

68

24



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
"ARAGON"**

**TALLA DE ORIGEN**

**ESTUDIOS GEOTECNICOS NECESARIOS EN EL DISEÑO  
DE CIMENTACIONES EN SUELO BLANDO**

**T E S I S**  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:  
**INGENIERO CIVIL**  
P R E S E N T A :  
**MAURICIO SANTOS CAYETANO**



**SM. JUAN DE ARAGON, EDO. DE MEXICO**

**1995**



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.

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
"A R A G O N"**

**ESTUDIOS GEOTECNICOS NECESARIOS EN EL DISEÑO  
DE CIMENTACIONES EN SUELO BLANDO**

#### DEDICATORIA

A mis padres y hermanos por el apoyo y consejos otorgados durante mi formación profesional, permitiéndome con ello alcanzar una de mis metas más importantes.

Con cariño y respeto Mauricio.

#### AGRADECIMIENTO

Agradesco a la Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón y en especial a los profesores de la carrera de Ingeniería Civil por la educación y principios recibidos durante el desarrollo de la misma.

G r a c i a s

**"ESTUDIOS GEOTECNICOS NECESARIOS EN EL DISEÑO DE CIMENTACIONES  
EN SUELO BLANDO"**

	<b>pag.</b>
<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>3</b>
<b>I. CIMENTACIONES</b>	
1.1. Definición.	5
1.2. Tipos de cimentación.	5
1.3. Principios básicos en el diseño de cimentaciones en suelo blando.	16
1.4. Verificación de seguridad de una cimentación.	18
<b>II. METODOS DE EXPLORACIÓN Y MUESTREO NECESARIOS EN EL DISEÑO DE UNA CIMENTACIÓN EN SUELO BLANDO.</b>	
2.1. Información general del subsuelo.	21
2.2. Reconocimiento del sitio.	21
2.3. Exploración y obtención de muestras.	24
- Exploraciones.	24
- Tipos de sondeo.	28
<b>III. ENSAYES DE LABORATORIO BASICOS EN EL DISEÑO DE UNA CIMENTACIÓN EN SUELO BLANDO.</b>	
3.1. Determinación de propiedades índice.	47
- Contenido de humedad.	47
- Límites de consistencia.	49
- Análisis granulométrico.	53
- Densidad de sólidos.	56
3.2. Determinación de propiedades mecánicas.	59
- Prueba de consolidación.	59
- Prueba de compresión simple.	66
- Prueba de compresión triaxial.	71

<b>IV. EXPLORACIÓN Y MUESTREO LLEVADOS A CABO EN EL DISEÑO DE UNA CIMENTACIÓN EN SUELOS BLANDOS.</b>	
4.1. Información general del subsuelo.	78
4.2. Reconocimiento del sitio.	79
4.3. Exploración y obtención de muestras.	80
4.4. Ensayes de laboratorio.	82
- Análisis granulométrico.	84
- Contenido de humedad y límites de consistencia.	89
- Densidad de sólidos.	103
- Prueba de consolidación.	106
- Prueba de compresión simple.	124
- Prueba de compresión triaxial.	126
4.5. Interpretación de resultados.	131
<b>V. INSTRUMENTACIÓN</b>	
5.1 Medición de desplazamientos.	138
5.2 Medición de presión de poro.	143
5.3 Medición de presiones.	145
<b>VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.</b>	147
<b>BIBLIOGRAFIA.</b>	150

## INTRODUCCION

Uno de los problemas más frecuentes que se presentan para realizar el análisis y diseño de cimentaciones, es el establecer un plan de trabajo adecuado que incluya las pruebas necesarias que deben realizarse para cada tipo de suelo en particular, uno de los fines que se persiguen con éste estudio, es el dar una semblanza de los tipos de prueba recomendables y el orden en que deberán hacerse estos ensayos para el análisis y diseño de cimentaciones, particularmente superficiales, desplantadas sobre suelo blando.

Otro de los objetivos que se persiguen con este trabajo es que sirva de complemento para los alumnos que cursan la materia de Cimentaciones y materias que le anteceden, como Comportamiento y Mecánica de Suelos, estableciendo las pruebas mínimas necesarias, dando antecedentes y bases en las que se desarrolló dicho análisis, así como una descripción del procedimiento de la prueba, incluyendo la explicación de los cálculos y la interpretación de los resultados generados de los ensayos, los cuales son aplicables para el análisis y diseño de cimentaciones superficiales en suelo blando.

En el primer capítulo se establecen términos generales relacionados con el diseño de cimentaciones, que van desde una definición técnica de lo que es una cimentación, los tipos de cimentación comúnmente utilizados, ya sean superficiales, profundas o una combinación de ambas. Otro aspecto que se analiza en este capítulo son los principios básicos que deben considerarse para el diseño de una cimentación y la forma en que éstos determinan las características de la misma, además de los principios que deben seguirse para verificar la seguridad de una cimentación.

