasionados por los hundimientos regionales y por el peso de los terraplenes de acceso. Para lo cual las personas del lugar o la Secretaria del Estado encargada, tenia que tender una o varias capas de tepetate en ambos accesos para dar continuidad entre la losa del puente y el terreno, aunque a últimas fechas este problema está solucionado por el órgano federal encargado de su conservación, ( punto C de la fig. I.3.8).

## CAPITULO II

### EXPLORACION Y MUESTREO.

#### II.1 Métodos de exploración y muestreo recomendados por el Reglamento de Construcciones del DDF.

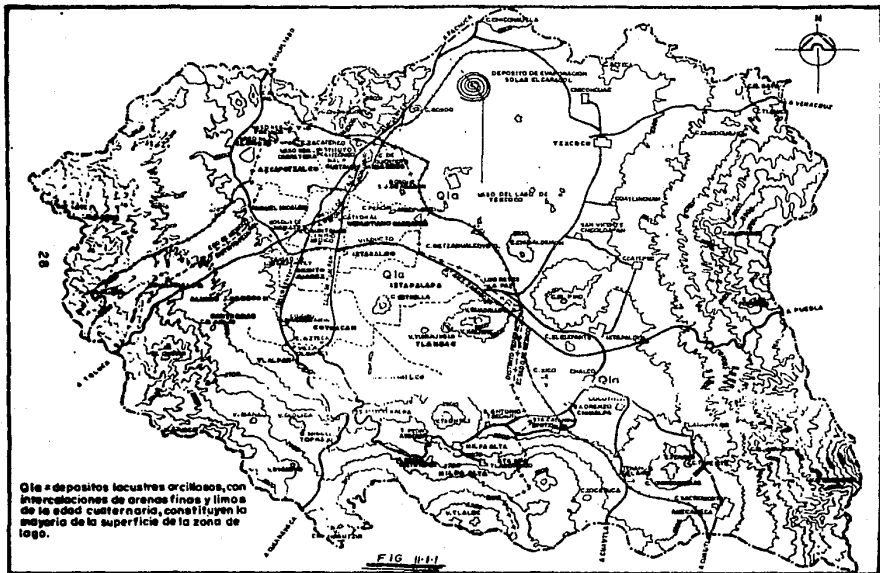
Una explicación del porqué hacemos referencia al Reglamento de Construcciones del DDF, sabiendo que nuestro estudio se ubica en el Estado de México, es que el Reglamento hace recomendaciones para cimentar estructuras en la zona de lago. Dependiendo de las características y propiedades del suelo se divide al área urbana del Distrito Federal en tres zonas.

- Zona 1 ó zona de Lago.
- Zona 2 ó zona de Transición.
- Zona 3 ó zona de Lomas.

Como el material encontrado en el sitio del sondeo, es muy parecido en cuanto a propiedades y características al de la zona de Lago que describe el Reglamento, en este trabajo se tomarán estas Normas que como si fueran aplicables a la zona de Chalco, tal como lo hace el Ing. Raúl Marsal en su obra titulada "El subsuelo de la Ciudad de México" (ver fig.II.1.1).

El Reglamento propone realizar sondeos dependiendo de la zona a la que pertenece el suelo, profundidad de desplante de la estructura y la descarga que recibirá el suelo de cimentación.

En nuestro caso solamente mencionaremos los sondeos que especifica el Reglamento en base a la zona a la cual pertenece el suelo. De esta forma para la zona de Lago se tiene:



## ZONA I

- 1- Detección de rellenos sueltos, galerías, grietas y otras queidades. Mediante cualquier procedimiento.
- 2- Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía, propiedades de los materiales y posición del NAF.
- 3- Sondeos de penetración estándar para determinar la estratigrafía y las propiedades índice de los materiales. la profundidad de los sondeos será por lo menos igual a dos veces el ancho en planta de la estructura, excepto cuando el estrato compresible se encuentre a una profundidad menor, en cuyo caso, se considerará a esta como la profundidad del sondeo.
- 4- A partir de 3.0 m. de profundidad de desplante, se recomienda obtener una muestra inalterada y realizar las pruebas de laboratorio pertinentes para conocer la resistencia, propiedades y características del suelo.
- 5- En caso de cimentaciones profundas, se recomienda investigar la tendencia de los movimientos del subsuelo debido a la consolidación regional.

Para cualquier estudio de suelos, teniendo como fin cimentar alguna estructura, en general se utilizan los sondeos siguientes:

- 1- Métodos de exploración preliminar.
  - a) pozos a cielo abierto con muestreo alterado.
  - b) perforación, con posteadora, barrenos helicoidales o métodos similares.
  - c) método de lavado.
  - d) método de penetración estándar.
  - e) método de penetración conica.
  - f) perforación en boleas y gravas.



2- Métodos de sondeo definitivos.

- a) pozos a cielo abierto con muestreo inalterado.
- b) métodos con tubo de pared delgada.
- c) métodos rotatorios para roca.

3- Métodos geofísicos.

- a) sísmicos.
- b) de resistencia eléctrica.
- c) magnético y gravimétrico.

Dependiendo del destino, características del terreno, tipo y magnitud de la estructura, se elegirá el sondeo que deba realizarse, por ejemplo, si se pensara construir alguna estructura de poco interés, podrían efectuarse únicamente los sondeos preliminares.

A continuación se describe de una forma breve cada tipo de sondeo.

. Pozos a cielo abierto:

Los pozos a cielo abierto deberán ser de dimensiones suficientes para permitir el examen directo de los diferentes estratos del subsuelo en su estado natural, llevándose un registro completo de las condiciones del terreno observadas durante la excavación. Se pueden obtener muestras alteradas e inalteradas, labrando las muestras en las paredes de la excavación después de haber removido la maleza, material de relleno o material suelto producto del intemperismo.

Entre otras cosas las muestras inalteradas deberán ser protegidas contra pérdidas de humedad y alteración de la estructura del suelo.

#### . Perforación con posteadora y barrenos helicoidales.

La muestra obtenida por este método es alterada, pero suele ser representativa del terreno en lo referente a su contenido de agua.

Los barrenos helicoidales pueden ser de muy diferentes tipos, no solo dependiendo del terreno de que se trate si no también de la preferencia de cada perforista. Un factor muy importante es la abertura de la hélice, que debe ser muy cerrada para suelos arenosos y mucho más abierta para suelos plásticos.

Las posteadoras tienen un uso más extenso en México que los barrenos helicoidales. Se hacen penetrar en el terreno ejerciendo un giro sobre el maneral adaptado al extremo superior de la tubería de perforación.

#### . Método de lavado

Este procedimiento es muy rápido y económico, nos sirve para conocer aproximadamente la estratigrafía del subsuelo, aunque puedan tenerse errores hasta de un metro en la marca de frontera entre los diferentes estratos.

Para emplear este método primeramente debe perforarse y para esta tarea se necesita un tripode con polea y martinete, cuya función es hincar en el suelo a golpes el ademe necesario para la operación. Esta consiste en inyectar agua en la perforación, una vez hincado el ademe, para formar una suspensión entre el suelo y el agua en el fondo del pozo. Dicha suspensión sale al exterior a través del espacio comprendido entre el ademe y la tubería de inyección. Una vez fuera se recoge en un recipiente para posteriormente someterlo a un análisis y así, poder definir una posible estratigrafía.

#### . Método de penetración estándar

Este procedimiento es el más utilizado entre todas las exploraciones preliminares dado que da mejores resultados en la práctica, y proporciona una buena información del subsuelo.

La prueba consiste en hacer penetrar a golpes el penetrómetro por un martinete que tiene un peso de 63.5 Kg y se deja caer por gravedad desde una altura de 76 cm. El penetrómetro estándar es de media caña para facilitar la extracción de la muestra que haya penetrado en su interior.

Para iniciar la prueba, primeramente se perforará un pozo a la profundidad que se desee realizar dicha prueba, posteriormente se hincará el penetrómetro 15 cm. en el suelo. Apartir de este momento se registrará el número de golpes para penetrar 30 cm. más y, finalmente se hincará 15 cm. adicionales antes de tirar el equipo. El suelo que haya entrado en su interior constituye la muestra que puede obtenerse por este procedimiento.

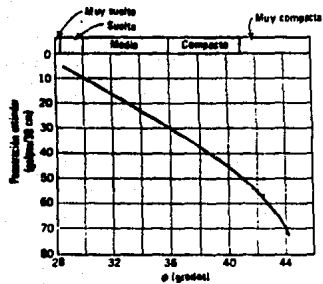
La resistencia y consistencia de los suelos cohesivos pueden ser estimadas tanto en campo como en laboratorio por la tabla II.1.1, que relaciona a estos dos parámetros con el número de golpes necesarios para que el penetrómetro avance 30 cm. en el suelo, mientras que para los suelos friccionantes se presenta la figura II.1.2 que relaciona el número de golpes con la capacidad y el ángulo de fricción interna de estos materiales.

TABLA II.1.1

CONSISTENCIA	Nº DE GOLPES	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE ( qu ) Kg/Cm.2
MUY BLANDA	1 - 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	----	2.00 - 4.00
DURA	----	> 4.00

todo de penetración cónica.

un método muy similar al de penetración estándar, y consiste en hacer penetrar una punta cónica en el suelo midiendo la resistencia que el suelo ofrece al corte.



Correlación entre el ángulo de fricción y la resistencia a la penetración

FIG II.1.2

Desgraciadamente para este tipo de prueba no existen correlaciones como en el caso de la penetración estándar y esto hace que los resultados se toman con reserva. Sin embargo, esta prueba se utiliza por su rapidez y su bajo costo.

\* Métodos de perforación en boleos y gravas.

Para este tipo de sondeos, se hace necesario el empleo de herramientas y equipos mas pesados que en los anteriores sondeos. Del tipo de barretones con punta de acero, que se suspende y deja caer sobre el estrato en cuestión, manejándolos con cables.

\* Métodos con tubo de pared delgada.

Este método se utiliza como sondeo definitivo, con este procedimiento se obtienen muestras que teóricamente son inalteradas y es aplicable actualmente solo para suelos blandos. Existen muchos modelos de muestreadores, pero el más utilizado es el tubo shelby.

Para el hincado del tubo se recomienda ejercer presión continua y nunca a golpes. El grado de alteración depende esencialmente de la relación de áreas del tubo.

$$Ar(\%) = (De^2 - Di^2) / De^2$$

Ar(%)-----Alteración de la muestra en porciento  
De-----Diámetro exterior  
Di-----Diámetro inferior

En suelos blandos y con alto contenido de agua, los muestreadores de pared delgada en ocasiones no logran extraer la muestra a la superficie, por las características que posee este tipo de terreno; esto se puede evitar hincando el muestreador lentamente y, una vez lleno de muestra, se deja en reposo antes de proceder a la extracción. Al dejarlo en reposo, la adherencia entre el suelo y el tubo crece con el tiempo, pues la arcilla remodelada de la superficie de la muestra expulsa agua hacia fuera del tubo aumentando la adherencia entre el material y el equipo muestreador.

#### \* Métodos rotatorios para roca.

Cuando un gran bloque o un estrato duro aparece en la perforación hay que recurrir al empleo de máquinas perforadoras a rotación, con broca de diamante.

La colocación de los diamantes en las brocas dependen del tipo de roca a atacar. En rocas duras se recomienda usar brocas con diamantes tanto en la corona como en el interior para reducir el diámetro de la muestra y en el exterior para agrandar la perforación y permitir el paso del muestreador con facilidad. En rocas medianamente duras es suficiente emplear brocas con inserciones de carburo de tungsteno en la corona. En rocas suaves, basta usar brocas de acero duro con diente de sierra.

El éxito de una perforación depende fundamentalmente del balance de tres factores; velocidad de rotación, presión de agua y presión sobre la broca, claro que esto dependerá del tipo de roca explorada.

#### MÉTODOS GEOFÍSICOS

Estos métodos se desarrollan principalmente con el propósito de determinar las variaciones de las características físicas de los diferentes estratos del subsuelo. Los métodos son rápidos y abarcan grandes áreas, pero no rinden una información confiable para formar un criterio adecuado en el diseño de una cimentación. A continuación se hace una breve descripción de ellos.

#### \* Método sísmico

Este procedimiento se fundamenta en las velocidades de propagación de las ondas vibratorias de tipo sísmico y que es diferente en cada tipo de formación geológica.

El método consiste en provocar una explosión en un punto determinado, en el área que se desea explorar; para tal efecto deberán colocarse registradores de ondas (geófonos), separados entre sí de 15 a 30 m. La función de los géofonos es captar la vibración que se transmite a un oscilógrafo central, donde se captan las ondas registrando sus velocidades y tiempos de llegada.

Mediante relaciones empíricas se pueden inferir los estratos del terreno en exploración. La velocidad de propagación de este tipo de ondas, para algunos materiales se indica a continuación.

En agua-----1,400 m/seg

Roca sana-----2,000 a 8,000 m/seg

Arena sueltas-----150 m/seg

Mantos de grava compactos---2,500 m/seg

#### \* Método de resistividad eléctrica.

Este método se basa en el hecho de que los suelos, dependiendo de su naturaleza presentan una mayor o menor resistividad al paso de un flujo eléctrico.

Para esto se colocan 4 electrodos igualmente espaciados y alineados en la superficie; dos exteriores conectados en serie a una batería, siendo los electrodos de corriente (medida por un miliamperímetro), y otros 2 interiores denominados de potencia, conectados a un potenciómetro que mide la diferencia de la corriente circulante.

Los electrodos superiores pueden ser simples varillas con punta, mientras los interiores son recipientes porosos, llenos de una solución de sulfato de cobre, que al introducirse al suelo garantizan un buen contacto eléctrico.

La mayor resistividad corresponde a rocas duras, luego rocas suaves, gravas, arenas, hasta los suelos suaves saturados que tienen la menor.

#### \* Métodos gravimétricos y magnéticos

Estos métodos son muy parecidos, variando en función del aparato que se utiliza para cada uno de ellos.

Para el magnético se usa un magnetófono que mide la componente vertical del campo magnético en varias estaciones próximo entre sí, mientras que el método gravimétrico mide aceleración del campo gravitacional.

Para aceleraciones altas corresponderá masa dura como podría ser una roca.

En resumen puede decirse que los métodos geofísicos son comparativos y como se dijo al principio, los resultados que nos ofrecen son cualitativos.

## II.2 Exploración y muestreo efectuados.

Dada la importancia y magnitud de la obra por realizar, y considerando que gran parte de la población no cuenta con los recursos económicos necesarios para llevar a cabo estudios adecuados de cimentación, en este trabajo únicamente se realizó una exploración somera tomando en cuenta también, que existen estudios anteriores de la zona.

El estudio se inició con un reconocimiento del lugar y del terreno. Cuestionando a los habitantes del lugar se pudo constatar que el terreno es virgen, pues no ha soportado sobrecarga (estructura) alguna que no fuera la del suelo mismo.

El uso que se le daba al terreno antes de lotificar, para dar paso a la urbanización, era el cultivo de maíz y alfalfa, esto explica el porque la capa superficial del terreno contiene, demasiada materia orgánica.

Para observar las condiciones y características del suelo se decidió realizar un sondeo preliminar, el cual consistió en perforar un pozo a cielo abierto para que se pudiera apreciar directamente la estratigrafía. Al excavar el pozo se pudo notar que el terreno ofrecía muy poca resistencia al corte y que ésta disminuía con la profundidad.

El NAF se encontró a sólo 1.20 m de profundidad y a ese nivel se decidió extraer una muestra inalterada.

Durante el proceso de extracción de la muestra se detectó que el flujo de agua era intenso y que provenía posiblemente del canal de agua para riego que existe a poca distancia, ver figura I.2.1.

La muestra fue debidamente protegida para evitar la alteración de sus propiedades y la pérdida de humedad. Posteriormente fue trasladada con el debido cuidado al laboratorio de mecánica de suelos de la ENEP ARAGON, donde se realizaron las pruebas pertinentes para conocer las características de resistencia y deformabilidad del suelo.



## CAPITULO III

### TRABAJOS DE LABORATORIO

#### III.1- Pruebas recomendadas por el Reglamento de Construcciones del DDF.

Las pruebas que comúnmente se le hacen al suelo para conocer sus características físicas y sus propiedades son:

- a) Granulometría.
- b) Pruebas índice (determinación de los límites de consistencia).
- c) Densidad de sólidos.
- d) Consolidación unidimensional.
- e) Resistencia al esfuerzo cortante.
  - Prueba de compresión simple.
  - Prueba de compresión triaxial.
- f) Determinación de la permeabilidad.
- g) Pruebas de compactación.
  - Próctor.
  - Próctor modificada.

Todas las pruebas son importantes para el estudio de un suelo, pues de esta manera se tendrá una información completa de sus características y propiedades.

El tratar de iniciar cualquier construcción sin un estudio previo del suelo es quizá, uno de los mayores errores que puede cometerse en el campo de la Ingeniería.

Es importante que el Ingeniero tenga experiencia y más que nada buen juicio para el análisis y correcta interpretación de los resultados de las pruebas de laboratorio, a fin de que pueda balancear con criterio los resultados de la teoría y la práctica.

### III.2 Pruebas efectuadas y resultados obtenidos.

Las pruebas de laboratorio realizadas para determinar el tipo de suelo, así como su resistencia y deformabilidad, se presentan en forma detallada en esta sección.

- a) Límites de consistencia.
- b) Densidad de sólidos.
- c) Consolidación unidimensional.
- d) Pruebas de resistencia al esfuerzo cortante.

- 1- Resistencia a la compresión simple.
- 2- Triaxial rápida.

A continuación se presenta el proceso y los resultados de tales pruebas.

#### LIMITES DE CONSISTENCIA

Para medir la plasticidad de las arcillas se han desarrollado varios criterios, mencionaremos el de Atterberg que postula: la plasticidad no es una propiedad permanente de las arcillas, sino circunstancial y depende de su contenido de agua. Conociendo los límites y apoyándonos en la carta de plasticidad se puede clasificar al suelo.

Los resultados de esta prueba aparecen en la tabla III.2.1 y en la figura III.2.1.