El segundo capítulo está enfocado a describir los principales métodos de exploración y muestreo, que se realizan en suelo blando. Los cuales van desde la obtención de la información general del subsuelo, las normas que rigen el tipo, cantidad y profundidad de

las exploraciones. Se realiza además una breve exposición de los tipos de sondeo más comunmente empleados en suelos blandos, los cuales se dividen en preliminares y definitivos, de los que se obtienen muestras alteradas e inalteradas, que después de ser analizadas en laboratorio, permiten determinar las propiedades físicas del suelo.

En el tercer capítulo se hace una descripción de los ensayos de laboratorio que suelen realizarse, con el fin de establecer las propiedades que permiten el análisis y diseño de cimentaciones en suelo blando. Además de hacer una descripción de las pruebas se explica la forma de calcular los parámetros de resistencia y deformabilidad e interpretación que se hace de los mismos.

En el cuarto capítulo se presenta la aplicación, en un caso práctico, desarrollando lo establecido en los capítulos dos y tres, realizando para ello un estudio de Mecánica de Suelos en la Colonia María Isabel en Valle de Chalco, que incluye exploración y obtención de muestras de varios estratos, las cuales son llevadas a laboratorio para determinar sus propiedades índice y mecánicas. Se concluye con recomendaciones de los tipos de cimentación que pueden ser empleados en la zona y las limitaciones que estos tienen.

Uno de los estudios geotécnicos complementarios que suelen realizarse es la instrumentación, que se realiza durante y después de la construcción de las estructuras, en el quinto capítulo se hace una descripción de los principales métodos de instrumentación en suelo blando y de los aparatos que para ello se utilizan.



## CAPITULO I

### COMENTACIONES

#### 1.1 DEFINICION.

Para que una estructura ofrezca seguridad y trabaje correctamente debe apoyarse sobre una cimentación adecuada y aunque la cimentación como parte de la estructura suele pasar inadvertida para la mayor parte de la gente, la organización de sus elementos básicos y estudio de cada una de sus partes suele a veces exigir mayor destreza del ingeniero de la que se piensa.

Para efectos de este estudio se denominará como cimentación a la subestructura que se encarga de transmitir las cargas de la estructura y las propias al suelo, en la medida que éste las soporte, sin deformación excesiva y con los costos de construcción económicamente más viables.

#### 1.2 TIPOS DE CIMENTACIÓN.

De acuerdo a su profundidad de desplante, las cimentaciones se pueden clasificar en dos tipos: cimentaciones superficiales y cimentaciones profundas.

##### 1. CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

Las cimentaciones superficiales o poco profundas, son aquellas en las que la profundidad de desplante es menor de dos veces el ancho del cimientto, aunque es evidente que no existe un límite en la on la profundidad de desplante que separe a una cimentación superficial de una profunda.

Este tipo de cimentación suele emplearse cuando existe en el terreno, a poca profundidad, una capa suficientemente resistente,

capaz de soportar la estructura, lo cual no implica que la resistencia sea muy elevada, ya que como primera aproximación, sólo es preciso que sea igual al esfuerzo obtenido, utilizando la superficie total de la estructura, como en el caso de una losa de cimentación.

Entre los tipos de cimentación superficiales más empleados se encuentran las zapatas, que pueden ser aisladas o corridas, las losas de cimentación y los cajones de cimentación.

#### a) Zapatas.

Las Zapatas son una ampliación de la base de una columna o muro, que tiene por objeto transmitir las cargas al subsuelo a una presión adecuada a las propiedades del suelo y estas pueden ser zapatas aisladas o zapatas corridas.

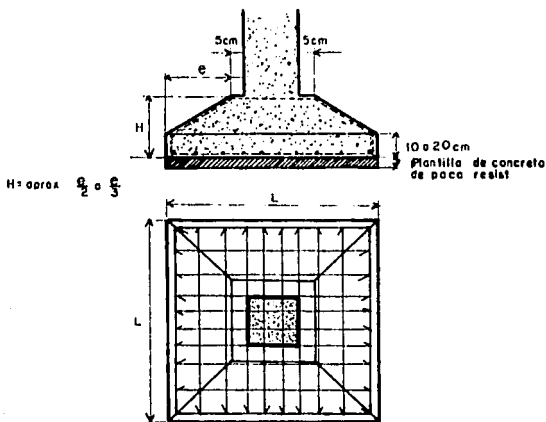
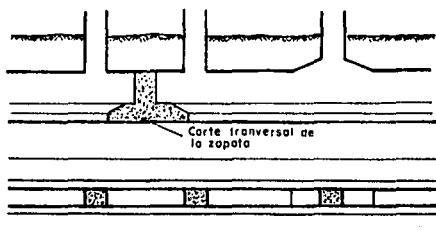
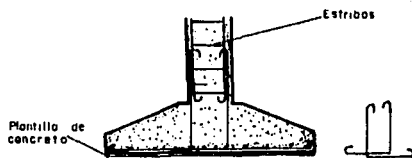


Fig. 1.1. Zapata aislada.

Las zapatas aisladas son elementos estructurales, generalmente cuadrados o rectangulares y en raras ocasiones circulares, (fig. 1.1.). Este tipo de zapatas se construyen bajo columnas, con el objeto de transmitir las cargas de estas al terreno en una mayor área, con el fin de proporcionar la presión adecuada, en ocasiones las zapatas aisladas pueden soportar más de una columna.



a) Zapata corrida



b) Corte de zapata corrida

Fig.1.2. Cimentación con zapatas corridas.

Las zapatas corridas o continuas son elementos similares a los anteriores, sólo que la longitud supera en mucho al ancho (fig 1.2). Estas zapatas se emplean para soportar varias columnas o un muro y pueden construirse de concreto reforzado o de mampostería, en el caso de cimientos que transmitan cargas no muy grandes, este tipo de zapata es una forma evolucionada de la zapata aislada y se utiliza en el caso de que el suelo ofrezca baja resistencia, que obliga al empleo de mayores áreas de contacto o en el caso de que deban transmitirse al suelo grandes cargas, que no pudiera hacerse por medio de zapatas aisladas.

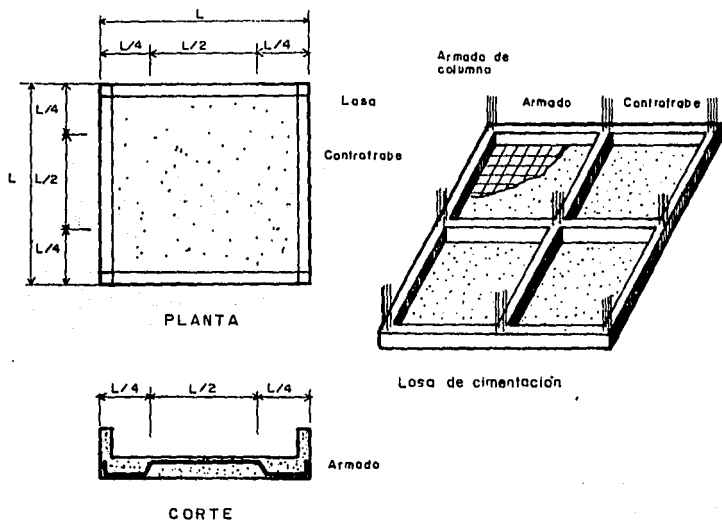


Fig-1.3. Losa de cimentación

#### b) Losas de cimentación

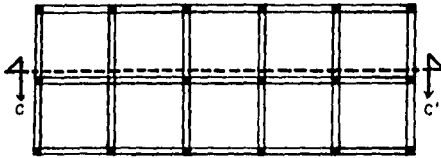
Una losa de cimentación se construye de concreto reforzado y cubre toda el área que queda debajo de la estructura, soportando todos los muros y las columnas (fig 1.3.). Se utilizan para suelos con resistencias muy bajas o para cargas muy altas, lo cual originaría que de cimentarse a base de zapatas corridas o aisladas, las secciones de estas ocuparían más del 50% del área proyectada para la estructura, por lo que resultaría más factible construir una losa de cimentación, donde la carga se distribuye uniformemente en toda el área de la losa.

Las losas de cimentación se emplean también para reducir los asentamientos en las estructuras, localizadas sobre estratos muy compresibles. Bajo estas condiciones, la profundidad a la que está desplantada la losa se hace a veces tan grande, que el peso de la estructura más el de la losa está completamente compensado por el peso del suelo excavado.

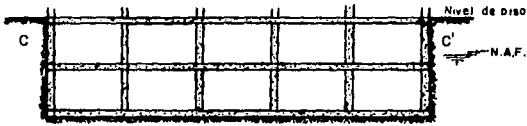
#### c) Cajones de cimentación.

Este tipo de cimentación, es también conocida con el nombre de cimentación compensada, el principio en el que se basa es tratar de desplantar a una profundidad, tal que el peso de la tierra excavada iguale al peso de la estructura, de tal manera que el suelo de desplante no sienta la sustitución por no llegarle ninguna presión adicional (fig. 1.4.). Con un principio similar son diseñadas las cimentaciones parcialmente compensadas, donde se excava a una profundidad, que compense parcialmente el peso de las estructuras y donde el resto de las cargas se transmite al suelo por apoyo directo, siempre y cuando la capacidad de carga del suelo lo permita y las deformaciones que presente se encuentren dentro de un rango permisible.