LIMITES DE ELASTICIDAD Y HUMEDAD NATURAL

OBRA: CIMENTACION DE UNACASA-HABITACION  
 LOCALIZACION: Km 30 DE LA AUTOPISTA MEXICO-PUEBLA (VER FIG. I.2.1)  
 SONDEO NUM. UNO ENSAYE NUM. UNO CALCULO: Alfonso Torres  
 MUESTRA NUM. UNO PROF.: 1.20 M.  
 DESCRIPCION: ARCILLA ORGANICA DE ALTA PLASTICIDAD

LIMITE LIQUIDO

CAPSULA NUM.	No DE GOLPES	PESO CAPSULA + SUELO HUMEDO	PESO CAPSULA + SUELO SECO	PESO DEL AGUA	PESO DE LA CAPSULA	PESO SUE. SECO	CONT. DE AGUA (%)
		gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	%
1	12	12.090	9.82	3.07	6.705	2.315	132.61
2	15	12.490	8.54	3.95	5.400	3.060	129.00
3	24	12.010	8.56	3.45	5.590	2.970	116.16
4	28	8.800	7.08	1.72	5.430	1.650	104.24
5	37	9.460	7.79	1.67	5.750	2.040	81.06

\*\* ver fig. III.2.1 \*\*

LIMITE PLASTICO

6	6.850	6.75	0.10	6.530	0.220	45.45
7	6.241	5.93	.315	5.230	0.700	45.00
8	5.53	5.40	0.13	5.18	0.22	59.09

HUMEDAD NATURAL

9	17.51	11.47	6.04	5.77	5.70	105.96
---	-------	-------	------	------	------	--------

$I_p = LL - LP$

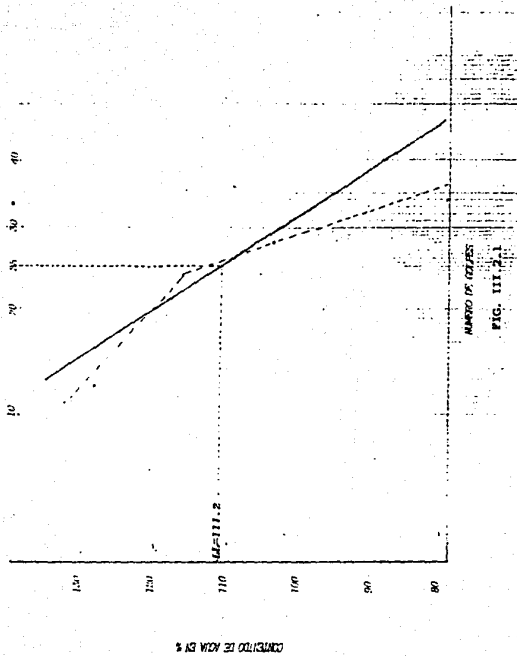
$W = 105.96 \%$

Tabla III.2.1

$LL = 111.20 \%$

$LP = 45.00 \%$

$I_p = 66.20 \%$



## DENSIDAD DE SOLIDOS

La densidad de sólidos interviene en la mayoría de los cálculos dentro de la mecánica de suelos. Su expresión matemática es:

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} = \frac{\omega}{V_s \gamma_o}$$

$$S_s = \frac{W_s}{K}$$

$$K = W_s + W_{mv} - W_{mvs}$$

$$W_s = W_{ms} - W_m$$

- $S_s$  — peso específico de los sólidos.  
 $\gamma_s$  — peso volumétrico del suelo.  
 $\gamma_o$  — peso volumétrico del agua ( a temp. ambiente ).  
 $W_s$  — peso de los sólidos.  
 $V_s$  — volumen de los sólidos.  
 $W_m$  — peso del matraz antes de agregar los sólidos.  
 $W_{ms}$  — peso del matraz después de agregar los sólidos.  
 $W_{mvs}$  — peso del matraz + agua + muestra a la temperatura ( de prueba ).  
 $W_{mv}$  — peso del matraz + agua a temperatura ( según curva de calibración ).  
 $W_m$  — peso del suelo seco.

Los resultados de la prueba se muestran en la tabla III.2.2.

U N A M

ENEP ARAGON

D E N S I D A D D E S O L I D O S

Procedencia--Km. 30 Autopista México-Puebla (ver fig. I.2.1)

Profundidad--- 1.20 m.

Muestra -----1

Prueba No. -----	1
Matraz No. -----	M-1
W <sub>ws</sub> -----	730.870 gr.
Temperatura -----	26.5 grados centigrados.
W <sub>w</sub> -----	659.88 gr.
W <sub>s</sub> -----	288.25 gr.
W <sub>m</sub> -----	167.75 gr.
W <sub>b</sub> -----	120.50 gr.
K -----	49.51 gr.
S <sub>s</sub> -----	2.43 gr.

TABLA III.2.2

## PRUEBA DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

En esta prueba se determinan dos características importantes del suelo: la deformación bajo cierta carga y el tiempo en que ocurre.

Entre otras cosas, se obtiene la relación de vacíos del terreno. Su conocimiento es muy importante para el diseño de cimentaciones, pues permite calcular los asentamientos de la estructura. Presenta el inconveniente de que es muy tardada.

En la tabla III.2.3 se presentan los datos generales, obteniéndose un contenido de agua "Wa" antes de la prueba y un "Wb" después de la prueba, que son:

$$W_a = 110.00 \%$$

$$W_b = 55.48 \%$$

En las tablas III.2.4, III.2.5 y III.2.6 se presentan los datos obtenidos durante la etapa de carga de la muestra, así como las gráficas de la lectura del micrómetro contra tiempo de cada incremento de carga en las figuras III.2.2, III.2.3, III.2.4, III.2.5, III.2.6 y III.2.7. Por otro lado, en las tablas III.2.7, III.2.8 y III.2.9, se muestran los datos durante la descarga de la muestra.

Los resultados se presentan en la tabla III.2.10 y en la figura III.2.8 se muestra la gráfica de relación de vacíos vs. presión aplicada.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO  
 ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES AMBÓN  
 PRUEBA DE CONSOLIDACION ( DATOS GENERALES )

OBRA: Cimentación de una casa-habitación      SOBRED No: 1  
 LOCALIZACION: Ver fig 1.2.1      PROFUNDIDAD: 1.20 m  
 APARATO No: 1      ANILLO No: B      FECHA: 25 de junio de 1968  
 OPERADOR: Alfonso Torres Ramirez      CLASIFICACION: Arcilla orgánica de alta plasticidad

=====		
HUMEDAD ANTES DE LA PRUEBA		
!!		!!
!!		!!
!!	Peso de la probeta inalterada + anillo	478.498 Grs.
!!	Peso del anillo	364.850 "
!!	Peso de la probeta inalterada	117.648 "
!!	Peso de la probeta seca	56.823 "
!!	Peso del agua	61.625 "
!!		!!
!!	Contenido de agua	110 %
!!		!!
-----		
HUMEDAD DESPUES DE LA PRUEBA		
!!		!!
!!		!!
!!	Peso de la probeta inalterada + anillo	444.615 Grs.
!!	Peso del anillo	360.850 "
!!	Peso de la probeta consolidada	83.765 "
!!	Peso de la probeta seca	53.875 "
!!	Peso del agua	29.890 "
!!		!!
!!	Contenido de agua	55.40 %
!!		!!
-----		
HUMEDAD TESTEIO		
!!		!!
!!		!!
!!	Peso de la probeta inalterada + tara	69.96 Grs.
!!	Peso de la muestra seca + tara	45.75 "
!!	Peso de la tara	22.86 "
!!	Peso de la muestra seca	22.89 "
!!	Peso del agua	24.11 "
!!		!!
!!	Contenido de agua	105.30 %
!!		!!
=====		

TABLA III.2.1



U M A N  
ENEP ARAGON  
PRUEBA DE CONSOLIDACION  
DATOS DEL ENSAYO

Aparato No 2  
Operador Alfonso Torres  
Observaciones Etapa de carga

Muestra N 1  
Prueba 1  
Profundid 1.20 m.

P: 0.125 Kg/cm.2

Ap: 0.125 Kg/cm.2

P: 0.250 Kg/cm.2

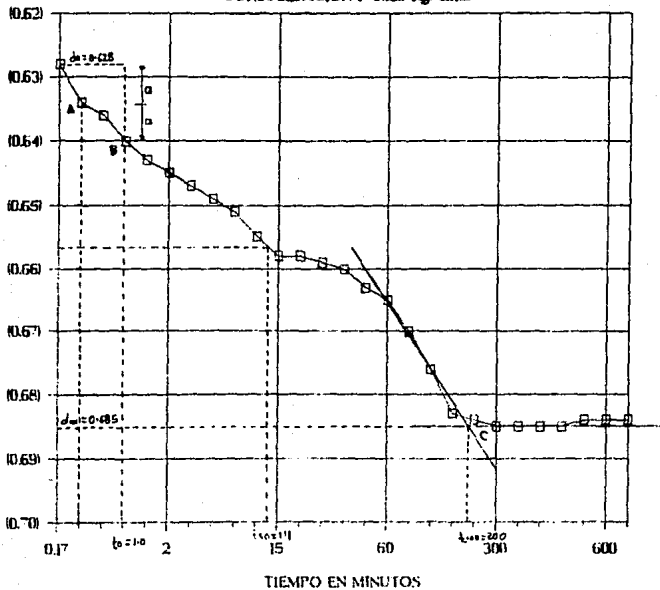
Ap: 0.125 Kg/cm.2

Fecha y Tiempo Hora	LEC. MICRO.	Correcci3 Aparato	Deform.	Fecha y Tiempo Hora	LEC. MICRO.	Correcci3 Aparato	DEFORM.		
18-VI-87	Min.	mm.	mm.	mm.	19-VI-87	Min.	mm.	mm.	mm.
11:51 a.m	0	16.284	0.000	0.000	10:56 a.m	0	15.528	0.000	0.000
	0.083	15.698	0.059	0.527		0.083	15.448	0.023	0.017
	0.17	15.596	0.060	0.628		0.17	15.476	0.023	0.029
	0.25	15.589	0.061	0.634		0.25	15.471	0.023	0.034
	0.5	15.587	0.061	0.636		0.5	15.467	0.023	0.038
11:52	1	15.582	0.062	0.640	10:57	1	15.461	0.023	0.044
	1.5	15.579	0.062	0.643		1.5	15.457	0.024	0.047
11:53	2	15.577	0.062	0.645	10:58	2	15.453	0.024	0.051
11:54	3	15.574	0.063	0.647	10:59	3	15.451	0.024	0.053
11:55	4	15.572	0.063	0.649	11:00	4	15.449	0.024	0.055
11:59	8	15.569	0.064	0.651	11:04	8	15.443	0.024	0.061
12:03	12	15.565	0.064	0.655	11:08	12	15.439	0.025	0.064
12:06	15	15.562	0.064	0.658	11:11	15	15.437	0.025	0.066
12:11	20	15.561	0.065	0.658	11:16	20	15.432	0.025	0.071
12:16	25	15.560	0.065	0.659	11:21	25	15.429	0.025	0.074
12:21	30	15.559	0.065	0.660	11:26	30	15.426	0.025	0.077
12:36	45	15.555	0.066	0.663	11:41	45	15.419	0.025	0.084
12:51	60	15.551	0.068	0.665	11:56	60	15.412	0.025	0.091
13:21	90	15.546	0.068	0.670	12:26	90	15.405	0.026	0.097
13:51	120	15.539	0.069	0.676	12:56	120	15.393	0.026	0.109
14:51	180	15.531	0.070	0.683	13:56	180	15.375	0.027	0.126
15:51	240	15.529	0.071	0.684	14:56	240	15.359	0.028	0.141
16:51	300	15.528	0.071	0.685	15:56	300	15.343	0.029	0.156
17:51	360	15.528	0.071	0.685	16:56	360	15.331	0.030	0.167
18:51	420	15.528	0.071	0.685	17:56	420	15.320	0.031	0.177
19:51	480	15.528	0.071	0.685	18:56	480	15.312	0.031	0.185
20:51	540	15.528	0.072	0.684	19:56	540	15.311	0.031	0.186
21:51	600	15.528	0.072	0.684	20:56	600	15.310	0.031	0.187
10:56 a.m	1205	15.528	0.072	0.684	8:14 a.m	1278	15.304	0.031	0.193

Tabla III.2.4

# DEFORMACION .VS. TIEMPO

CONSOLIDACION P-0.125 Kg/cm<sup>2</sup>



□ Figura III.2.2

# DEFORMACION .VS. TIEMPO

CONSOLIDACION P=0.125 Kg/cm.2

47  
DEFORMACION EN %

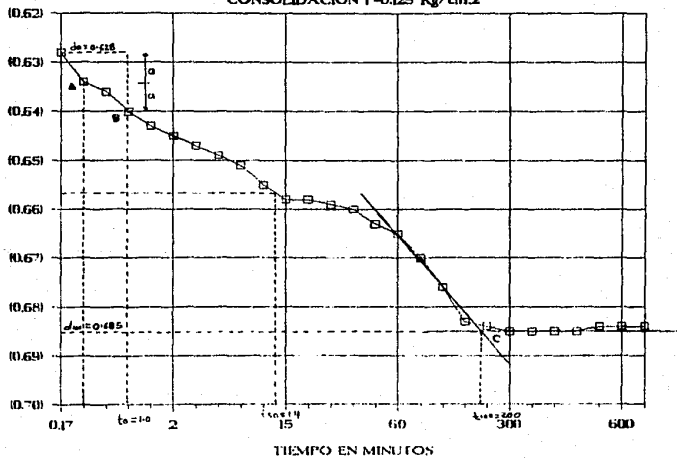
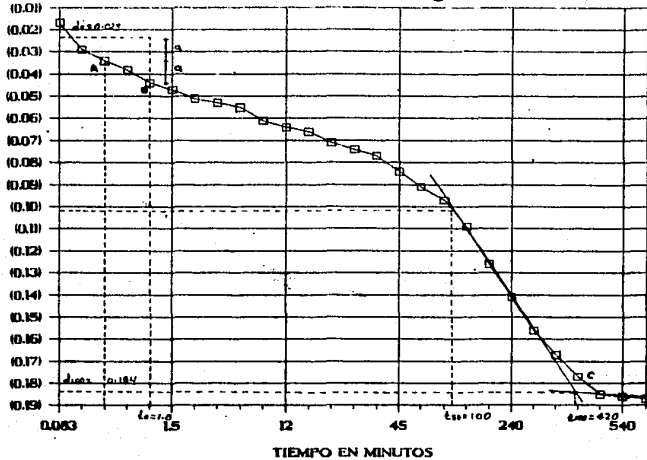


Figura III.2.2

## DEFORMACION .VS. TIEMPO

CONSOLIDACION P=0.250 Kg/cm<sup>2</sup>

□ Figura III.2.3

U. N. A. M.  
ENEP ARAGON  
LAB. DE GEOTECNIA  
PRUEBA DE CONSOLIDACION  
DATOS DEL ENSAYO

Aparato No 2  
Operador Alfonso Torres  
Observaciones Etapa de carga

P: 0.500 Ap: 0.250 Kg/cm.2

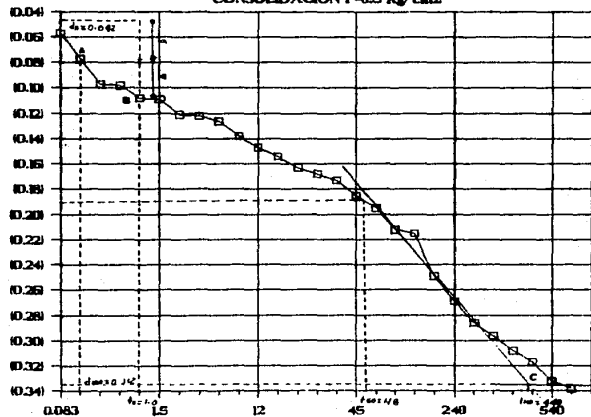
Fecha y Hora	Tiempo Min.	LEC Corrección		
		MICRO	Aparato	DEFOR
	Min.	mm.	mm.	mm.
20-VI-67	0	15.304	0.000	0.000
8:14 a.m	0.083	15.241	0.006	0.057
	0.17	15.221	0.006	0.077
	0.25	15.201	0.006	0.097
	0.5	15.200	0.006	0.098
8:15	1	15.190	0.006	0.108
	1.5	15.189	0.006	0.109
8:16	2	15.183	0.007	0.121
8:17	3	15.175	0.007	0.122
8:18	4	15.171	0.007	0.126
8:22	8	15.158	0.008	0.138
8:26	12	15.149	0.008	0.147
8:29	15	15.141	0.009	0.154
8:34	20	15.131	0.010	0.163
8:39	25	15.126	0.010	0.168
8:44	30	15.121	0.010	0.173
8:59	45	15.109	0.010	0.185
9:14	60	15.099	0.010	0.195
9:44	90	15.082	0.010	0.212
10:14	120	15.079	0.010	0.215
11:14	180	15.045	0.010	0.249
12:14	240	15.025	0.010	0.269
13:14	300	15.008	0.010	0.286
15:14	360	14.998	0.010	0.296
16:14	420	14.986	0.010	0.308
17:14	480	14.977	0.010	0.317
18:14	540	14.962	0.010	0.332
19:14	600	14.956	0.010	0.338
10:25 a.m	1511	14.900	0.010	0.394

P: 1.00 Kg/cm.2 Ap: 0.50 Kg/cm.2

Fecha y Hora	Tiempo Min.	LEC Corrección		
		MICRO	Aparato	DEFOR
	Min.	mm.	mm.	mm.
22-VI-67	0	14.900	0.000	0.000
10:25	0.083	14.760	0.021	0.119
	0.17	14.750	0.022	0.128
	0.25	14.740	0.022	0.138
	0.5	14.720	0.022	0.158
10:26	1	14.696	0.022	0.182
	1.5	14.682	0.023	0.195
10:27	2	14.671	0.023	0.206
10:28	3	14.658	0.024	0.218
10:29	4	14.646	0.024	0.230
10:33	8	14.617	0.025	0.258
10:37	12	14.597	0.025	0.278
10:40	15	14.585	0.025	0.290
10:45	20	14.569	0.025	0.306
10:50	25	14.556	0.025	0.314
10:55	30	14.542	0.025	0.333
11:10	45	14.516	0.025	0.359
11:25	60	14.492	0.026	0.382
11:55	90	14.460	0.031	0.409
12:25	120	14.436	0.035	0.429
13:25	180	14.380	0.035	0.477
14:25	240	14.352	0.035	0.513
15:25	300	14.321	0.035	0.544
16:25	360	14.291	0.035	0.574
17:25	420	14.290	0.035	0.575
18:25	480	14.275	0.035	0.590
19:25	540	14.271	0.035	0.594
20:25	600	14.268	0.035	0.597
10:35 a.	1450	14.240	0.035	0.625