Las excavaciones efectuadas para esta cimentación no se rellenan posteriormente, lo que se logra con una losa corrida en el área o construyendo cajones huecos.



a) Planta



b) Detalle de cimentación de cajón

Fig. 1.4. Cimentación de cajón

## 2. CIMENTACIONES PROFUNDAS.

Quando no existe un estrato de suelo de resistencia adecuada para soportar el peso de la estructura cercano a la superficie, se hace necesario profundizar aún más en el terreno hasta encontrar una capa con mayor resistencia, y esta en ocasiones se localiza a profundidades económicamente incosteables, siendo necesario apoyarse en terrenos blandos y poco resistentes. El principio consiste pues en trasladar las cargas hasta el terreno resistente, haciendo necesario el uso de una cimentación profunda.

Los tipos de cimentación profunda que se utilizan en ingeniería son los pilotes, las pilas y los cilindros de cimentación.

### a) Pilotes.

Los pilotes son miembros estructurales con un área de sección transversal pequeña, comparada con su longitud (fig. 1.5.). Las dimensiones transversales son del orden comprendido entre 0.30 y 1.0 metros. A pesar del amplio margen de dimensiones indicado, la mayoría de los pilotes en uso, tienen diámetros o anchos comprendidos entre 0.30 y 0.60 m. Los pilotes pueden fabricarse de madera, de acero o de concreto armado.

Desde el punto de vista de su forma de trabajo, los pilotes se clasifican en pilotes de punta, pilotes de fricción y pilotes combinados.

#### i. Pilotes de punta.

Los pilotes de punta desarrollan su capacidad de carga apoyándose directamente en un estrato resistente.

#### ii. Pilotes de fricción.

Pilotes de fricción son aquellos que están totalmente embebidos en un material blando, de modo que su resistencia proviene total o casi totalmente de la adherencia que se desarrolla en el fuste, en el caso de los suelos cohesivos o de la fricción entre el suelo y pilotes, en el caso de suelos friccionantes.

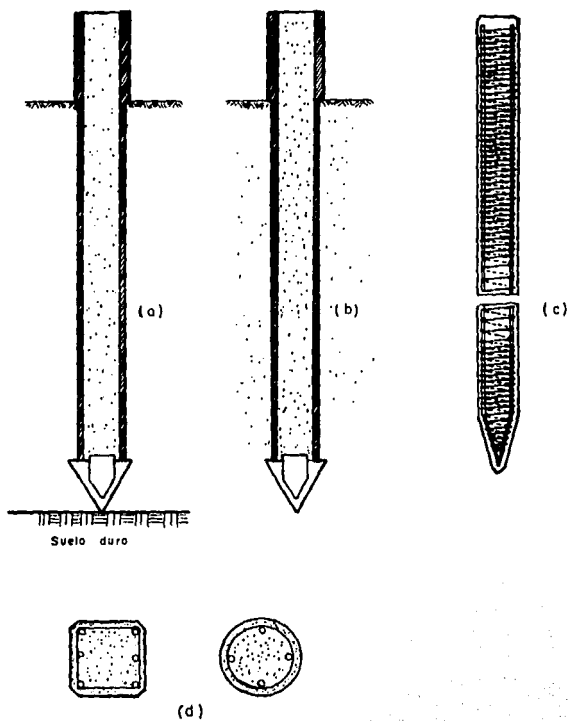


Fig. 1.5. Cimentación con pilotes. a) Pilotes de punta, b) Pilotes de fricción. c) Armado de pilotes de concreto, d) Secciones tipo de pilotes de concreto.



### iii. Pilotes combinados.

Los pilotes combinados son aquellos que trabajan utilizando los dos principios anteriores, desarrollando parte de su capacidad de carga apoyándose en un estrato resistente y la otra parte entre la cohesión o fricción según sea el tipo de suelo.

### b) Pilas de cimentación.

Se le llama pilas a los elementos cuyo ancho sobrepasa 1.0 m. pero no excede del doble de ese valor (fig. 1.6.), sin embargo, no se ha establecido hasta hoy una distinción definida entre pilas y pilotes. Para otros, una pila es un miembro estructural subterráneo que tiene la función que cumple una zapata, es decir transmitir la carga a un estrato capaz de soportarla, sin peligro de que falle ni que sufra asentamientos excesivos. Sin embargo, en contraste con una zapata, la relación de la profundidad de la cimentación al ancho de la base de las pilas, es usualmente mayor que cuatro, mientras que para las zapatas este es comúnmente menor a la unidad.

Para muchos ingenieros, una pila es el apoyo intermedio generalmente de concreto o de mampostería para la superestructura de un puente. Usualmente, la pila sobresale de la superficie del terreno y comúnmente se prolonga a través de una masa de agua, hasta un nivel superior al de las aguas máximas. De acuerdo con lo anterior una pila se considera como una estructura, que a su vez debe estar apoyada en una cimentación adecuada.