Tabla III.2.5

## DEFORMACION .VS. TIEMPO

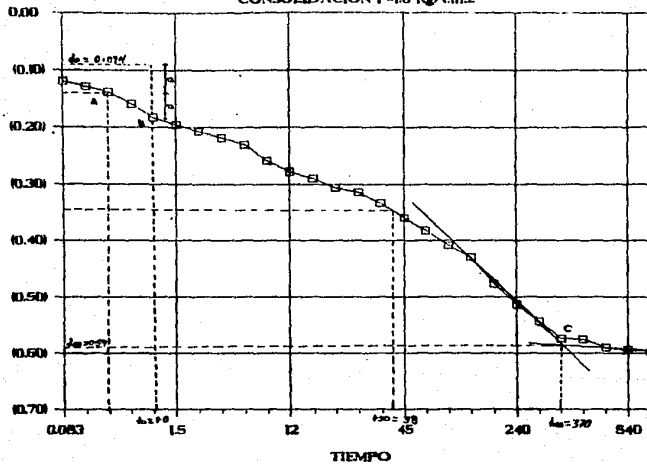
CONSOLIDACION P=0.5 Kg/cm<sup>2</sup>

□ Figura III.2.4

TIEMPO

## DEFORMACION VS. TIEMPO

CONSOLIDACION P=1.0 Kg/cm.2



□ Figura III.2.5

U. N. A. M.  
ENEP ARAGON  
LAB. DE GEOTECNIA  
PRUEBA DE CONSOLIDACION  
DATOS DEL ENSAYO

Aparato No. 2  
Operador Alfonso Torres  
Observaciones Carga de la muestra

P: 2.0 Kg/cm.2

Ap :1.00 Kg/cm.2

P: 4.0 Kg/CM.2

Ap : 2.0 Kg/cm.2

Fecha y Hora	Tiempo	LEC		Corrección	
		Min.	mm.	mm.	mm.
23-VI-87 10:35 a.m	0.000	14.240	0.000	0.000	
	0.083	14.000	0.018	0.222	
	0.170	13.990	0.016	0.232	
	0.250	13.900	0.019	0.321	
	0.500	13.000	0.019	0.341	
10:36	1.0	13.050	0.019	0.371	
	1.5	13.020	0.019	0.401	
10:37	2	13.000	0.019	0.421	
10:38	3	13.750	0.019	0.471	
10:39	4	13.719	0.019	0.502	
10:43	8	13.648	0.019	0.573	
10:47	12	13.682	0.020	0.610	
10:50	15	13.578	0.020	0.642	
10:55	20	13.547	0.021	0.672	
11:00	25	13.521	0.022	0.697	
11:05	30	13.501	0.022	0.717	
11:20	45	13.451	0.023	0.766	
11:35	60	13.402	0.024	0.814	
12:05	90	13.359	0.026	0.855	
12:35	120	13.311	0.027	0.902	
13:35	180	13.241	0.035	0.964	
14:35	240	13.180	0.036	1.016	
15:35	300	13.146	0.037	1.057	
16:35	360	13.119	0.039	1.082	
17:35	420	13.090	0.041	1.109	
18:35	480	13.069	0.041	1.130	
19:35	540	13.062	0.041	1.137	
20:35	600	13.050	0.041	1.141	
10:45 a.m	1450	13.022	0.041	1.177	

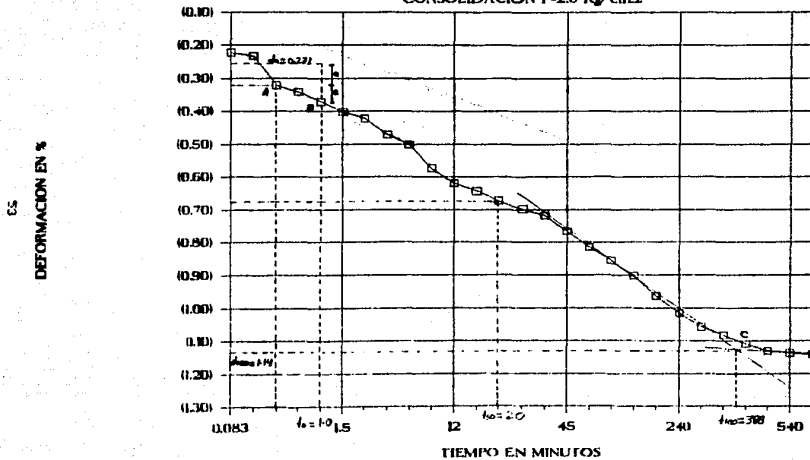
Fecha Hora	Tiempo	LEC		Corrección	
		Min.	mm.	mm.	mm.
24-VI-87 10:45 a.m	0	13.022	0.000	0.000	
	0.083	12.768	0.007	0.227	
	0.17	12.690	0.007	0.325	
	0.25	12.630	0.008	0.384	
	0.5	12.543	0.008	0.471	
10:46	1	12.521	0.008	0.493	
	1.5	12.472	0.008	0.542	
10:47	2	12.436	0.008	0.578	
10:48	3	12.379	0.008	0.635	
10:49	4	12.352	0.008	0.662	
10:53	8	12.272	0.008	0.742	
10:57	12	12.224	0.008	0.790	
11:00	15	12.196	0.008	0.818	
11:05	20	12.160	0.008	0.854	
11:10	25	12.130	0.008	0.884	
11:15	30	12.108	0.008	0.906	
11:30	45	12.054	0.008	0.960	
11:45	60	12.016	0.009	0.997	
12:15	90	11.960	0.010	1.052	
12:45	120	11.918	0.012	1.092	
13:45	180	11.857	0.015	1.150	
14:45	240	11.801	0.018	1.203	
15:45	300	11.764	0.020	1.238	
16:45	360	11.748	0.021	1.253	
17:45	420	11.715	0.022	1.285	
18:45	480	11.709	0.023	1.290	
19:45	540	11.702	0.024	1.296	
20:45	600	11.698	0.025	1.299	
10:45	1440	11.680	0.025	1.309	

Tabla III.2.6



# DEFORMACION .VS. TIEMPO

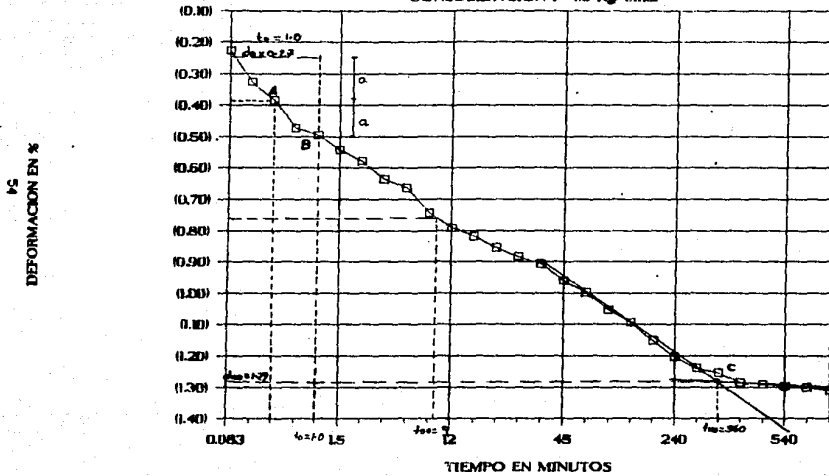
CONSOLIDACION P=2.0 Kg/cm<sup>2</sup>



□ FIGURA III.26

# DEFORMACION .VS. TIEMPO

CONSOLIDACION P=4.0 Kg/cm<sup>2</sup>



U.N.A.M.  
ENEP AMAGÓN  
LAB. DE GEOTECNIA  
PRUEBA DE CONSOLIDACION  
DATOS DEL ENSAYO

Aparato No 2  
Operador Alfonso Torres  
Observación Descarga de la muestra

P: 2.0 Kg/cm.2

AP : 2.0 Kg/cm.2

P: 1.0 Kg/cm.2

AP : 1.0 Kg/cm.2

Fecha y Tiempo Hora	LEC		Corrección	
	Min	mm.	Aparato	DEFOR
25-VI-88	0	11.688	0.000	0.000
10:45 A.M	0.083	11.710	0.009	0.013
	0.17	11.712	0.009	0.015
	0.25	11.713	0.009	0.016
	0.5	11.716	0.009	0.019
10:46	1	11.719	0.009	0.030
	1.5	11.720	0.008	0.024
10:47	2	11.721	0.008	0.024
10:48	3	11.722	0.008	0.026
10:49	4	11.723	0.007	0.028
10:53	8	11.728	0.006	0.034
10:57	12	11.734	0.005	0.041
11:00	15	11.735	0.004	0.043
11:05	20	11.736	0.003	0.045
11:10	25	11.737	0.002	0.047
11:15	30	11.739	0.002	0.049
11:30	45	11.739	0.001	0.050

Fecha y Tiempo Hora	LEC		Corrección	
	Min.	mm.	Aparato	DEFOR
25-VI-88	0	11.739	0	0.05
11:32	0.083	11.811	0.013	0.059
	0.17	11.818	0.013	0.066
	0.25	11.82	0.012	0.069
	0.5	11.828	0.012	0.077
11:33	1	11.832	0.011	0.082
	1.5	11.838	0.011	0.088
11:34	2	11.84	0.01	0.091
11:35	3	11.846	0.009	0.098
11:00	4	11.848	0.008	0.101
11:36	8	11.853	0.007	0.107
11:40	12	11.859	0.006	0.114
11:47	15	11.862	0.005	0.118
11:52	20	11.863	0.004	0.123
11:57	25	11.866	0.003	0.124
12:02	30	11.868	0.003	0.126
12:17	45	11.871	0.002	0.13
12:32	60	11.872	0.002	0.131

Tabla III.2.7

U.N.A.M.  
 INEP ARAGON  
 LAB. DE GEOTECNIA  
 PRUEBA DE CONSOLIDACION  
 DATOS DEL ENSAYO

Aparato No 2  
 Operador Alfonso Torres  
 Observación DESCARGA DE LA MUESTRA

P: 0.5 Kg/cm.2

AP : 0.5 Kg/cm.2

P: 0.25 Kg/cm.2

Ap: 0.25 Kg/cm.2

Fecha y Tiempo Hora	LEC		Corrección	
	WICHO	Aparato	DEPOR	
25-VI-88	Min.	mm.	mm.	mm.
12:34	0	11.872	0	0
	0.083	11.94	0.019	0.049
	0.17	11.945	0.018	0.055
	0.25	11.949	0.017	0.06
	0.5	11.953	0.014	0.067
12:35	1	11.962	0.012	0.078
	1.5	11.969	0.01	0.087
12:36	2	11.973	0.008	0.093
12:37	3	11.981	0.006	0.095
12:38	4	11.985	0.004	0.109
12:42	8	11.996	0.002	0.122
12:46	12	12.004	0.001	0.131
12:49	15	12.008	0.001	0.135
12:54	20	12.012	0.001	0.139
12:59	25	12.018	0.001	0.145
13:04	30	12.021	0.001	0.148
13:19	45	12.028	0.001	0.155
13:34	60	12.029	0.001	0.156

Fecha y Tiempo Hora	LEC		Corrección	
	WICHO	Aparato	DEPOR	
25-VI-88	Min.	mm.	mm.	mm.
13:36	0	12.029	0	0.156
	0.083	12.072	0.008	0.035
	0.17	12.082	0.008	0.045
	0.25	12.085	0.008	0.048
	0.5	12.095	0.007	0.059
13:37	1	12.101	0.007	0.065
	1.5	12.109	0.006	0.074
13:38	2	12.112	0.005	0.078
13:39	3	12.121	0.004	0.088
13:40	4	12.126	0.002	0.095
13:44	8	12.142	0.001	0.112
13:48	12	12.152	0.001	0.122
13:51	15	12.159	0.001	0.129
13:56	20	12.168	0.001	0.138
14:01	25	12.172	0.001	0.142
14:06	30	12.179	0.001	0.149
14:21	45	12.191	0.001	0.161
14:36	60	12.192	0.001	0.162

Tabla III.2.8

U.N.A.M.  
ENEP ARAGON  
LAB. DE GEOTECNIA  
PRUEBA DE CONSOLIDACION  
DATOS DEL ENSAYO

Aparato No 2  
Operador Alfonso Torres  
Observación DESCARGA DE LA MUESTRA

Muestra 1  
Prueba 1  
Profundi 1.20 m.

P: 0.125 Kg/cm.2 AP : 0.125 Kg/cm.2

P: 0.00 Kg/cm.2 Ap: 0.125 Kg/cm.2

Fecha y Hora	Tiempo	Corrección			
		LEC MICRO	Aparato	DEFOR	
25-VI-80	Min.	mm.	mm.	mm.	
14:38	0	12.192	0.000	0.162	
	0.083	12.221	0.019	0.010	
	0.17	12.228	0.019	0.017	
	0.25	12.231	0.017	0.022	
	0.5	12.238	0.015	0.024	
14:39	1	12.245	0.013	0.040	
	1.5	12.248	0.012	0.041	
14:40	2	12.253	0.011	0.050	
14:41	3	12.260	0.010	0.058	
14:42	4	12.278	0.009	0.077	
14:46	8	12.280	0.008	0.078	
14:50	12	12.291	0.007	0.099	
14:53	15	12.298	0.006	0.100	
14:58	20	12.307	0.005	0.115	
15:03	25	12.312	0.004	0.116	
15:08	30	12.320	0.003	0.125	
15:23	45	12.334	0.002	0.140	
15:38	60	12.336	0.001	0.143	

Fecha y Hora	Tiempo	Corrección			
		LEC MICRO	Aparato	DEFOR	
25-VI-80	Min.	mm.	mm.	mm.	
15:40	0	12.336	0.000	0.143	
	0.083	12.478	0.000	0.142	
	0.17	12.480	0.019	0.125	
	0.25	12.482	0.019	0.127	
	0.5	12.487	0.015	0.136	
15:41	1	12.526	0.012	0.178	
	1.5	12.541	0.010	0.195	
15:42	2	12.550	0.008	0.206	
15:43	3	12.565	0.007	0.222	
15:44	4	12.578	0.006	0.236	
15:48	8	12.606	0.005	0.265	
15:52	12	12.627	0.004	0.287	
15:55	15	12.638	0.004	0.298	
16:00	20	12.651	0.004	0.311	
16:05	25	12.662	0.003	0.323	
16:10	30	12.672	0.003	0.333	
16:25	45	12.685	0.002	0.347	
16:40	60	12.698	0.002	0.351	
17:10	90	12.728	0.001	0.391	
17:40	120	12.752	0.001	0.415	
18:40	180	12.786	0.001	0.449	
19:40	240	12.798	0.001	0.461	

Tabla III.2.9

U N A N  
 ENP AMMON  
 LAB. DE MEDICINA

Prato o. dos

PRUEBA DE CONSOLIDACION Prof. 1.20 m  
 Fecha 25-VI-88

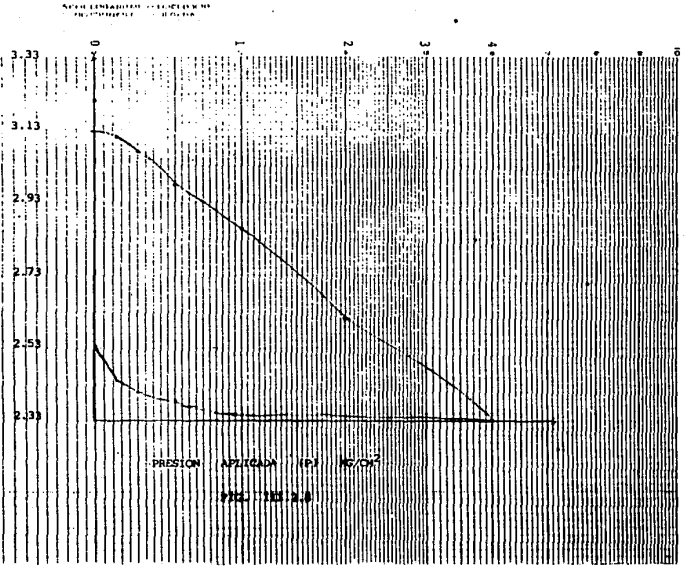
Datos generales

Ac= 49.82 cm.2  $r = (d_0 - d_{100}) / (d_0 - d_f)$  LL= 111.20 %  $Z_0 = (2H + 2C) / 4$   
 S<sub>u</sub> = 2.43  $s = (2H - 2C_0) / 2H_0$  Lp= 45 %  $em = (e_1 + e_2) / 2$   
 h<sub>1</sub> = 28.00 cm.  $av = w / (1 + w)$  Ip= 66.20 %  $cv = 0.197 W_p^2 / U_{50}$   
 $ev = (e_1 - e_2) / (p_1 - p_2)$  Us= 56.023 gr  $ds = \text{---def. inicial del espécimen}$   
 $fw = cvw / (1 + w)$   $df = \text{---def. final}$   
 $Z_0 = (110s) / (1 + S_u) (Ac) = 4.783$   $d_{100} = \text{---def. un el 100 %}$

*****														
* PRESION LECTURA DEF. ESP. REL. COEF. Z <sub>0</sub> (Z <sub>0</sub> ) <sup>2</sup> 150 COEF. COEF. DE PRESION *														
* APLICADA FINAL DE HUES. VACIOS														
* HUECO HUES. TRH 2H 2H-2C <sub>0</sub> a av cv la r P <sub>u</sub> av *														
*****														
%g/cm.2	NH.	NH.	NH.	NH	cm <sup>2</sup> /Kg	NH.	NH.2	SEG.	cm <sup>2</sup> /seg	cm <sup>2</sup> /seg.	Kg/cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /Kg *		
0.000	16.204	0.000	20.000	15.297	3.25	-	-	-	-	-	0.0625	-		
0.125	15.320	0.000	19.316	14.613	3.11	1.164	9.829	96.609	14	0.0136	0.00370	0.0240	0.1075	0.203 *
0.250	15.304	0.077	19.123	14.420	3.07	0.320	9.618	92.347	100	0.0018	0.00014	0.6160	0.3790	0.001 *
0.500	14.900	1.271	18.729	14.026	2.90	0.325	9.463	89.540	40	0.0037	0.00020	0.7360	0.7000	0.004 *
1.000	14.240	1.060	18.122	13.629	2.86	0.254	9.215	84.921	20	0.0044	0.00020	0.7490	1.5000	0.066 *
2.000	13.022	3.045	16.925	12.252	2.61	0.250	8.772	76.944	20	0.0076	0.00050	0.7200	3.0000	0.069 *
4.000	11.600	4.254	15.646	10.943	2.33	0.139	8.150	66.427	9	0.0145	0.00050	0.779	3.0000	0.042 *
2.000	11.729	4.304	15.696	10.990	2.34	0.095	7.836	61.395	-	-	-	-	-	*
1.000	11.072	4.273	15.727	11.024	2.34	-	7.056	61.713	-	-	-	-	-	*
0.500	12.029	4.117	15.003	11.100	2.30	-	7.903	62.450	-	-	-	-	-	*
0.250	12.192	3.925	16.045	11.342	2.41	-	7.902	63.712	-	-	-	-	-	*
0.125	12.336	3.012	16.100	11.005	2.44	-	8.050	64.935	-	-	-	-	-	*
0.000	12.790	3.351	16.649	11.946	2.54	-	8.209	67.392	-	-	-	-	-	*
*****														

Tabla III.2.10

REACTOR DE VACIOS (e)



## PRUEBA DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

Para este tema se desarrollaron dos tipos de pruebas: la de compresión simple y la triaxial rápida (no drenada y no consolidada). La primera se utiliza cuando se tienen suelos puramente cohesivos y la segunda para suelos cohesivos y cohesivo-friccionantes generalmente, ya que para un suelo puramente friccionante es muy difícil realizarla.

Los parámetros obtenidos en estas pruebas son: la cohesión del material en ambas y el ángulo de fricción interna que se obtiene únicamente de las triaxiales. Con estos datos se puede conocer la resistencia al esfuerzo cortante del terreno y a partir de esta calcular la capacidad de carga del suelo.