### c) Cilindros de cimentación.

En muchas ocasiones se requiere de mayor sección a la que ofrecen los pilotes o las pilas, estableciéndose secciones mayores a los que se les llama cilindros, el diámetro de los cilindros oscila entre los 3 y los 6m. (fig. 1.7.). Los cilindros se construyen de concreto armado y huecos para el ahorro de materiales y de peso, con un tapón en su punta.

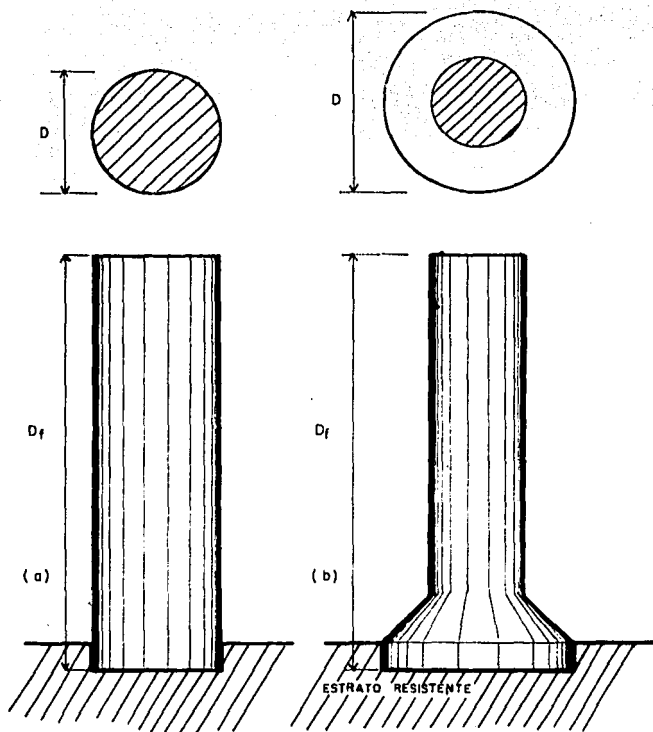


Fig. 1.6. Cimentación a base de pilas  
 a) Pila normal.  
 b) Pila con base ampleada.

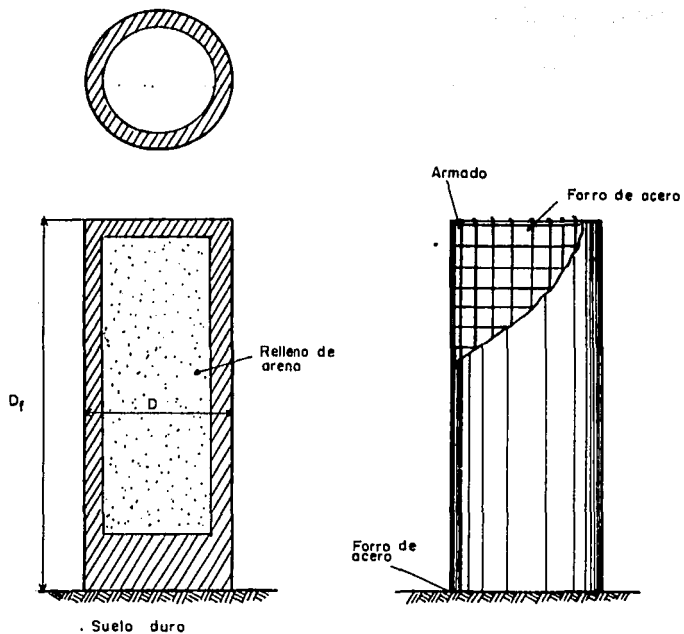


Fig. 1.7. Cilindro de cimentación. a) Corte del cilindro, b) Armado de un cilindro.

### **1.3 PRINCIPIOS BASICOS PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIONES.**

Los principales factores que influyen en el correcto diseño y selección del tipo de cimentación, son básicamente tres:

1. Las cargas que la superestructura y las que la propia cimentación transmiten al suelo.
2. Las características del suelo, que se refieren básicamente a sus propiedades mecánicas, especialmente resistencia y deformabilidad que a corto o a largo plazo se presenten, a sus condiciones hidráulicas, etc.
3. Factores económicos que se deberán balancear el costo de la cimentación, en comparación con la importancia y aún el costo de la superestructura.

Debido a la estrecha relación que existe entre estos factores, puede suceder que diferentes proyectistas lleguen a diferentes soluciones adecuadas para el problema de una cimentación. Por tal motivo puede especificarse que en la ingeniería de cimentaciones, no existe un criterio único, para efectuar un balance adecuado de los factores que en ella intervienen, por lo que el criterio juega un papel muy importante.

Cuando un ingeniero experimentado comienza a analizar el tipo de cimentación, casi inmediatamente desecha aquellas alternativas inadecuadas y se concentra en aquellas que pueden resolverle el problema, con esta elección se han eliminado muchas, quedando unas cuantas que se adaptan a las condiciones del subsuelo, y a la función de las estructuras, estudia la economicidad de cada opción, antes de tomar una decisión.