En la tabla III.2.11 se presentan los resultados de la prueba de compresión simple, en la figura III.2.9 se muestra la gráfica de esfuerzo en (kg/cm<sup>2</sup>) vs. deformación unitaria y en la figura III.2.10 se presenta el esquema de falla.

Para la prueba triaxial, los resultados se muestran en las tablas III.2.12 a III.2.15 una tabla para cada incremento de carga; así como las figuras III.2.11 a III.2.18 para cada incremento del esfuerzo de confinamiento y el esquema de falla de cada muestra

En la figura III.2.19 y III.2.20 se muestran los círculos de Mohr para las pruebas de compresión simple y triaxial respectivamente, de donde se conoce la cohesión del material. Al mismo tiempo se presenta una comparación de la prueba de compresión simple contra la triaxial rápida, ver figura III.2.21.

Obteniéndose

$$C = 0.360 \text{ Kg/cm}^2$$



U.N.A.M.  
ENEP ARAGON  
LAB. DE GEOTECNIA  
PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE

OBRA: CIMENTACION DE UNA CASA-HABITACION  
LOCALIZACION: Km 30 de la autopista México-Puebla (ver fig. I.2.1)  
SONDEO No. uno ENSAYE No. uno  
MUESTRA No. uno PROF. : 1.20 m.

MEDIDAS DE LA MUESTRA

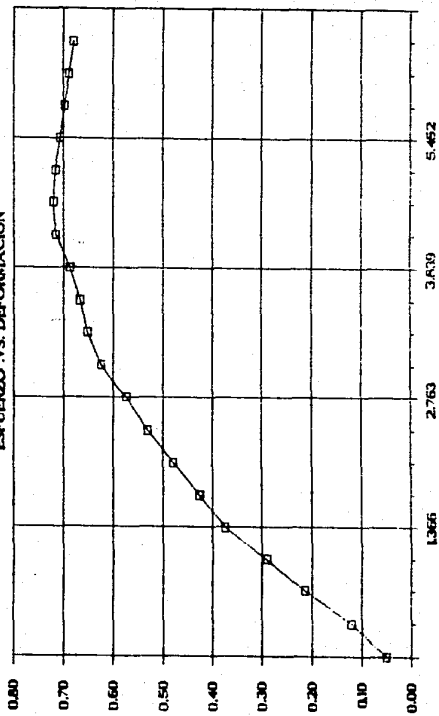
Ds= 3.610 cm.	As= 10.235 cm.2	Wi= 112.297 gr.
Dc= 3.630 cm.	Ac= 10.349 cm.2	Vt= 95.981 cm.3
Di= 3.620 cm.	Ai= 10.292 cm.2	Cs= 1.170 Ton/m.3
Hs= 9.380 cm.	Am= (As+Ac+Ai)/6	= 10.321 cm.2
	61.923	

VELOCIDAD DE APLICACION DE LA CARGA: 1 mm/min

LECTU.		LECTURA		DEF.	1-DEF.	AREA	ESFUERZO	
ANTILLO	CARGA	MICRO-	DEF.					DEF.
mm.	Kg.	mm.	mm.	UNIT.	UNIT.	cm.2	UNIT % Kg/cm.2	
0	0.527	11.98	0.00	0.00000	1.00000	10.321	0.000	0.051
9	1.253	12.15	0.17	0.00183	0.99817	10.340	0.183	0.121
21	2.222	12.46	0.48	0.00516	0.99484	10.375	0.516	0.214
31	3.029	12.77	0.79	0.00849	0.99151	10.409	0.849	0.291
42	3.916	13.25	1.27	0.01366	0.98634	10.464	1.366	0.374
49	4.481	13.57	1.59	0.01710	0.98290	10.501	1.710	0.427
56	5.046	13.86	1.88	0.02022	0.97978	10.534	2.022	0.479
63	5.611	14.20	2.22	0.02387	0.97613	10.573	2.387	0.531
69	6.095	14.55	2.57	0.02763	0.97237	10.614	2.763	0.574
76	6.660	14.88	2.90	0.03118	0.96882	10.653	3.118	0.625
80	6.983	15.21	3.23	0.03473	0.96527	10.692	3.473	0.653
82	7.144	15.40	3.42	0.03677	0.96323	10.715	3.677	0.667
85	7.387	15.55	3.57	0.03839	0.96161	10.733	3.839	0.688
88	7.709	15.89	3.91	0.04204	0.95796	10.774	4.204	0.716
90	7.790	16.20	4.22	0.04538	0.95462	10.812	4.538	0.721
90	7.790	16.73	4.75	0.05108	0.94892	10.877	5.108	0.716
89	7.709	17.05	5.07	0.05452	0.94548	10.916	5.452	0.706
88	7.629	17.21	5.23	0.05624	0.94376	10.936	5.624	0.698
87	7.548	17.40	5.42	0.05828	0.94172	10.960	5.723	0.689
86	7.467	17.56	5.58	0.06000	0.94000	10.980	5.892	0.680

Tabla III.2.11

COMPRESION SIMPLE  
ESFUERZO VS. DEFORMACION



□ Figura III.2.9

ESFUERZO EN K/CM2

COMPRESION SIMPLE

ESQUEMA DE FALLA



FIG. III.2.10

U.W.A.M  
 EREF ARACON  
 LAB. DE GEOTECNIA  
 COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA

OBRA: CIMENTACION DE UNA CASA-HABITACION  
 LOCALIZACION: Km 30 de la Autopista (ver fig I.2.1)  
 SONDEO No 1 KESAYE No. uno  
 MUESTRA N A PROF. 1.20 m.

C, --- PESO VOLUMETRICO DE LA MUESTRA

MEDIDAS DE LA MUESTRA

D <sub>g</sub> =	3.600 cm.	A <sub>g</sub> =	10.179 cm.2	W <sub>i</sub> =	114.13 gr.
D <sub>c</sub> =	3.640 cm.	A <sub>c</sub> =	10.406 cm.2	V <sub>t</sub> =	96.720 cm.3
D <sub>i</sub> =	3.650 cm.	A <sub>i</sub> =	10.463 cm.2	C <sub>m</sub> =	1.180 Ton/m.3
H <sub>a</sub> =	9.320 cm.	A <sub>m</sub> =	A <sub>g</sub> +4A <sub>c</sub> +A <sub>i</sub> /6	62.266/6	= 10.378 cm.2

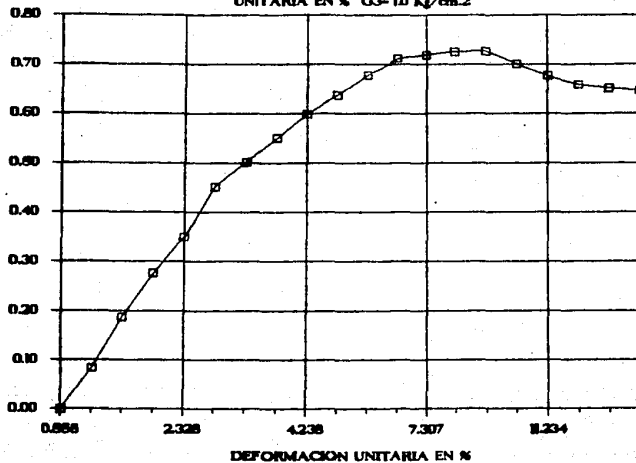
VELOCIDAD DE APLICACION DE LA CARGA: 1 mm/min. @ = 1 Kg/cm.2

LECTURA		LECTURA		1-DEFORMACION		ESFUERZO		
ARILLO	CARGA	MICRO-	DEF.	DEF.	AREA	DEF	DESVIADOR	
CARGA		METRO	TOTAL	UNITARIA	UNITARIA	CORREGIDA	UNIT %	
mm.	Kg.	mm.	mm.	-	-	cm.2	Kg/cm.2	
0.0	0.000	1.50	0.00	0.00000	1.00000	10.378	0.000	0.000
4.3	0.874	2.02	0.52	0.00550	0.99442	10.436	0.558	0.084
17.8	1.963	2.36	0.86	0.00923	0.99077	10.475	0.923	0.187
29.5	2.908	2.70	1.20	0.01280	0.98712	10.513	1.280	0.277
39.2	3.690	3.02	1.52	0.01631	0.98369	10.550	1.631	0.350
52.9	4.798	3.67	2.17	0.02328	0.97672	10.625	2.328	0.452
59.8	5.353	3.99	2.49	0.02672	0.97328	10.663	2.672	0.502
66.6	5.902	4.47	2.97	0.03187	0.96813	10.720	3.187	0.551
73.5	6.458	4.95	3.45	0.03702	0.96298	10.777	3.702	0.599
79.1	6.910	5.45	3.95	0.04238	0.95762	10.837	4.238	0.638
85.2	7.403	6.12	4.62	0.04957	0.95043	10.919	4.957	0.678
90.7	7.846	6.94	5.44	0.05837	0.94163	11.021	5.837	0.712
92.1	7.959	7.30	5.80	0.06223	0.93777	11.067	6.223	0.719
94.1	8.121	8.31	6.81	0.07307	0.92693	11.196	7.307	0.725
94.9	8.185	8.82	7.32	0.07854	0.92146	11.263	7.854	0.727
93.6	8.081	10.78	9.28	0.09957	0.90043	11.526	9.957	0.701
91.0	7.871	11.45	9.95	0.10676	0.89324	11.618	10.676	0.677
88.9	7.701	11.97	10.47	0.11234	0.88766	11.691	11.234	0.659
88.1	7.637	12.13	10.63	0.11406	0.88594	11.714	11.406	0.652
87.6	7.596	12.31	10.81	0.11599	0.88401	11.740	11.599	0.647

Tabla III.2.12

## GRAFICO DE ESFUERZO.VS.DEFORMACION

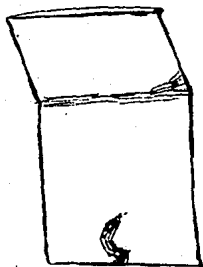
UNITARIA EN % G3- 10 Kg/cm.2



□ Figura (11.2.1)

**PRUEBA TRIAXIAL ( $G_3=1.0 \text{ kg/cm}^2$ )**

**ESQUEMA DE FALLA**



**FIG. III.2.12**

U.N.A.M  
ENEP ARAGON  
LAB. DE GEOTECNIA  
COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA

OBRA: CIMENTACION DE UNA CASA-HABITACION  
 LOCALIZACION: Km 30 de la Autopista México-Puebla (ver fig. I.2.1)  
 SONEDO No. uno ENGASTE No. uno  
 MUESTRA No. UND PROF.: 1.20 m.  
 MEDIDAS DE LA MUESTRA

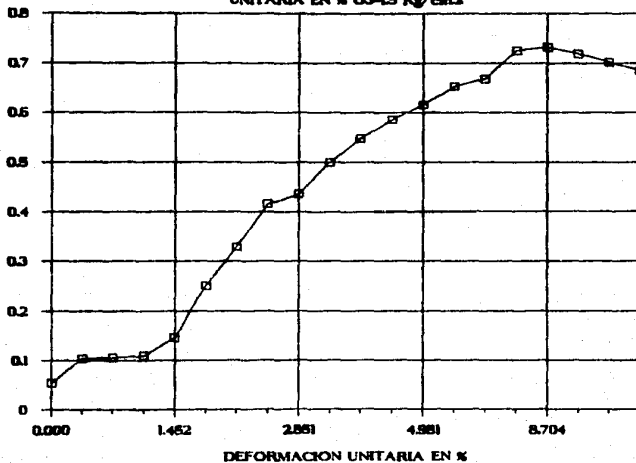
D<sub>o</sub>= 3.610 cm.    A<sub>o</sub>= 10.235 cm.2    M<sub>o</sub>= 115.86 gr.  
 D<sub>c</sub>= 3.650 cm.    A<sub>c</sub>= 10.321 cm.2    V<sub>o</sub>= 95.757 cm.3  
 D<sub>i</sub>= 3.620 cm.    A<sub>i</sub>= 10.292 cm.2    D<sub>o</sub>= 1.210 Ton/m.3  
 H<sub>o</sub>= 9.295 cm.    A<sub>o</sub>= 61.612/6    10.382 cm.2

VELOCIDAD DE APLICACION DE LA CARGA: 1 mm/min.    Q<sub>3</sub> = 1.5 Kg/cm.2

LECTURA		LECTURA		DEF. TOTAL	DEF. REFORMA	1-DEFORM. UNITARIA	DEF. AREA	ESFUER. CORREG. DESVIA.	CAPSULA No.	PESO CAP.+s.h	PESO CAP.+s.s	PESO ANLA	PESO CAPSULA	PESO SUELO SE	M X
ANILLO CARGA	KILO-CARGA	KILO-METRO	DEF. mm.												
0.4	0.539	1.500	0.000	0.00000	1.00000	0.000	10.302	0.054						2	
6.0	1.076	1.850	0.350	0.00377	0.99623	0.377	10.341	0.104						9.625	
7.1	1.100	2.100	0.600	0.00732	0.99268	0.732	10.370	0.106						7.56	
7.6	1.140	2.500	1.000	0.01075	0.98925	1.075	10.414	0.109						2.965	
12.4	1.520	2.850	1.350	0.01452	0.98548	1.452	10.454	0.146						5.58	
26.1	2.633	3.100	1.600	0.01807	0.98193	1.807	10.492	0.251						1.90	
36.4	3.464	3.500	2.000	0.02152	0.97848	2.152	10.529	0.329						104	
47.9	4.393	3.900	2.400	0.02668	0.97332	2.668	10.584	0.415							
50.7	4.610	4.150	2.650	0.02851	0.97149	2.851	10.604	0.436							
59.4	5.321	4.650	3.150	0.03309	0.96691	3.309	10.663	0.499							
66.3	5.877	5.150	3.650	0.03927	0.96073	3.927	10.723	0.548							
71.0	6.321	5.650	4.150	0.04465	0.95535	4.465	10.783	0.586							
76.3	6.604	6.130	4.630	0.04981	0.95019	4.981	10.842	0.617							
82.1	7.152	6.900	5.450	0.05863	0.94137	5.863	10.944	0.654							
84.5	7.346	7.270	5.770	0.06208	0.93792	6.208	10.984	0.669							
93.5	8.072	8.420	6.920	0.07945	0.92855	7.445	11.131	0.725							
95.0	8.250	9.550	8.050	0.08784	0.91296	8.784	11.204	0.732							
94.2	8.129	9.750	8.250	0.08076	0.91124	8.076	11.305	0.719							
93.5	8.072	11.120	9.620	0.10350	0.89650	10.350	11.491	0.702							
91.9	7.943	11.000	10.300	0.11001	0.88919	11.001	11.506	0.686							
89.3	7.734	11.90	10.400	0.11275	0.88725	11.275	11.611	0.666							
87.5	7.500	12.61	11.110	0.11953	0.88047	11.953	11.701	0.649							
83.4	7.257	13.60	12.100	0.12104	0.86896	13.104	11.856	0.612							
82.7	7.201	14.1	12.600	0.13056	0.86444	13.556	11.917	0.604							

Tabla III.2.13

## GRAFICO DE ESFUERZO.VS.DEFORMACION

UNITARIA EN % G3-15 Kg/cm<sup>2</sup>

□ Figure 11.2.13



PRUEBA TRIAXIAL ( $G_3=1.5 \text{ kg/cm}^2$ )

ESQUEMA DE FALLA

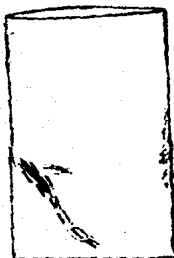


FIG. III. 2.14

U.N.A.M.  
ENEP ARMADOR  
LAB. DE GEOTECNIA  
COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA

OBRA: CIMENTACION DE UNA CASA-HABITACION

LOCALIZACION: Km 36 de la Autopista Mexico-Puebla (ver fig I.2.1)

SONDEO No. uno EMBLVE No. uno

MUESTRA No. uno PROF. : 1.20 m.

MEDIDAS DE LA MUESTRA

D <sub>0</sub> =	3.400 cm.	A <sub>0</sub> =	9.879	cm.2	M <sub>0</sub> =	113.761 gr.
D <sub>c</sub> =	3.600 cm.	A <sub>c</sub> =	10.179	cm.2	V <sub>c</sub> =	93.247 cm.3
D <sub>1</sub> =	3.610 cm.	A <sub>1</sub> =	10.235	cm.2	C <sub>0</sub> =	1.220 Ton/m.3
H <sub>0</sub> =	9.320 cm.	A <sub>0</sub> =	68.02777	68.03/6	m <sub>0</sub> =	10.005 cm.2

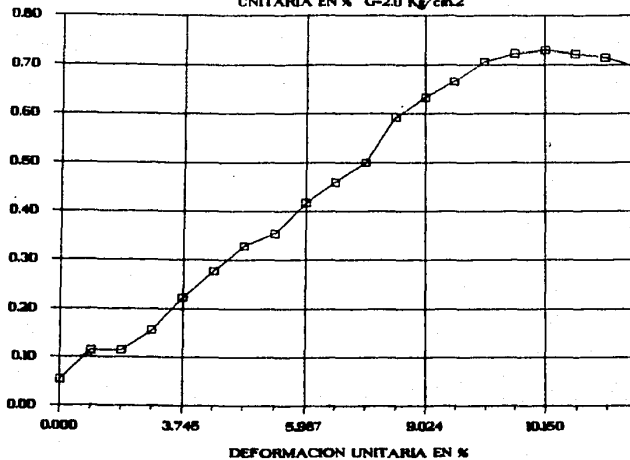
VELOCIDAD DE APLICACION DE LA CARGA: 1 mm/min. e3 = 2 Kg/cm.2

ANILLO CARGA	LECTURA		DEF.	DEF.	1-DEFORM AREA		ESFUERZO		CONTENIDO DE AGUA
	METRO	TOTAL			UNIT.	UNITARIA	DEF.	DESVIADOR	
mm.	Kg.	mm.	mm.	mm.	cm.2	UNIT X	Kg/cm.2		
0.2	0.543	1.69	0.00	0.0000	1.0000	10.000	0.000	0.054	
7.0	1.156	3.00	1.31	0.01406	0.98594	10.140	1.406	0.114	M1= 98.21 X
8.1	1.181	3.95	2.26	0.02425	0.97575	10.254	2.425	0.115	M2= 97.00 X
13.5	1.616	4.70	3.01	0.03230	0.96770	10.309	3.230	0.156	M3= 89.27 X
22.2	2.319	5.10	3.49	0.03745	0.96255	10.394	3.745	0.223	
29.5	2.900	5.95	4.26	0.04571	0.95429	10.404	4.571	0.277	
36.3	3.456	6.14	4.45	0.04775	0.95225	10.507	4.775	0.329	
40.0	3.735	6.90	5.21	0.05590	0.94410	10.597	5.590	0.354	
48.5	4.041	7.27	5.50	0.05907	0.94013	10.642	5.907	0.417	
54.5	4.925	7.98	6.29	0.06749	0.93251	10.729	6.749	0.499	
60.2	5.205	8.37	6.60	0.07167	0.92833	10.777	7.167	0.500	
73.3	6.442	9.05	7.36	0.07897	0.92103	10.863	7.897	0.593	
79.0	6.967	10.10	8.41	0.09024	0.90976	10.997	9.024	0.634	
84.5	7.346	10.20	8.50	0.09217	0.90783	11.021	9.217	0.667	
90.2	7.006	10.45	8.76	0.09599	0.90401	11.043	9.599	0.707	
92.0	8.016	10.00	9.11	0.09775	0.90225	11.089	9.775	0.723	
94.2	8.129	11.15	9.46	0.10150	0.89850	11.135	10.150	0.730	
94.0	8.113	11.07	10.10	0.10923	0.89077	11.232	10.923	0.722	
93.4	8.064	12.22	10.53	0.11290	0.88710	11.279	11.290	0.715	
91.5	7.911	13.00	11.31	0.12135	0.87865	11.307	12.135	0.695	

M1---CONTENIDO DE AGUA ANTES DE LA PRUEBA  
M2---CONTENIDO DE AGUA DESPUES DE LA PRUEBA  
M3---CONTENIDO DE AGUA EN LA ZONA DE FALLA

Tabla III.2.14

## GRAFICO DE ESFUERZO.VS.DEFORMACION

UNITARIA EN % G-2.0 Kg/cm<sup>2</sup>

□ Figura III.2.15

PRUEBA TRIAXIAL ( $G_3=3.0 \text{ kg./cm}^2$ )

ESQUEMA DE FALLA

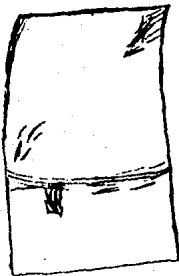


FIG. III.2.16

U.M.A.M.  
ENEP ARAGON  
LAB. DE GEOTECNIA  
COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA

OBRA: CIMENTACION DE UNA CASA-HABITACION  
LOCALIZACION: Km 30 de la Autopista Mexico-Puebla (ver fig. I.2.1)  
SONDED No. uno ENGHE No. uno  
MUESTRA A PROF. : 1.20 m.

MEDIDAS DE LA MUESTRA

D <sub>0</sub> =	3.586 cm.	A <sub>0</sub> =	10.066 cm.2	W <sub>1</sub> =	117.60 gr.
D <sub>c</sub> =	3.618 cm.	A <sub>c</sub> =	10.225 cm.2	V <sub>t</sub> =	94.838 cm.3
D <sub>i</sub> =	3.680 cm.	A <sub>i</sub> =	10.179 cm.2	Y <sub>a</sub> =	1.240 Ton/m.2
H <sub>0</sub> =	9.380 cm.	A <sub>0</sub> =	61.106/6		10.197 cm.2

VELOCIDAD DE APLICACION DE LA CARGA: 1 mm/min.     $\dot{\epsilon}$  = 2.5    Ko/cm.2

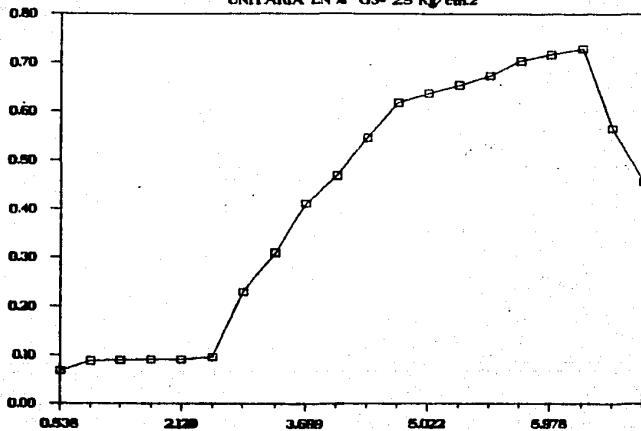
LECTURA		LECTURA		1-DEFORM AREA		ENFUER.		
AVANCE	CARGA	KICRO-	DEF.	DEF.	1-DEFORM AREA	ENFUER.	DEF.	
CMBA		METRO	TOTAL	UNITARIA	UNITARIA	CONVES.	DEF.	
mm.	Kg.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	
2.0	0.600	0.00	0.00	0.00000	0.00000	10.197	0.000	0.068
4.7	0.906	1.50	0.50	0.00330	0.99662	10.232	0.538	0.090
4.9	0.922	1.64	0.64	0.00600	0.99312	10.268	0.600	0.090
5.1	0.939	2.16	1.16	0.01247	0.98753	10.326	1.247	0.091
5.2	0.947	2.48	1.48	0.01991	0.98009	10.362	1.591	0.091
5.9	1.003	2.98	1.98	0.02129	0.97871	10.419	2.129	0.096
23.2	2.399	3.30	2.30	0.02473	0.97527	10.456	2.473	0.229
33.0	3.255	3.62	2.62	0.02817	0.97183	10.493	2.817	0.310
47.3	4.344	4.12	3.12	0.03355	0.96645	10.551	3.355	0.412
54.9	4.957	4.44	3.44	0.03699	0.96301	10.589	3.699	0.468
65.5	5.813	4.95	3.95	0.04247	0.95753	10.649	4.247	0.546
75.5	6.628	5.45	4.45	0.04785	0.95215	10.709	4.785	0.618
78.2	6.830	5.61	4.61	0.04957	0.95043	10.729	4.957	0.637
88.5	7.823	5.67	4.67	0.05022	0.94978	10.736	5.022	0.654
93.2	7.241	5.92	4.92	0.05290	0.94710	10.767	5.290	0.673
87.7	7.684	6.26	5.26	0.05656	0.94344	10.800	5.656	0.704
89.6	7.798	6.41	5.41	0.05817	0.94183	10.827	5.817	0.717
91.4	7.903	6.56	5.56	0.05978	0.94022	10.845	5.978	0.729
69.7	6.152	6.08	5.08	0.06237	0.93763	10.875	6.237	0.566
35.2	4.982	6.95	5.95	0.06398	0.93602	10.894	6.398	0.457

Tabla III.2.15

# GRAFICO DE ESFUERZO.VS.DEFORMACION

UNITARIA EN % G3- 2.5 Kg/cm<sup>2</sup>

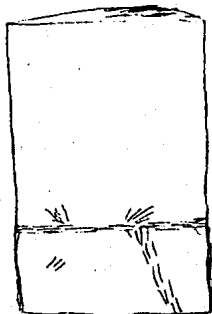
ESFUERZO EN Kg/CM<sup>2</sup>



□ Figura DL2.17

**PRUEBA TRIAXIAL (GS=2.5 kg/cm<sup>2</sup>)**

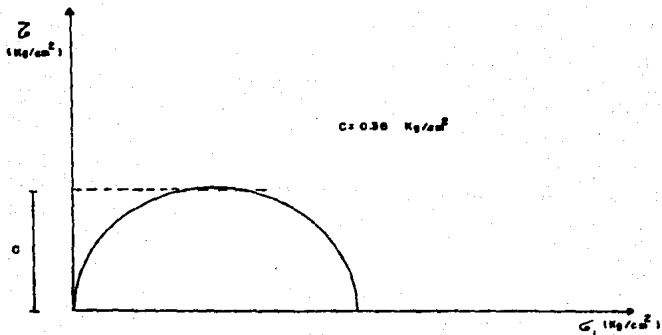
**ESQUEMA DE FALLA**



**FIG. III.2.10**

# CIRCULO DE MOHR

Compresión simple



$$\sigma_1 = 0.721 \text{ Kg/cm}^2$$

$$s = c + z \tan \phi$$

$$\phi = 0$$

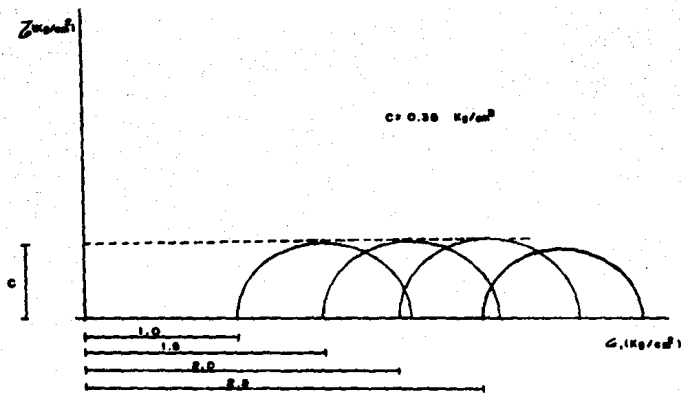
$$\therefore s = c$$

FIG. III. 2.19



# CIRCULOS DE MOHR.

Triaxial Rápido

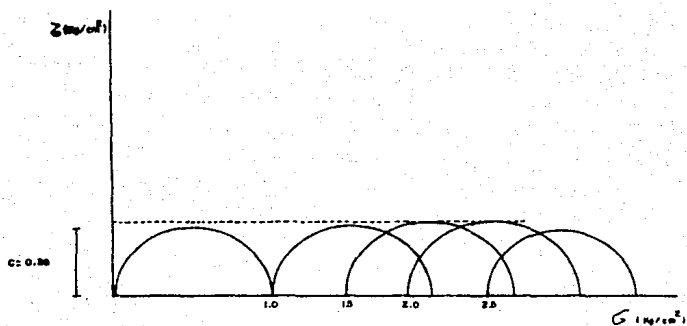


CIRCULO	$G_1$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$G_2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
1	1.0	0.727
2	1.5	0.731
3	2.0	0.730
4	2.5	0.729

FIG. III · 2 · 20

# COMPARACION DE LOS CIRCULOS DE MOHR

Compresión simple y Triaxial Rápida



PRUEBA	CIRCULO	$\sigma_p$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )
COMPRESION SIMPLE	1	0.0	0.721
TRIAxIAL	2	1.0	0.727
"	3	1.8	0.731
"	4	2.0	0.730
"	5	2.6	0.729

FIG. III-2-2f

## CAPITULO IV

### INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS

Una vez conocidos los parámetros del suelo en estudio, por medio de las pruebas efectuadas, se procederá a realizar un análisis de cada uno de ellos.

Mientras mas precisos sean los resultados de las pruebas, mayor seguridad adquirirá el proyectista para diseñar una buena cimentación, acorde con las características de la estructura y el destino de la misma.

Mediante pruebas de campo y/o pruebas de laboratorio se pueden conocer los estratos del suelo, y características tales como:

- . Calidad y resistencia del suelo
- . Deformabilidad del suelo

#### IV.1- Estratigrafía

Debido a la falta de recursos en el presente estudio no pudo realizarse un sondeo profundo, por lo que la información se complementa con tres sondeos localizados en la zona y que fueron realizados para la Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Estos sondeos se presentan en las columnas estratigráficas de las figuras IV.1.1, IV.1.2 y IV.1.3.

Las características promedio del suelo a diferentes profundidades se presentan en la tabla IV.1.1.

# COLUMNA ESTRATIGRAFICA

OBRA: PASO A DENSIVEL

LOCALIZACION: SANTA BARBARA (ver fig. 1-2-1)

SONDEO: No 2

FECHA: MAYO DE 1963

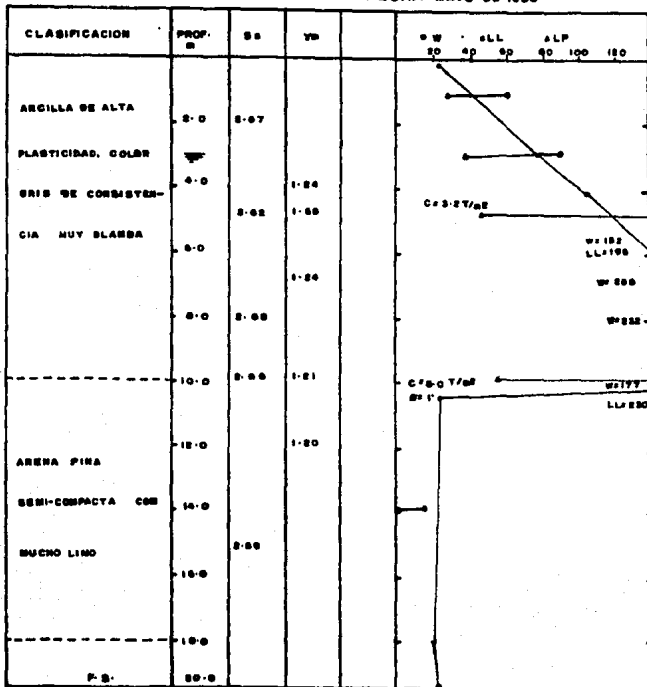


FIG. IV-1

# COLUMNA ESTRATIGRAFICA

OBRA: PASO A DESNIVEL

LOCALIZACION: SANTA BARBARA (ver Fig 1-21)

SONDEO: No 1

FECHA: MAYO DE 1963

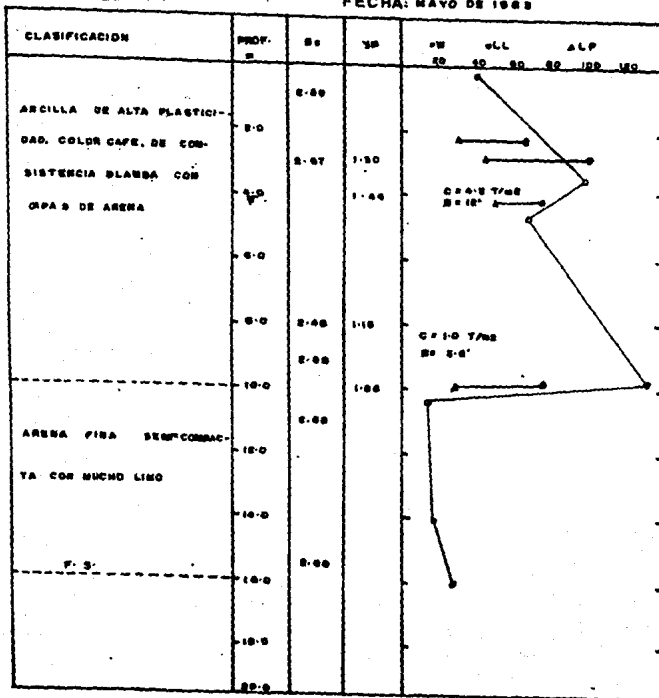


FIG. IV-12

# COLUMNA ESTRATIGRAFICA

**OBRA:** CANAL S/N  
**LOCALIZACION:** PUENTE COLORADO CARRETERA MEXICO-CUAUTLA (ver fig 1-12-1)  
**SONDEO:** No 3 **FECHA:** NOVIEMBRE DE 1961

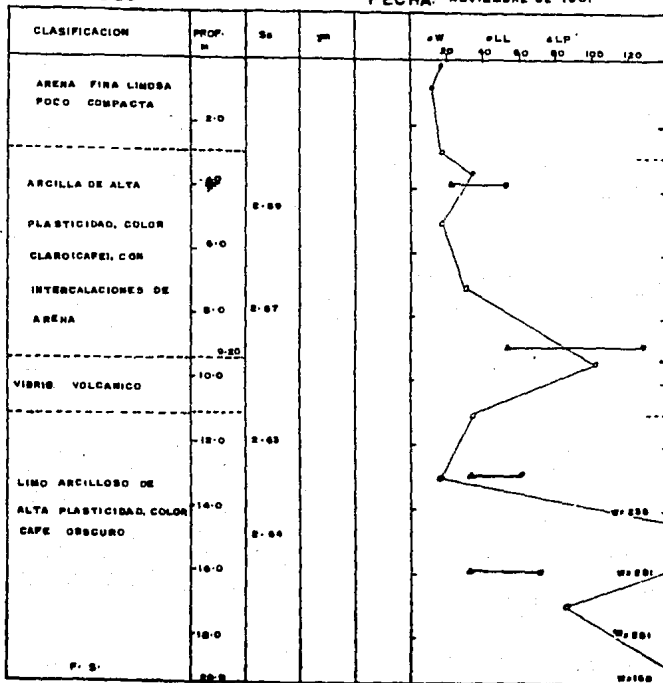


FIG. IV-13

CARACTERISTICAS DEL SUELO ESTUDIADO

El NMF. se ubica a 1.20 m de profundidad

!! CLASIFICACION !!	!! PROF. (m) !!	!! Ss !!	!! CONTENIDO DE AGUA % !!	!! LIMITE LIQUIDO % !!	!! LIMITE PLASTICO % !!	!! PESO ESPECIFICO DEL MATERIAL !!
!! ARCILLA ORGANICA !!						
!! (DE ALTA PLASTICIDAD) !!	1.20	2.43	100	111	47	1.20
!!						
!! ARCILLA DE !!						
!!						
!! ALTA PLASTICIDAD !!	4.00	2.62	82	72	60	1.24
!!	5.00					1.60
!! COLAR COFE, DE !!	6.00					
!! CONSISTENCIA !!	7.00		100	72	60	1.24
!! BLANDA CON CAPAS !!	8.00	2.60	110	72	60	1.24
!! DE ARENA !!	9.00					
!!	10.00	2.66	122	80	35	1.21
!!	11.00					
!! ARENA !!	12.00		20	80	35	1.20
!! SEMICOMPACTA !!						
!!						
!! CON MACHO !!	16.00	2.60	25	80	35	2.60
!!						
!! LINDO !!	20.00	2.60	30	80	35	1.20

TABLA IV.1.1

#### IV.2- Características de calidad y resistencia del suelo

De los resultados de las pruebas de laboratorio del terreno en estudio se le pudo clasificar según el sistema SUCS, como arcilla orgánica de media a alta plasticidad con baja resistencia al corte y alta compresibilidad. Entre otras características presenta textura fibrosa y color oscuro.

La calidad y resistencia del suelo estudiado dejan mucho que desear, si se piensa utilizar como terreno de apoyo para desplantar cualquier estructura y mas aun si esta es de dimensiones considerables (edificio de 2 o mas niveles). Pues aunque el suelo resista la descarga de la estructura, puede haber asentamientos considerables que impidan la construcción de algun tipo de cimiento.

En forma general la resistencia al esfuerzo cortante del suelo esta dada por la expresión matemática.

$$S = C + \bar{\sigma} \tan(\phi) \text{ ----- (1)}$$

Donde

C ----- Cohesión del suelo  
 $\bar{\sigma}$  ----- Esfuerzo efectivo  
 $\tan(\phi)$ ----- tangente del ángulo de fricción interna del material

De los círculos de Mohr, figura III.2.19 y III.2.20 se conoce la cohesión del suelo en estudio . Aplicando la fórmula (1) se puede determinar la resistencia del suelo analizado, tal como sigue:



De las pruebas  $\phi = 0$  por lo tanto;

$$S=C$$

$$C = 0.360 \text{ Kg/cm}^2$$

#### IV.3- Características de deformación del suelo

El suelo puede sufrir deformaciones de dos tipos; deformaciones volumétricas y distorsiones. Las primeras son debidas tanto a la acción de esfuerzos normales como a la de esfuerzo cortante. Las distorsiones son solo cambios de forma y se deban fundamentalmente a la acción de los esfuerzos tangenciales.