Los ingenieros con menos experiencia, pueden seguir un procedimiento semejante, sin cometer errores serios, aprovechando para ello los resultados obtenidos de los estudios científicos y trabajos experimentales. Sin embargo para que sea útil esta información debe estar organizada lógicamente.

Para elegir el tipo de cimentación el ingeniero debe dar los siguientes cinco pasos sucesivos:

1. Obtener cuando menos, información aproximada de las características de la superestructura y de las cargas que esta va a transmitir a la cimentación.
2. Establecer las características físicas del suelo en forma general.
3. Considerar superficialmente cada uno de los tipos de cimentación acostumbrado, para observar si pueden construirse en las condiciones existentes y si sería capaz de soportar las cargas necesarias y la intensidad de los asentamientos perjudiciales, eliminando los tipos evidentemente inadecuados.
4. Hacer estudios más detallados y un anteproyecto de las alternativas más prometedoras, para lo que es necesario tener más información de las cargas de la superestructura y de las características del subsuelo, llegando a establecer secciones de los tipos de cimentaciones y hacer una estimación más detallada de los asentamientos con el fin de predecir el comportamiento estructural.
5. Realizar una estimación de costos de cada alternativa viable de cimentación y elegir el tipo que represente la proposición más viable entre el funcionamiento y el costo.

#### 1. CARGAS DE PROYECTO.

La selección de las cargas en las que se basa el proyecto de una cimentación, influyen no solamente en la economía, si no también en el tipo de cimentación. Cada cimentación debe ser capaz de soportar con margen de seguridad razonable, la carga máxima a la que estará sujeta, aun cuando esta carga pueda presentarse ocasionalmente y por un breve periodo de tiempo.

#### 2. CAPACIDAD DE CARGA Y ASENTAMIENTOS.

Habiendo supuesto que resulta práctico construir una cimentación bajo ciertas condiciones, es necesario revisar el

posible funcionamiento de una cimentación con respecto a dos tipos de problema. Por una parte, toda cimentación o cualquiera de sus elementos, puede fallar porque el suelo sea incapaz de soportar la carga. Por otra parte, el suelo puede no fallar, pero los asentamientos de la estructura pueden ser tan grandes o tan dispares, que la estructura puede agrietarse o dañarse. El primer problema se relaciona con la resistencia del suelo y se denomina como límite de falla. El segundo se asocia con las características de la relación esfuerzo-deformación del subsuelo y se le conoce como límite de servicio. En realidad ambos problemas frecuentemente están tan relacionados, que la distinción entre ellos es completamente arbitraria.

#### **1.4 VERIFICACION DE SEGURIDAD DE UNA CIMENTACIÓN.**

La revisión de la seguridad de una cimentación consiste, en comparar las resistencias máximas aceptables del suelo con las fuerzas y deformaciones inducidas por las acciones de diseño. Las acciones serán afectadas por factores de carga y las resistencias por los factores de resistencia especificados en las normas complementarias del Reglamento de Construcciones, debiendo revisarse además, la seguridad de los miembros estructurales de la cimentación, con los mismos criterios especificados para la estructura.

En el diseño de toda cimentación, se consideran los siguientes estados límite, además de los correspondientes a los miembros de la estructura.

##### **1. De falla**

- a) Flotación.
- b) Desplazamiento plástico local o general del subsuelo bajo la cimentación.
- c) Falla estructural de pilotes, pilas u otros elementos de cimentación.

**2. De servicio.**

a) Movimiento vertical medio, asentamiento o emersión, con respecto al nivel del terreno circundante.

b) Inclinación media.

c) Deformación diferencial.

## CAPITULO 00

### METODOS DE EXPLORACION Y MUESTREO NECESARIOS EN EL DISEÑO DE UNA CIMENTACION SUPERFICIAL EN SUELOS BLANDOS.

Un reconocimiento del terreno de una manera u otra, es algo que se requiere siempre para cualquier obra de ingeniería. El reconocimiento puede consistir desde una simple observación de la superficie del terreno, hasta un detallado estudio de las propiedades físicas del suelo.

El trabajo de un laboratorio de Mecánica de Suelos proporciona al proyectista datos para la clasificación y reconocimiento del problema que se le presenta. Para poder realizar un análisis de laboratorio adecuado se debe contar con muestras apropiadas para realizar los ensayos de laboratorio necesarios.

Para poder determinar el tipo de sondeo que debemos realizar, previamente se tendrá que hacer un análisis de laboratorio con muestras de suelo extraídas del lugar de estudio, las muestras que se necesitan para los ensayos de laboratorio se obtienen a través de una serie de sondeos, de tal manera resulta que obtención de muestras y ensayos de laboratorio se encuentran estrechamente relacionados, la única solución factible a este conflicto es el recurrir a un programa preliminar de muestreo, que a base de procedimientos simples y económicos, permite obtener información preliminar suficiente respecto al suelo, información que permite darse una clara idea de los problemas que se esperan en un caso particular y establecer un plan adecuado de muestreo.



## **2.1 INFORMACION GENERAL DEL SUBSUELO.**

Una primera etapa, de gran importancia para el diseño de una cimentación, es la que debe realizarse antes que cualquier tipo de exploración y muestreo del suelo, y que consiste en obtener información general del Área donde se localiza el proyecto, la información que habrá de obtenerse es la siguiente:

- a) La topografía general del lugar, la configuración de la superficie de las construcciones adyacentes, la presencia de corrientes de agua, embalses, etc.
- b) Los servicios bajo tierra, tales como cables de luz, teléfono, ductos de agua y alcantarillas.
- c) La geología general del área con referencia a las principales formaciones geológicas localizadas bajo el lugar.
- d) El historial y utilización del lugar, incluyendo información sobre defectos o fallas de edificios existentes o que existieron, atribuibles a la cimentación.

## **2.2 RECONOCIMIENTO DEL SITIO.**

Uno de los objetivos que se buscan con el reconocimiento del sitio, es el establecer previamente un programa de exploración preliminar adecuado. El reconocimiento del sitio se realiza de acuerdo con las características geológicas del lugar. En el caso del D.F. este se divide en tres principales zonas, como se muestra en la figura 2.1..

Zona I o zona de lomas, formada por terrenos compactos, con elevado contenido de gravas, observandose en algunos lugares derrames basálticos, pueden existir superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona pueden encontrarse oquedades y cavernas en la roca, pero en general presenta buenas condiciones para la

cimentación de estructuras.

Zona II o zona de transición, una gran variación estratigráfica de un punto a otro es lo que caracteriza a esta zona, se compone generalmente de estratos superficiales arcillosos o limosos, orgánicos, cubiertos por arcillas volcánicas muy compresibles de espesores variables, con intercalaciones de arenas limosas o limpias. Los problemas que se presentan en la zona son por capacidad de carga y asentamientos diferenciales graves, sobre todo en grandes construcciones sujetas a condiciones de carga disparejas.

Zona III o lacustre, que se compone por depósitos de arcilla altamente compresibles, intercalados con capas arenosas con contenidos variables de limo o arcilla. Estas capas arenosas tienen consistencia firme o dura y cuyo espesor puede ir desde unos centímetros hasta varios metros, la zona lacustre generalmente está cubierta por suelos aluviales y rellenos artificiales.

En suelos blandos de la zona I no cubierto por derrames basálticos, el reconocimiento del sitio deberá integrarse de los siguientes datos: reconocimiento detallado del lugar donde se localiza el predio, investigación de barrancas, cortes o cañadas cercanas al mismo, con el fin de establecer si existen bocas de antiguas minas o capas de arena, grava y materiales pumíticos que hubieran podido ser objeto de explotaciones subterráneas. El reconocimiento deberá complementarse con datos proporcionados por habitantes del lugar y observación del comportamiento del terreno y de construcciones existentes, además de un análisis de fotografías aéreas antiguas. Deberá determinarse además si el predio fue utilizado en el pasado como depósito de desechos o si fue nivelado con materiales sin compactar.

En el caso de terrenos firmes de la zona I, deberán buscarse evidencias de grietas que puedan dar lugar a inestabilidad del suelo de cimentación, principalmente en laderas abruptas, buscar evidencias de oquedades subterráneas de grandes dimensiones. Tomar en cuenta que en ciertas áreas del D.F., existen estratos de materiales arcillosos compresibles bajo un estrato resistente.