Las variaciones en las características que exhiben los materiales, tanto en el sentido vertical como al pasar de un punto a otro en una longitud considerada, hacen necesario un gran número de pruebas para lograr un informe representativo del terreno.

Una masa de suelo tiene tres elementos principales que intervienen directamente en las características de deformación: las partículas gruesas (sólidos), el aire y el agua. Los dos últimos ocupan los espacios que existen entre las partículas sólidas y si estos son grandes, repercutirá en un mayor asentamiento del terreno con la presencia de una carga exterior.

Según las pruebas de laboratorio, resulta que el terreno en estudio es propicio para que se presenten grandes deformaciones debido a su alta relación de vacíos y, por ende un alto contenido de agua en el suelo. Así en la muestra cúbica extraída en sitio, se obtuvieron los siguientes valores.

e = 3.25

W = 105.96 %

LL= 111.20 %

Por lo antes mencionado se concluye que es un terreno deformable y un diseño inadecuado representaría tener una estructura poco funcional, de corta vida útil y lógicamente antieconómica.

## CAPITULO V

### ALTERNATIVAS DE CIMENTACION

V.1- Tipos de cimentaciones que se pueden emplear.

Conociendo las propiedades y características del terreno en estudio y considerando el tamaño de la obra y los recursos con que la gente del lugar generalmente cuenta, se decidió emplear un cimiento del tipo superficial; ya sean zapatas aisladas, corridas, losas o cajones de cimentación.

V.1.1- Análisis de capacidad de carga.

#### DATOS GENERALES

Peso volumétrico del concreto armado	$\gamma = 2.4 \text{ T/m}^3$
Peso volumétrico del concreto simple	$\gamma = 2.2 \text{ T/m}^3$
Peso volumétrico del terreno	$\gamma = 1.2 \text{ T/m}^3$
Peso volumétrico del tepetate	$\gamma_0 = 1.5 \text{ T/m}^3$
Cohesión del material	$C = 3.6 \text{ T/m}^2$
Factor de seguridad	$F_s = 3.0$

- Zapatas aisladas.

Como se tiene un suelo puramente cohesivo se utiliza el criterio de Skempton para determinar la capacidad de carga del suelo.

$$q_f = C \gamma_c + \gamma D_f \text{ ----- (a)}$$

$$q_c = \frac{C \gamma_c}{F_s} + \gamma D_f \text{ ----- (b)}$$

Donde la ecuación (a) nos representa la capacidad de carga última del terreno, mientras que de la ecuación (b) se obtiene la capacidad de carga admisible o de diseño. En la profundidad de desplante del cimiento debe considerarse el desnivel que existirá al pavimentar calles y construir banquetas, que se estima en 0.80 m. Para compensar esta altura se tenderán capas de tepetate hasta alcanzar el nivel de piso terminado.

#### DATOS

Zapata cuadrada

$$W = 28.128 \text{ Ton.}$$

$$h = 0.80 \text{ m}$$

Si  $B=1.0 \text{ m}$

Peso del cimiento es igual a

$$1.0 \text{ m} (1.0 \text{ m}) (0.8 \text{ m}) (2.4 \text{ T/m}^3) = 1.92 \text{ Ton}$$

$$28.128 + 1.92 = 30.048$$

$$W = 30.048 \text{ Ton}$$

$$\text{Area de la sección} = 1.0 \text{ m}^2$$

Por lo tanto la descarga total será igual a:

$$W = 30.048 \text{ T/m}^2$$

$$Df = 0.80 \text{ m}$$

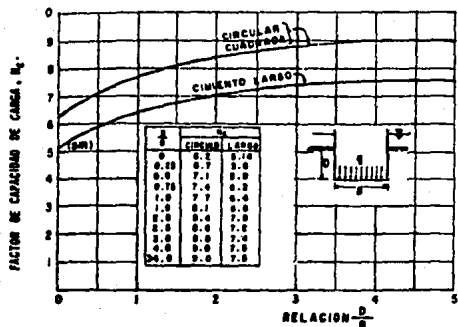
$$F_s = 3$$

$$\frac{Df}{B} = \frac{0.8}{1.0} = 0.8$$

De la gráfica V.1.1, se obtiene el valor de  $N_c = 7.50$  para una zapata cuadrada.

$$q = 3.6 \text{ T/m}^2 (7.5) = 27.00 \text{ T/m}^2$$

$$q_a = \frac{3.6 \text{ T/m}^2 (7.5)}{3} = 9.00 \text{ T/m}^2$$



Valores de  $N_c$  según Skempton, para suelos permeables cohesionados



Diferencia entre  $D$  y  $D_1$  para aplicar la teoría de Skempton

FIG. V.1.1

$$30.048 < 9.00 \text{ T/m}^2$$

$$w < q_a$$

Dado que la descarga es mayor que la resistencia ofrecida por el suelo, no es factible construir este tipo de cimiento.

- Zapatas corridas.

Para resolver el problema de capacidad de carga, al igual que en el problema anterior se utiliza el método de Skempton.

$$q_f = ScC_{nc} + \gamma D_f \quad ( "q" \text{ a la falla } )$$

$$q_a = ScC_{nc}/F + \gamma D_f \quad ( "q" \text{ admisible } )$$

$$Sc = (1 + 0.2 B/L)$$

$$B = 0.80 \text{ m}$$

$$L = 9.50 \text{ m}$$

$$W = 34.175 \text{ Ton}$$

Peso del cimiento

$$\frac{(0.8 \text{ m} + 0.3 \text{ m})(0.8 \text{ m})(9.50 \text{ m})(2.4 \text{ T/m}^3)}{2} = 10.032 \text{ Ton}$$

$$34.175 + 10.032 = 44.207 \text{ Ton}$$

$$\text{Area de la sección} = 7.6 \text{ m}^2$$

por lo tanto la descarga estará dada por:

$$\frac{44.207 \text{ T}}{7.6 \text{ m}^2} = 5.810 \text{ T/m}^2$$

$$D_f = 0.80$$

$$Sc = (1 + 0.2(0.8/9.50)) = 1.017$$

$$D_f/B = 0.8/0.8 = 1.0$$

para  $Df/B = 1$  de la figura V.1.1.  $\rightarrow Nc=6.40$

$$q' = 1.017 (3.6 \text{ T/m}^2) (6.40)$$

$$q' = 23.43 \text{ T/m}^2$$

$$q_0 = \frac{1.017(3.6 \text{ T/m}^2)(6.40)}{3}$$

$$q_0 = 7.81 \text{ T/m}^2$$

$$w < q_0$$

$$5.81 < 7.81 \text{ T/m}^2$$

Como en este caso la descarga es menor que la resistencia ofrecida por el suelo, se puede construir este tipo de cimiento.

- Losa de cimentación.

Idealizando a la losa como una zapata ancha y utilizando el método de Skempton se tiene.

Datos:

$$B = 8.0 \text{ m}$$

$$L = 9.5 \text{ m}$$

$$Df = 0.0 \text{ m}$$

$$W = 128.641 \text{ Ton}$$

$$W_s = 1.2 \text{ T/m}^2$$

Peso del cimiento

$$(0.10 \text{ m})(69.25 \text{ m}^2) = 6.92 \text{ m}^3$$

$$6.92 \text{ m}^3 (2.2 \text{ T/m}^3) = 15.224 \text{ Ton}$$

$$128.641 + 15.224 = 143.865 \text{ Ton}$$

Area de la sección =  $69.25 \text{ m}^2$

La descarga por unidad de área será igual a:

$$143.865 \text{ T} / 69.25 \text{ m}^2 = 2.077 \text{ T/m}^2$$

$$2.077 + 1.200 = 3.277 \text{ T/m}^2$$

$$W = 3.277 \text{ T/m}^2$$

$$Df/B = 0 \rightarrow Nc = 6.20$$

de la figura V.1.1 se obtiene el valor de  $Nc$

$$q_f = Cmc + \gamma Df$$

$$q_a = \frac{Cmc}{3} + \gamma Df$$

$$q_f = 3.6 \text{ T/m}^2 (6.20) + 1.2 \text{ T/m}^3 (0 \text{ m})$$

$$q_f = 22.32 \text{ T/m}^2$$

$$q_a = \frac{(3.6 \text{ T/m}^2) (6.20)}{3}$$

$$q_a = 7.44 \text{ T/m}^2$$

$$w < q_a$$

$$2.095 < 7.44 \text{ T/m}^2$$

Si pasa por capacidad de carga.

- Cajón de cimentación.

Se considerarán dos alternativas para desplantar este cimiento; la primera ( o alternativa A) se pretende hacer a 1.0 m. de profundidad y sumándole la altura del relleno de tepetate



(0.80 m), el cajón resulta de una altura igual a 1.80 m. Para la segunda alternativa se considera el nivel de desplante en la superficie del terreno (en sitio), contando con una altura de 0.80 m. Los cimientos se considerarán rígidos e impermeables.

Alternativa A ( H= 1.80 m)

DATOS:

$$D = 1.80 \text{ m}$$

$$W = 128.641 \text{ Ton}$$

$$B = 8.0 \text{ m}$$

$$\text{Area de la sección} = 69.25 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso del Cimiento} = 46.50 \text{ m} (0.10 \text{ m})(1.80 \text{ m}) = 8.37 \text{ m}^3$$

$$8.37 \text{ m}^3 (2.4 \text{ T/m}^3) = 20.088 \text{ Ton}$$

Peso del terreno desalojado

$$1.0 \text{ m} (69.25 \text{ m}^2)(1.2 \text{ T/m}^3) = 83.100 \text{ Ton}$$

$$128.641 + 20.088 - 83.100 = 65.629 \text{ Ton}$$

$$\frac{65.629 \text{ T}}{69.25 \text{ m}^2} = 0.948 \text{ T/m}^2$$

$$W = 0.948 \text{ T/m}^2$$

$$q_f = C_{Nc} + \gamma D_f$$

$$q_a = \frac{C_{Nc}}{F_s} + \gamma D_f$$

Para considerar el término  $\gamma D_f$ , la profundidad  $D_f$  será igual a 1.0 m.

$$D_f/B = \frac{1.8}{8.0} = 0.225$$

De la figura IV.1.1  $\rightarrow N_c = 6.6$

$$q_f = 3.6 \text{ T/m}^2 (6.6) + 1.2 (1.0 \text{ m}) = 24.96 \text{ T/m}^2$$

$$q_f = 24.96 \text{ T/m}^2$$

$$q_a = \frac{3.6 \text{ T/m}^2 (6.6)}{3} + 1.2 (1.0 \text{ m}) = 9.12 \text{ T/m}^2$$

$$q_a = 9.12 \text{ T/m}^2$$

$$\begin{array}{ccc} \omega & < & q_a \\ 0.984 & < & 9.12 \end{array}$$

Tomando en cuenta la comparación de la descarga contra la resistencia que nos ofrece el suelo, se puede concluir que este cimiento está sobrado en cuanto a capacidad de carga, por lo tanto puede recomendarse su construcción.

Alternativa B (H= 0.80 m)

DATOS:

$$D_r = 0.80 \text{ m}$$

$$W = 128.641 \text{ Ton}$$

$$\text{Area de la sección} = 69.25 \text{ m}^2$$

$$\text{Sumatoria de las longitudes del cajón} = 46.50 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Peso del cimiento} &= 46.50 \text{ m} (0.10 \text{ m}) (0.80 \text{ m}) (2.4 \text{ T/m}^3) \\ &= 8.928 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$128.641 + 8.928 = 137.569 \text{ Ton}$$

$$\frac{137.569 \text{ T}}{69.25 \text{ m}^2} = 1.986 \text{ T/m}^2$$

$$\omega = 1.986 \text{ T/m}^2$$

$$D_r/B = 0.8/8 = 0.1$$

De la figura IV.1.1

$$N_c = 6.5$$

$$q_f = 3.6 \text{ T/m}^2(6.5) = 23.40 \text{ T/m}^2$$

$$q_f = 23.40 \text{ T/m}^2$$

$$q_a = \frac{3.6 \text{ T/m}^2(6.5)}{3} = 7.80 \text{ T/m}^2$$

$$q_a = 7.80 \text{ T/m}^2$$

$$\omega < q_a$$

$$1.986 < 7.80 \text{ T/m}^2$$

Como la descarga es menor que la capacidad de carga portante del terreno. Bajo el criterio de capacidad de carga no existe problema alguno al utilizar este tipo de cimiento.

### V.1.2 Análisis de Asentamientos

El cálculo de los asentamientos, puede hacerse utilizando la fórmula (C).

$$\Delta H = \int_0^H \frac{\Delta \sigma}{1 + e_0} ds \quad \text{----- (C)}$$

A menudo se sugiere un método simple de trabajo para valuar a la ecuación (C), el cual consiste en trazar un gráfico, donde el eje de las abscisas estará representado por el término  $\frac{\Delta \sigma}{1 + e_0}$  y las ordenadas por la profundidad (Z). El área comprendida entre la curva y los ejes proporciona directamente el valor de  $\Delta H$ , a esta curva se le suele llamar curva de influencia de los asentamientos.

Cuando se tiene un estrato compresible, homogéneo, de espesor pequeño  $\bar{\Delta p}$  se considera constante y por medio de las pruebas de consolidación se obtiene el coeficiente  $mv$ .

En este caso se utiliza la expresión (D).

$$\Delta H = mv \bar{\Delta p} H \quad \text{..... ( D )}$$

Para calcular los asentamientos del terreno ocasionados por el desplante de la estructura, objeto de estudio en el presente trabajo. Se utilizará la fórmula C.

Se calcularán los asentamientos de las zapatas aisladas a pesar de no haber pasado por capacidad de carga; para utilizarlos solamente como elementos de comparación.

Se calcularán los asentamientos para las zapatas aisladas, corridas, losas y cajones de cimentación. Primero se conocerá la distribución de esfuerzos utilizando el método de NEWMARK (fig. V.1.2.1) a las profundidades de 1.20, 5.00, 10.00 y 20.00 m. Esta carta fué construida tomando como base una  $z = 5$  cm.

El nivel cero se considera a partir de la superficie del terreno para los siguientes cimientos; zapatas aisladas, corridas y para el cajón de altura igual a 80 cm desplantado a nivel superficial. Mientras el nivel cero de la losa se ubicará a 80 cm sobre el nivel del terreno superficial la cual corresponde a la altura del relleno, y para el cajón de altura igual a 1.80 m. el nivel cero se toma a 1.0 m de profundidad.

A continuación se determinan las escalas, con las que se dibujará la planta de la estructura (fig V.1.2.2) dependiendo de la profundidad ( $z$ ) que se trate.

Para  $z = 1.20$  m que es equivalente a 120 cm, luego para determinar la escala se toma en cuenta la  $Z$  con la que se construyó la carta de NEWMARK, quedando definida por el cociente:

$$\frac{\text{profundidad en centímetros}}{Z(\text{ carta Newmark})} = \text{escala}$$

por lo tanto la escala en este caso es de 24, porque;

$$\frac{120 \text{ cm}}{5 \text{ cm}} = 24$$

# CARTA DE NEWMARK

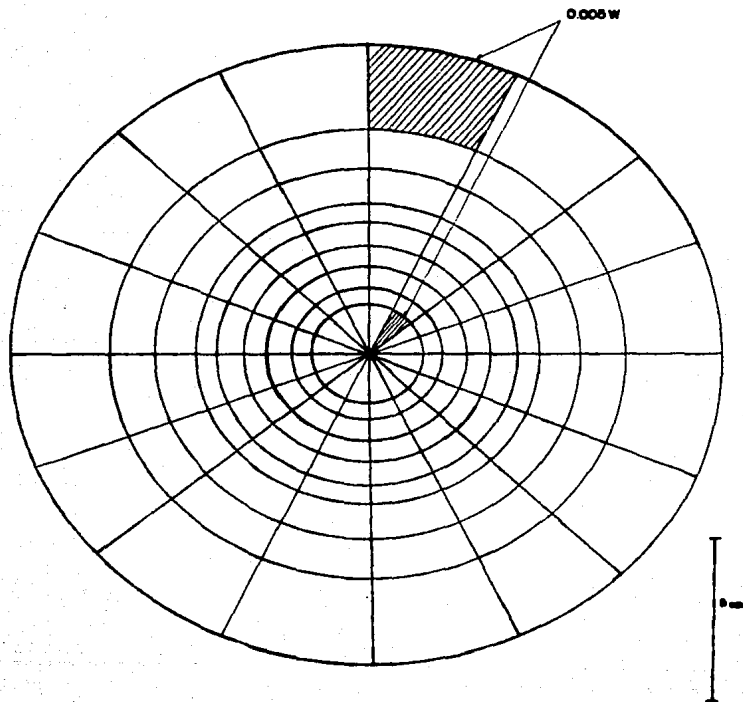
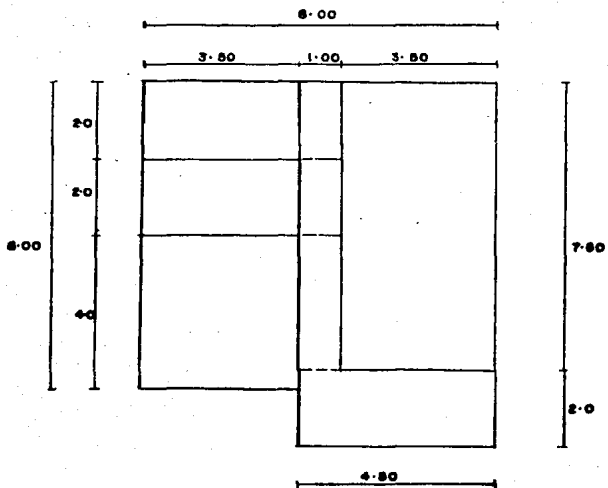


FIG. V.1.2.1.



PLANTA GENERAL DE LA ESTRUCTURA

FIG. V-12.2

Esto implica que la planta original de 8.00 x 9.50 m para la escala de 24 resulta de 33.33 x 39.58 cm. La conversión se hace al dividir la dimensión de los lados en centímetros entre la escala, por ejemplo.

el lado de 8.00 m

$$\frac{800 \text{ cm}}{24} = 33.33 \text{ cm}$$

el lado de 9.50 m

$$\frac{950 \text{ cm}}{24} = 39.58 \text{ cm}$$

Este proceso se sigue con las otras profundidades, así para:

$$Z = 5 \text{ m} = 500 \text{ cm} \quad \text{ESC} \quad \frac{500}{5} = 100$$

la planta resulta de 8.00 x 9.50 cm

$$Z = 10 \text{ m.} = 1000 \quad \text{ESC} \quad \frac{1000}{5} = 200$$

la planta resulta de 4.00 x 4.75 cm

$$Z = 20 \text{ m.} = 2000 \quad \text{ESC} \quad \frac{2000}{5} = 400$$

la planta resulta de 2.00 x 2.38 cm

A continuación se determinan los esfuerzos de influencia para cada tipo de cimiento, presentando una planta por escala haciendo posible la utilización del procedimiento de NEWMARK, se omite para todos los casos la planta correspondiente a la escala igual a 24, debido a las dimensiones con las que resulta el dibujo de la estructura en planta.

En las tablas donde se presenta el cálculo de los esfuerzos de influencia para las zapatas, tanto aisladas como corridas



aparecen tres diferentes descargas W1, W2 y W3 las cuales corresponden a la zapata analizada, el promedio de las otras zapatas que tienen influencia en los asentamientos de la zapata estudiada y la descarga producto del relleno de tepatate.

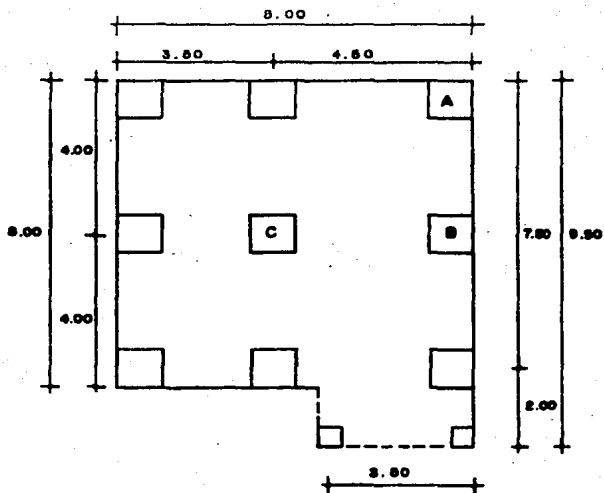
De esta forma en la figura V.1.2.3 se esquematizan las diferentes plantas de la estructura incluyendo al cimiento (zapatas aisladas), así como los puntos donde se determinarán los asentamientos.

Los esfuerzos de influencia se presentan en la tabla V.1.2.1 y los asentamientos en la tabla V.1.2.2.

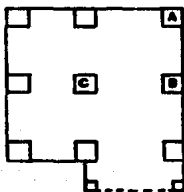
Para la estructura cimentada a base de zapatas corridas se muestran en la figura V.1.2.4 las diferentes plantas según la escala de que se trate, indicándose también los elementos que se tomarán como base para calcular los asentamientos. Los esfuerzos de influencia para este tipo de cimiento quedan expresados en la tablas V.1.2.3 y en la tabla V.1.2.4 el valor de los asentamientos a diferentes profundidades ( zapata central); mientras que en la tabla V.1.2.5 aparecen los esfuerzos de influencia para una zapata de lindero y en la tabla V.1.2.6 los asentamientos.

Las diferentes plantas de una losa de cimentación se esquematizan en la figura V.1.2.5, en la tabla V.1.2.7 se resumen los valores de los esfuerzos de influencia y en la tabla V.1.2.8 los asentamientos.

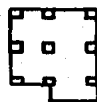
El cálculo de los asentamientos para la cimentación a base de cajones se realiza a través de dos alternativas; la primera consiste en desplantar el cajón a 1.0 m de profundidad y la segunda considera al cajón desplantado a nivel superficial del terreno en sitio.



ESC 1:100



ESC. 1:200



ESC 1:400

**PLANTAS UTILIZADAS PARA CALCULAR LOS ASENTAMIENTOS  
DE ZAPATAS AMPLADAS**

**FIG. V.I.2.3**

EFUERZOS DE INFLUENCIA PARA UNA ZAPATA AISLADA

ZAPATA CENTRAL (PUNTO C)

Z (m)	N	Io	Q <sub>mp</sub>	Q <sub>rt</sub>
1.2	1- 26.0	0.188	5.400	
	2- 8.0	0.000	0.000	6.026
	3- 108.0	0.540	0.640	
5.00	1- 1.3	0.006	0.100	
	2- 1.1	0.006	0.060	0.010
	3- 90.7	0.460	0.562	
10.00	1- 0.65	0.003	0.090	
	2- 0.50	0.003	0.034	0.364
	3- 40.0	0.200	0.240	
20.00	1- 0.32	0.002	0.060	
	2- 0.20	0.002	0.023	0.143
	3- 10.00	0.050	0.060	

M1= 30.040 T/m2

M2= 11.431 T/m2

M3= 1.200 T/m2

Io= 0.0030

Q<sub>rt</sub>= Q<sub>rt1</sub>+Q<sub>rt2</sub>+...+Q<sub>rtm</sub>

Q<sub>mp</sub>= Ioh

(a)

ZAPATA DE BORDO (PUNTO A)

Z (m)	N	Io	Q <sub>mp</sub>	Q <sub>rt</sub>
1.2	1- 26.0	0.188	2.057	
	2- 8.0	0.000	0.000	2.249
	3- 32.0	0.160	0.192	
5.00	1- 1.3	0.007	0.000	
	2- 0.9	0.004	0.060	0.512
	3- 62.0	0.310	0.372	
10.00	1- 0.65	0.003	0.034	
	2- 0.50	0.002	0.030	0.185
	3- 20.25	0.101	0.121	
20.00	1- 0.32	0.002	0.002	
	2- 0.20	0.001	0.001	0.029
	3- 6.00	0.030	0.036	

M1= 11.431 T/m2

M2= 15.00 T/m2

M3= 1.200 T/m2

(b)

TABLA V.1.2.1

Asestamiento de la estructura en el punto A  
(Zapata aislada)

Z	P0	DELTA (P)	P1	e0	e1	Am	Am/1+e0	DELTA (H)
(m)	T/m.2	T/m.2	T/m.2					(m)
0.00	0.00	11.431	11.431	3.250	2.330	0.920	0.216	0.000
1.20	1.44	2.299	3.689	2.750	2.370	0.300	0.101	0.191
5.00	2.04	0.512	2.552	2.044	1.991	0.053	0.017	0.225
10.00	3.96	0.105	4.145	3.325	3.313	0.012	0.003	0.050
20.00	5.90	0.039	6.019	0.962	0.960	0.002	0.001	0.019

0.465

(a)

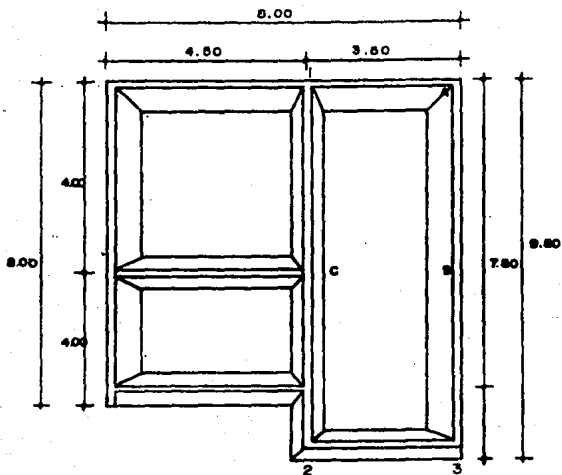
Asestamiento de la estructura en el punto C  
(Zapata aislada)

Z	P0	DELTA (P)	P1	e0	e1	Am	Am/1+e0	DELTA (H)
(m)	T/m.2	T/m.2	T/m.2					(m)
0.00	0.00	30.040	30.040	3.250	2.330	0.920	0.216	0.000
1.20	1.44	6.056	7.496	2.750	2.330	0.420	0.112	0.197
5.00	2.04	0.810	2.050	2.044	1.965	0.070	0.026	0.262
10.00	3.96	0.364	4.324	3.325	3.301	0.024	0.006	0.078
20.00	5.90	0.143	6.123	0.962	0.956	0.006	0.003	0.044

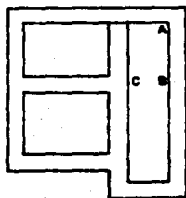
0.581

(b)

TABLA V.1.2.2



ESC 1:100



ESC 1:200



ESC 1:400

PLANTAS UTILIZADAS PARA CALCULAR LOS ASENTAMIENTOS  
DE ZAPATAS CORRIDAS

FIG. V.I.2.4

ESFUERZOS DE INFLUENCIA PARA UNA ZAPATA CORRIDA

ZAPATA CENTRAL CUYOS EXTREMOS SON LOS PUNTOS 1 - 2

PUNTO	Z (m)	N	Io	Gzp	Gzt
C	1-	45.0	0.225	1.367	
	2-	26.0	0.146	0.666	2.419
	1.20 3-	71.0	0.355	0.426	
	1-	14.0	0.070	0.487	
	2-	26.0	0.146	0.666	1.470
	5.00 3-	63.0	0.315	0.378	
C	1-	7.00	0.035	0.203	
	2-	12.00	0.060	0.294	0.581
	10.00 3-	14.00	0.070	0.084	
	1-	0.60	0.003	0.017	
	2-	2.00	0.010	0.049	0.120
	20.00 3-	9.00	0.045	0.054	
1	1-	25.00	0.125	0.726	
	2-	25.00	0.125	0.612	1.471
	1.2 3-	22.00	0.110	0.132	
	1-	10.00	0.050	0.291	
	2-	17.00	0.085	0.416	0.953
	5.00 3-	41.00	0.205	0.246	
1	1-	5.00	0.025	0.145	
	2-	8.00	0.040	0.196	0.521
	10.00 3-	36.00	0.180	0.100	
	1-	0.40	0.002	0.012	
	2-	1.20	0.006	0.029	0.063
	20.00 3-	7.00	0.035	0.042	

$$M1 = 5.810 \text{ T/m}^2$$

$$M2 = 4.090 \text{ T/m}^2$$

$$M3 = 1.200 \text{ T/m}^2$$

$$Io = 0.003M$$

$$Gzt = Gz1 + Gz2 + \dots + Gzn$$

TABLA V.1.2.3

Asentamiento de la estructura en el punto c  
zapata corrida central cuyos extremos son los puntos 1 - 2

Z	P0	DELTA (P)	P1			DELTA	DELTA (H)	
(a)	T/m.2	T/m.2	T/m.2	e0	e1	Ae	Ae/1+e0	(a)
0.00	0.00	5.010	5.010	3.250	2.330	0.920	0.216	0.000
1.20	1.44	2.419	3.859	2.750	2.360	0.390	0.104	0.192
5.00	2.04	1.470	3.510	2.044	1.916	0.127	0.042	0.277
10.00	3.96	0.381	4.541	3.325	3.288	0.037	0.009	0.126
20.00	5.98	0.120	6.100	0.962	0.957	0.005	0.003	0.057

0.653

(a)

Asentamiento de la estructura en el punto 1

Z	P0	DELTA (P)	P1			DELTA	DELTA (H)	
(a)	T/m.2	T/m.2	T/m.2	e0	e1	Ae	Ae/1+e0	(a)
0.00	0.00	5.010	5.010	3.250	2.330	0.920	0.216	0.000
1.20	1.44	1.471	2.911	2.750	2.740	0.010	0.003	0.131
5.00	2.04	0.953	2.993	2.044	1.954	0.090	0.030	0.061
10.00	3.96	0.521	4.481	3.325	3.291	0.034	0.008	0.093
20.00	5.98	0.003	6.063	0.962	0.958	0.004	0.002	0.049

0.335

(b)

TABLA V.1.2.4

ESFUERZOS DE INFLUENCIA PARA UNA ZAPATA CORRIDA

ZAPATA DE LINDERO CUYOS EXTREMOS SON LOS PUNTOS A - 3

PUNTO	Z (m)	N	Io	Exp	Gzt
B	1.2	1- 45.0	0.225	1.102	
		2- 0.0	0.000	0.000	1.324
		3- 37.6	0.185	0.222	
	5.00	1- 14.0	0.070	0.343	
		2- 14.0	0.070	0.350	0.921
		3- 38.0	0.190	0.228	
B	10.00	1- 7.00	0.035	0.171	
		2- 6.00	0.030	0.150	0.435
		3- 19.00	0.095	0.114	
	20.00	1- 0.60	0.003	0.015	
		2- 1.61	0.008	0.040	0.085
		3- 5.00	0.025	0.030	
A	1.2	1- 25.0	0.125	0.612	
		2- 13.00	0.065	0.325	1.297
		3- 6.00	0.030	0.360	
	5.00	1- 10.00	0.050	0.245	
		2- 9.00	0.045	0.225	0.596
		3- 21.00	0.105	0.126	
10.00	1- 5.00	0.025	0.122		
	2- 5.00	0.025	0.125	0.307	
	3- 10.00	0.050	0.060		
20.00	1- 0.40	0.002	0.010		
	2- 0.80	0.004	0.020	0.054	
	3- 4.00	0.020	0.024		

M1= 4.898 T/m2

M2= 5.000 T/m2

M3= 1.200 T/m2

Io= 0.005N

Gzt= Gz1+Gz2+...+Gzn

TABLA V.1.2.5



Asentamiento de la estructura en el punto B  
zapata corrida de lindero cuyos extremos son los puntos A - 3

Z	P0	DELTA (P)	P1			DELTA		DELTA (H)
(a)	T/a.2	T/a.2	T/M.2	e0	e1	Ae	Ae/1+e0	(a)
0.00	8.00	4.898	4.898	3.250	2.330	0.920	0.216	0.080
1.20	1.44	1.324	2.764	2.750	2.520	0.230	0.061	0.167
5.00	2.04	0.921	2.961	2.044	1.956	0.007	0.029	0.171
10.00	3.96	0.435	4.395	3.325	3.296	0.029	0.007	0.008
20.00	5.90	0.005	6.065	0.962	0.950	0.004	0.002	0.043

0.469

(a)

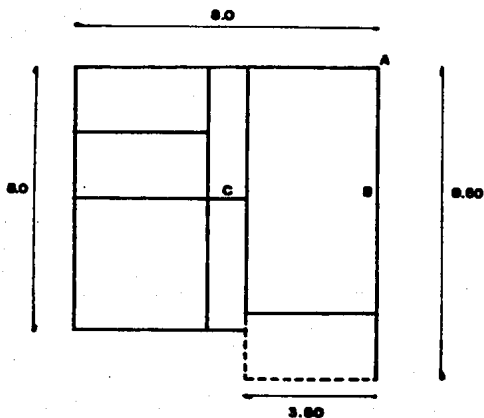
Asentamiento de la estructura en el punto A  
zapata corrida de lindero cuyos extremos son los puntos A - 3

Z	P1	DELTA (P)	P2			DELTA		DELTA (H)
(a)	T/a.2	T/a.2	T/a.2	e0	e1	Ae	Ae/1+e0	(a)
0.00	0.00	4.898	4.898	3.250	2.330	0.920	0.216	0.000
1.20	1.44	1.297	2.737	2.750	2.520	0.230	0.061	0.167
5.00	2.04	0.596	2.636	2.044	1.983	0.060	0.020	0.154
10.00	3.96	0.307	4.257	3.325	3.385	0.020	0.005	0.061
20.00	5.90	0.054	6.034	0.962	0.960	0.002	0.001	0.030

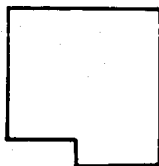
0.412

(b)

TABLA V.1.2.6



ESC. 1:100



ESC. 1:200



ESC. 1:400

PLANTAS UTILIZADAS PARA CALCULAR LOS ASENTAMIENTOS PARA UNA LOSA Y UN CAJON DE CIMENTACION

FIG. V-1-2-8

ESFUERZOS DE INFLUENCIA PARA UNA LOSA DE CIMENTACION

M1= 2.677 T/m2

=====					Qz= MIN
!! PUNTO	(m)	H	Mo=0.0930	Mz=0.010	!!
=====					!!
!!	0.00	36.00	0.100	0.374	!!M2= 1.574 T/m2
!!	1.20	36.00	0.100	0.283	!!
!!	5.00	33.00	0.165	0.260	!! I = VALOR DE INFLUENCIA
!! A	10.00	16.00	0.000	0.126	!! EN BINJE A LOS Mo
!!	20.00	5.00	0.025	0.039	!! DE CUADROS (0.045)
!!	0.00	70.00	0.330	0.727	!!M2= 1.927 T/m2
!!	1.20	70.00	0.330	0.674	!!
!! B	5.00	45.10	0.225	0.430	!! II = DESCARGA DE LA
!!	10.00	23.00	0.115	0.222	!! ESTRUCTURA
!!	20.00	7.52	0.037	0.071	!! Qz = ESFUERZO DE INFLUENCIA
!!	0.00	144.00	0.720	1.495	!!M2= 2.695 T/m2
!!	1.20	130.00	0.630	1.060	!!
!!	5.00	80.00	0.400	1.070	!!
!! C	10.00	20.00	0.140	0.377	!!
!!	20.00	0.30	0.041	0.110	!!
=====					!!

TABLA V.1.2.7

Notas M1 es la descarga de la estructura sobre el relleno de tapetate y M2 representa la suma de la influencia de esfuerzos de la estructura a 00 cm de profundidad más el peso del relleno que es igual a 1.2 T/m2

Asentamiento de la estructura en el punto A  
(Losa de cimentación)

Z	P0	DELTA (P)	P1	e0	e1	DELTA	DELTA (H)
(m)	T/m.2	T/m.2	T/m.2			e	(m)
-0.00	0.00	2.077	2.077	0.000	0.000	0.000	0.000
0.00	0.00	1.574	1.574	3.250	2.730	0.520	0.122
1.20	1.44	0.283	1.723	2.730	2.710	0.040	0.011
5.00	2.04	0.268	2.300	2.044	2.015	0.028	0.009
10.00	3.96	0.126	4.006	3.325	3.316	0.009	0.002
20.00	5.90	0.039	6.019	0.962	0.960	0.002	0.001

0.194

(a)

Asentamiento de la estructura en el punto B  
(Losa de cimentación)

Z	P0	DELTA (P)	P1	e0	e1	DELTA	DELTA (H)
(m)	T/m.2	T/m.2	T/m.2			Am	(m)
0.00	0.00	2.077	2.077	0.000	0.000	0.000	0.000
0.00	0.00	1.927	1.927	3.250	2.634	0.616	0.145
1.20	1.44	0.674	2.114	2.730	2.592	0.130	0.042
5.00	2.04	0.434	2.474	2.044	1.930	0.045	0.015
10.00	3.96	0.222	4.182	3.325	3.210	0.015	0.003
20.00	5.90	0.071	6.051	0.962	0.959	0.003	0.002

0.237

(b)

Asentamiento de la estructura en el punto C  
(Losa de cimentación)

Z	P0	DELTA (P)	P1	e0	e1	DELTA	DELTA (H)
(m)	T/m.2	T/m.2	T/m.2			Am	(m)
0.00	0.00	2.077	2.077	0.000	0.000	0.000	0.000
0.00	0.00	2.695	2.695	3.230	2.304	0.746	0.176
1.20	1.44	1.060	3.300	2.730	2.420	0.330	0.080
5.00	2.04	1.070	3.110	2.044	1.944	0.099	0.033
10.00	3.96	0.377	4.377	3.325	3.300	0.025	0.006
20.00	5.90	0.110	6.090	0.962	0.957	0.005	0.003

0.472

(c)

TABLA V.1.2.0

Los valores de esfuerzos de influencia y asentamientos para la primer alternativa se muestran en las tablas V.1.2.9 y V.1.2.10 respectivamente; para la segunda alternativa los valores de esfuerzos de influencia se resumen en la tabla V.1.2.11 y los asentamientos en la tabla V.1.2.12.

ESFUERZOS DE INFLUENCIA PARA UN CAJON DE CIMENTACION

Alternativa A (H = 1.00 m)

W = 0.940 T/m<sup>2</sup>

!! PUNTO !!	Z (m)	H	W=0.940N	W*H/mo	!!
!!	1.20	26.00	0.100	0.171	!!
!!	3.00	33.00	0.165	0.156	!!
!!	10.00	16.00	0.080	0.076	!!
!! A !!	20.00	5.00	0.025	0.024	!!
-----					
!!	1.20	70.00	0.350	0.332	!!
!!	3.00	45.10	0.225	0.213	!!
!! B !!	10.00	23.00	0.115	0.109	!!
!!	20.00	7.52	0.037	0.035	!!
-----					
!!	1.20	130.00	0.690	0.654	!!
!!	3.00	80.00	0.400	0.379	!!
!!	10.00	20.00	0.100	0.100	!!
!! C !!	20.00	6.30	0.041	0.039	!!
-----					

Or = NCM  
 H = NUMERO DE CAMBROS DE INFLUENCIA  
 I = VALOR DE INFLUENCIA EN BARRA A LOS No DE CAMBROS (0.005)  
 M = PERCENTAJE DE LA ESTRUCTURA  
 Or = ESFUERZO DE INFLUENCIA DEBIDO A LA SOBRECARGA DEL TERRENO  
 H = ALTURA DEL CAJON

TABLA V.1.2.9

Asentamiento de la estructura en el punto A  
(Cajón de cimentación) Alternativa A (H=1.80 m)

H (m)	Z (m)	PO T/m.2	DELTA (P) T/m.2	P1 T/m.2	e0	e1	DELTA Ae	Ae/1+e0	DELTA (H) (m)
0.00	0.00	0.00	0.948	0.948	3.250	2.870	0.380	0.089	0.000
2.20	1.20	0.44	0.170	0.610	2.990	2.950	0.040	0.010	0.060
6.00	5.00	1.64	0.156	1.796	2.044	2.022	0.021	0.007	0.032
11.00	10.00	3.17	0.076	3.246	3.325	3.319	0.006	0.001	0.021
21.00	20.00	5.18	0.024	5.204	0.962	0.961	0.001	0.001	0.011

0.124

Asentamiento de la estructura en el punto B  
(Cajón de cimentación) Alternativa A (H=1.80 m)

H (m)	Z (m)	PO T/m.2	DELTA (P) T/m.2	P1 T/m.2	e0	e1	DELTA Ae	Ae/1+e0	DELTA (H) (m)
0.00	0.00	0.00	0.948	0.948	3.250	2.870	0.380	0.089	0.000
2.20	1.20	0.44	0.332	0.772	2.990	2.910	0.080	0.020	0.065
6.00	5.00	1.64	0.213	1.853	2.044	2.015	0.029	0.009	0.056
11.00	10.00	3.17	0.109	3.279	3.325	3.316	0.009	0.002	0.029
21.00	20.00	5.18	0.035	5.215	0.962	0.960	0.002	0.001	0.015

0.166

Asentamiento de la estructura en el punto C  
(Cajón de cimentación) Alternativa A (H=1.80 m)

H (m)	Z (m)	PO T/m.2	DELTA (P) T/m.2	P1 T/m.2	e0	e1	DELTA Ae	Ae/1+e0	DELTA (H) (m)
0.00	0.00	0.00	0.948	0.948	3.250	2.870	0.380	0.089	0.000
2.20	1.20	0.44	0.654	1.094	2.990	2.850	0.140	0.035	0.074
6.00	5.00	1.64	0.379	2.019	2.044	1.995	0.049	0.016	0.097
11.00	10.00	3.17	0.133	3.303	3.325	3.314	0.011	0.003	0.047
21.00	20.00	5.18	0.039	5.219	0.962	0.960	0.002	0.001	0.018

0.236

TABLA V.1.2.10

ESFUERZOS DE INFLUENCIA PARA UN CAJON DE IDENTIFICACION

Alternativa B (H= 0.00 m)

W= 1.906 T/m<sup>2</sup>

PUNTO	Z (m)	H	Mo=0.003H	Mo=10Mo	Gz = NIM
A	1.20	36.00	0.100	0.357	N = NUMERO DE CUADROS DE INFLUENCIA
	5.00	33.00	0.165	0.327	
	10.00	16.00	0.080	0.199	
A	20.00	5.00	0.025	0.024	I = VALOR DE INFLUENCIA EN BASE A LOS No DE CUADROS (0.005)
B	1.20	70.00	0.350	0.695	M = DESCARGA DE LA ESTRUCTURA
	5.00	45.10	0.225	0.447	
	10.00	23.00	0.115	0.228	
B	20.00	7.52	0.037	0.073	Gz = ESFUERZO DE INFLUENCIA DEBIDO A LA SOBRECARGA DEL TERRENO
C	1.20	130.00	0.690	1.370	
	5.00	80.00	0.400	0.794	
	10.00	20.00	0.100	0.278	
C	20.00	0.30	0.041	0.081	

TABLA V.1.2.11



Asentamiento de la estructura en el punto A  
(Cajón de cimentación) Alternativa B (H=0.80 m)

Z (m)	PO T/m.2	DELTA (P) T/m.2	PI T/m.2	e0	e1	DELTA Ae	DELTA Ae/1+e0	DELTA (H) (m)
0.00	0.00	1.986	1.986	3.250	2.660	0.590	0.139	0.000
1.20	1.44	0.357	1.797	2.750	2.662	0.088	0.023	0.097
5.00	2.04	0.327	2.367	2.044	2.009	0.035	0.011	0.066
10.00	3.96	0.159	4.119	3.325	3.314	0.011	0.002	0.035
20.00	5.98	0.024	6.004	0.962	0.961	0.001	0.001	0.015

0.214

(a)

Asentamiento de la estructura en el punto B  
(Cajón de cimentación) Alternativa B (H=0.80 m)

Z (m)	PO T/m.2	DELTA (P) T/m.2	PI T/m.2	e0	e1	DELTA Ae	DELTA Ae/1+e0	DELTA (H) (m)
0.00	0.00	1.986	1.986	3.250	2.622	0.628	0.148	0.000
1.20	1.44	0.695	2.135	2.750	2.490	0.260	0.069	0.130
5.00	2.04	0.447	2.487	2.044	1.997	0.046	0.015	0.161
10.00	3.96	0.228	4.188	3.325	3.310	0.015	0.004	0.047
20.00	5.98	0.073	6.053	0.962	0.959	0.003	0.002	0.026

0.364

(b)

Asentamiento de la estructura en el punto C  
(Cajón de cimentación) Alternativa B (H=0.80 m)

Z (m)	PO T/m.2	DELTA (P) T/m.2	PI T/m.2	e0	e1	DELTA Ae	DELTA Ae/1+e0	DELTA (H) (m)
0.00	0.00	1.986	1.986	3.250	2.622	0.628	0.147	0.000
1.20	1.44	1.370	2.810	2.750	2.490	0.260	0.069	0.130
5.00	2.04	0.794	2.834	2.044	1.967	0.077	0.025	0.180
10.00	3.96	0.278	4.238	3.325	3.306	0.019	0.004	0.074
20.00	5.98	0.081	6.061	0.962	0.958	0.004	0.002	0.031

0.415

(c)

TAMA V.1.2.12

### V.1.3 Análisis Económico

Se determinará el análisis económico para los cimientos que no presenten problemas en cuanto a capacidad de carga y asentamientos. En este caso se trata de las zapatas corridas, losa y cajones de cimentación.

#### DATOS GENERALES

Area en planta de la estructura ----- 69.25 m<sup>2</sup>  
Altura del relleno de tepetate ----- 0.80 m

#### \*\* Precios

Excavación en terreno tipo A  
con pico y pala hasta 1.0 m  
de profundidad. ----- \$ 1,588.24/m<sup>3</sup>

Mortero ----- \$ 68,000.00/m<sup>3</sup>

Costo de 1 m<sup>3</sup> de relleno de tepetate  
compactado al 95 % , incluye material,  
mano de obra ----- \$ 27,292.00

Costo de 1 m<sup>3</sup> de cemento a base de  
piedra braza acentada con mortero  
cal-arena 1:5 incluye material y ma-  
no de obra ----- \$ 81,105.00

**Concreto**

1 m<sup>3</sup> de concreto f'c= 200 Kg/cm<sup>2</sup>  
de resistencia normal 3/4 " de  
agregado grueso, fabricado en obra  
incluye material, colado, vibrado, cu-  
rado, desperdicio, equipo y muestreo. ---\$ 154,314.00

1 m<sup>3</sup> de concreto f'c= 150 Kg/cm<sup>2</sup>  
mismas características que el an-  
terior -----\$ 135,820.00

Cimbra -----\$ 2,000.00/m<sup>2</sup>

Malla Electrosoldada-----\$ 5,544.00/m<sup>2</sup>

Mano de obra (salario base)

Oficial albañil-----\$ 10,520.00/turno

Ayudante -----\$ 9,395.00/turno

**1-Análisis del costo para un cimiento superficial a base de  
Zapatitas Corridas.**

L= 46.50 m (largo)

A= 0.80 m (ancho)

h= 0.80 m (altura del cimiento)

▪ Cantidad de materiales.

a) Mampostería

$$46.50 \text{ m } ((0.80+0.3)/2 \text{ m})(0.80 \text{ m}) = 20.46 \text{ m}^3$$





n ----- tramos rectos del cajón donde hagan esquina.

h ----- profundidad de desplante del cajón, incluye espesor de relleno

$$A = 69.25 \text{ m}^2$$

$$L = 46.50 \text{ m.}$$

$$h = 1.80 \text{ m.}$$

$$e = 10 \text{ cm (espesor de los cajones)}$$

Excavación hasta 1 m. de profundidad.

$$69.25 \text{ m}^2 (1.0 \text{ m}) = 69.25 \text{ m}^3$$

Cantidad de concreto para los cajones

$$0.10 \text{ m (46.50 m)} (1.80 \text{ m}) = 8.37 \text{ m}^3$$

\* losa de concreto armado con malla electrosoldada, con un  $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ .

$$69.25 \text{ m}^2 (0.06 \text{ m}) = 4.16 \text{ m}^3$$

$$8.37 + 4.16 = 12.53 \text{ m}^3$$

\* plantilla de concreto  $f'c = 100 \text{ Kg/cm}^2$

$$69.25 \text{ m}^2 (0.10 \text{ m}) = 6.92 \text{ m}^3$$

\* malla electrosoldada.

$$46.50 \text{ m (1.80 m)} (1.10 \text{ desp.}) = 92.07 \text{ m}^2$$

$$92.07 \text{ m}^2 + 69.25 \text{ m}^2 = 161.32 \text{ m}^2$$



Cantidad de concreto para el cajón

$$0.10 \text{ m} (46.50 \text{ m}) (0.80 \text{ m}) = 3.72 \text{ m}^3$$

losa a nivel de piso terminado

$$69.25 \text{ m}^2 (0.06 \text{ m}) = \frac{5.16 \text{ m}^3}{8.88 \text{ m}^3}$$

Cantidad de concreto f'c = 100 Kg/cm<sup>2</sup>, utilizado en plantilla de 10 cm de espesor.

$$69.25 \text{ m}^2 (0.10 \text{ m}) = 6.92 \text{ m}^3$$

Cimbra

$$46.50 \text{ m} (0.80 \text{ m}) = 37.20 \text{ m}^2$$

$$37.20 + 69.25 = 106.45 \text{ m}^2$$

Malla electrosoldada

$$46.50 \text{ m} (0.80 \text{ m}) = 37.20 \text{ m}^2$$

$$69.25 \text{ m}^2 + 37.20 \text{ m}^2 = 106.45 \text{ m}^2$$

\*\* Elaboración del precio.

concreto f'c = 200 Kg/cm<sup>2</sup>

$$8.88 \text{ m}^3 ( \$ 154,314.00/\text{m}^3 ) = \$ 1,370,308.30$$

concreto f'c = 100 Kg/cm<sup>2</sup>

$$6.92 \text{ m}^3 ( \$ 135,820.00/\text{m}^3 ) = \$ 939,874.40$$





## CAPITULO VI

### ELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION

La elección del cimiento se hace en función del análisis previamente realizado y que se describió en capítulos anteriores, tomando en cuenta también las características de la estructura, magnitud y distribución de cargas.

La toma de decisiones es compleja en todos sus niveles, muchas veces la elección de una alternativa para un proyecto por parte de una persona o un grupo de personas, no es la más viable para otra u otras. Esto se debe primordialmente a que existen diversos criterios para evaluar proyectos, es decir, cada proyectista aplica su propio criterio aunque todos partan de los mismos parámetros de comparación.

Fundamentalmente lo que se busca es encontrar la mejor utilización de los materiales requeridos en la construcción del cimiento, donde se garantice la estabilidad de la obra al menor costo posible ( sin llegar a los ahorros malentendidos).

#### VI.1 - Ventajas y desventajas

En la tabla VI.1.1 se agrupan los valores de los parámetros más importantes por considerar en la evaluación de los cimientos.

##### Zapatas aisladas:

puede apreciarse en la tabla antes mencionada que la capacidad de carga del suelo para este tipo de cimiento es mucho menor que la descarga de la estructura y por lo que respecta a los asentamientos, se consideran excesivos. Tomando

CIMBRYO	PUNTO	DESCARGA	CAP. DE CARGA	ASENTAMIENTOS	COSTO
		kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	"	PIESOS
ZAPATA AISLADA	A			0.485	
	C	30.048	9.008	0.581	-
ZAPATA CORRIDA	A			0.412	
	3	5.810	7.810	0.469	
	C			0.653	3'254,937.00
	1			0.335	
LOSA	A			0.194	
	B	2.095	7.440	0.237	2'537,845.04
	C			0.472	
CAJON (H = 1.80 m)	A			0.124	
	B	0.984	9.120	0.166	4'200,430.50
	C			0.236	
CAJON (H = 0.80 m)	A			0.214	
	B	1.986	7.880	0.364	3'113,241.50
	C			0.415	

TABLA VI.1.1

en cuenta lo anterior ya no se realiza el análisis económico y se desecha la idea de cimentar a base de zapatas aisladas.

#### **Zapatas corridas:**

Este tipo de cimiento tiene la particularidad de que por capacidad de carga no presenta problema alguno mientras que los asentamientos resultan inaceptable debido a su magnitud, por lo que no es recomendable su construcción.

#### **Losa de cimentación:**

En este tipo de cimiento se tiene una gran diferencia a favor entre la descarga de la estructura y la capacidad de carga portante del terreno de cimentación; en lo que se refiere a los asentamientos, estos tuvieron un valor de 47 cm, que rebasa el valor máximo permisible de 30 cm manejado por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, sin embargo, puede considerarse a la losa como elemento de cimentación factible de construir, debido a que el relleno trabajará como una placa rígida y los asentamientos resultarán más o menos uniformes.

#### **Cajón de cimentación:**

Para la segunda alternativa manejada arbitrariamente en este trabajo ( $H= 0.80$  m), se tiene una capacidad de carga aceptable, unos asentamientos fuera del rango tolerable y un costo de \$ 3'113,241.50 que es superior al costo de la losa de cimentación, por lo que se desecha como elemento de cimentación en este trabajo.

Mientras que en la primer alternativa (H= 1.80 m) se tiene una capacidad de carga holgada a favor, los asentamientos se ubican en el orden permisible segun el Reglamento del Distrito Federal y un costo de \$ 4'200,430.50. Por cuestiones de seguridad este cimiento es el más viable de construir.

A pesar de que en el aspecto económico resulte más caro construir el cajón de cimentación (para H= 1.80 m) que la losa de cimentación con una diferencia de \$ 1'662,585.46, como proyectistas nos inclinamos por la seguridad y elegimos en primer lugar el cajón (alternativa A H=1.80 m) y en segundo lugar la losa de cimentación.

#### VI.1.2 Procedimiento constructivo

Como en toda obra de ingeniería, se requiere de la planificación y un método a seguir para que los resultados sean lo más satisfactorios posibles, para todas las personas involucradas en el proyecto, ya sea de una forma directa o indirecta.

Después de haber elegido el tipo de cimiento que se construirá en base al análisis realizado. Se describe el procedimiento constructivo.

#### Cajón de cimentación alternativa A.

##### 1- Trazo de la sección del cajón

- 2- Excavación hasta 1 m de profundidad con pico y pala, los taludes serán verticales.
- 3- La tierra producto de la excavación será acarreada hasta 5 m de la cepa para así no entorpecer las actividades de construcción.
- 4- Colar una plantilla de 10 cm de espesor a base de concreto simple de  $f'c = 100 \text{ Kg/cm}^2$ .
- 5- Colocar el acero de refuerzo del cajón al igual que de los castillos.
- 6- Cisar y posteriormente colar.
- 7- Impermeabilizar las paredes exteriores laterales del cajón.
- 8- Colocar la malla y colar la losa de piso de 6 cm de espesor a base de concreto con un  $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ .
- 9- Realizar el curado del concreto en forma adecuada.

**Losa de cimentación:**

- 1- Nivelación del terreno
- 2- Construir una capa de transición de tepetate, agregando el agua necesaria para obtener una compactación del 95 % en capas de 20 cm.
- 3- Colocar la malla de refuerzo para la losa en toda el área de la construcción y dadas.
- 4- Preparar el concreto con una resistencia  $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$  y un revenimiento de 10 cm, permitiéndose una tolerancia de  $\pm 2 \text{ cm}$ .
- 6- Humedecer la superficie del terreno y proceder a colar.
- 7- Cuando se inicie el fraguado se curará con curacreto o agua para evitar las grietas.
- 8- Después de que el concreto tenga la resistencia deseada se empezarán a construir muros, trabes, castillos y el resto de la superestructura.

## BIBLIOGRAFIA

- 1- MECANICA DE SUELOS TOMO I Y II  
JUAREZ BADILLO E. Y RICO RODRIGUEZ A.
  
- 2- MECANICA DE SUELOS (INSTRUCTIVO PARA ENSAYE DE SUELOS)  
SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
  
- 3- EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MEXICO TOMO I Y II  
INSTITUTO DE INGENIERIA DE LA UNAM  
RAUL MARSAL Y MARCOS MAZARI
  
- 4- FOUNDATION ENGINEERING FOR A DIFFICULT SUBSOIL CONDITION  
LEONARDO ZEEVAERT
  
- 5- CIMENTACIONES SUPERFICIALES  
INSTITUTO POLITECNICO NACIONAL  
CARLOS MAGDALENO