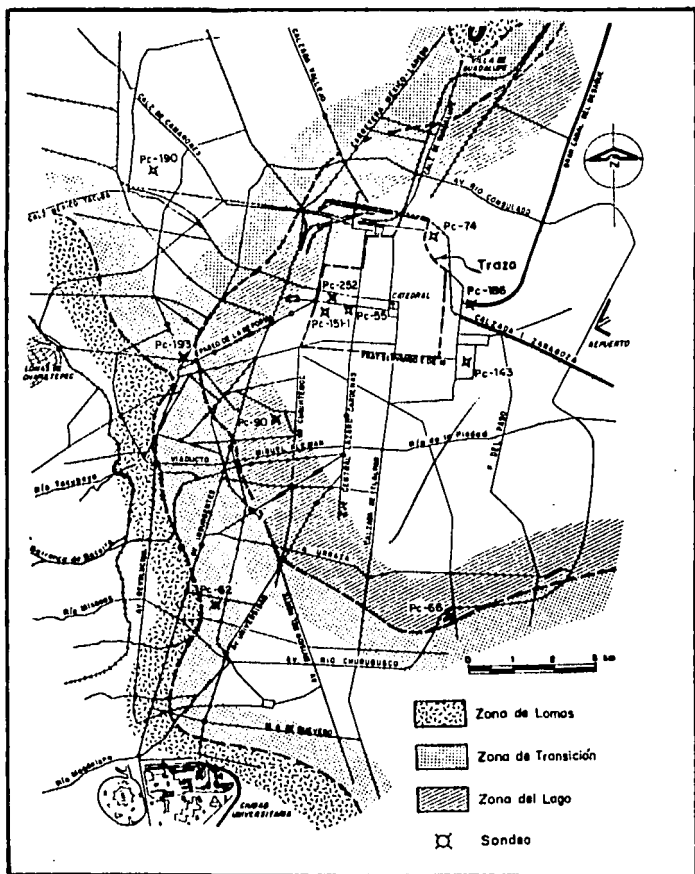


Fig.2.1. Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México

En la zona II y zona III, se deben obtener datos complementarios sobre las construcciones vecinas ya existentes, revisar la historia de cargas previamente soportadas por el suelo del predio y sus áreas circundantes, buscar evidencias de rellenos superficiales recientes o antiguos, realizar una investigación de los antecedentes de grietas profundas en el predio, e investigar si existen cimentaciones que hallan sido abandonadas, al demoler construcciones anteriores.

### 2.3 EXPLORACION Y OBTENCION DE MUESTRAS.

#### 1. EXPLORACIONES.

Las investigaciones mínimas que deben realizarse serán las que se marcan en la Tabla II.1. No obstante el cumplimiento del número y tipo de cimentaciones indicadas en esta Tabla, no libera al responsable de obra de realizar los estudios adicionales, a fin de determinar adecuadamente las características del suelo.

Tabla II.1

#### A. CONSTRUCCIONES LIGERAS O MEDIANAS DE POCA EXTENSIÓN Y CON EXCAVACIONES SOMERAS.

Son de esta categoría las edificaciones que cumplen los siguientes requisitos.

Peso medio de la estructura  $w \leq 5 \text{ t/m}^2$

Perímetro de la construcción  $P \leq 80 \text{ m}$  en las zonas I y II, o

$P \leq 120 \text{ m}$  en la zona III

Profundidad de desplante  $D_f \leq 2.5 \text{ m}$

### ZONA I

1. Detección por métodos directos de rellenos sueltos, galerías, minas etc.
2. Pozos a cielo abierto para determinar estratigrafía y características del material de desplante.
3. Para utilizar presiones de contacto mayores de  $8 \text{ t/m}^2$  en el diseño de cimentaciones, justificar el valor con pruebas de laboratorio.

### ZONA II

1. Inspección para detectar indicios de rellenos sueltos y grietas superficiales.
2. Pozos de prueba para determinar estratigrafía, propiedades índice de los materiales del subsuelo y profundidad de desplante.
3. Para la utilización de presiones de contacto de  $5 \text{ t/m}^2$ , bajo zapatas o de  $2 \text{ t/m}^2$  bajo losa de cimentación, se debe justificar el valor con ensayos de laboratorio.

### ZONA III

1. Buscar evidencias de rellenos sueltos y grietas.
2. Pozos de prueba complementados con exploraciones más profundas para determinar estratigrafía, propiedades de los materiales y profundidad de desplante.
3. Para considerar presiones mayores de  $4 \text{ t/m}^2$  bajo zapatas o de  $1.5 \text{ t/m}^2$  bajo losas de cimentación, justificarse el valor con ensayos de laboratorio.

**B. CONSTRUCCIONES PESADAS, EXTENSAS O CON EXCAVACIONES PROFUNDAS.**

Son de esta categoría las estructuras que cumplen con alguna alguna de las siguientes características:

Peso unitario de la estructura  $w > 5 \text{ t/m}^2$

Perímetro de la construcción  $P > 80 \text{ m}$  en las zonas I y II o

$P > 120 \text{ m}$  en la zona III

Profundidad de desplante  $D_r > 2.5 \text{ m}$

**ZONA I**

1. Detección por métodos directos de rellenos sueltos, galerías, minas, etc.
2. Sondeos o pozos de prueba para determinar estratigrafía y propiedades de los materiales de desplante. La profundidad de exploración debe ser mayor de dos veces el ancho de la base del cimiento, pero deberá abarcar los estratos que afecten el comportamiento de la cimentación.

**ZONA II**

1. Inspección para buscar evidencias de rellenos sueltos o grietas.
2. Sondeos con extracción de muestra inalterada para determinar estratigrafía, propiedades físicas del suelo y profundidad de desplante, hacer el número de sondeos suficiente para verificar la homogeneidad del suelo.
3. Para cimentaciones profundas, investigar la tendencia de

la consolidación regional, determinar la presión del agua del subsuelo y detección de manto acuífero.

### ZONA III

1. Inspección superficial para detectar grietas y rellenos sueltos.
2. Sondeos para determinar estratigrafía y propiedades físicas de los materiales encontrados. Realizar suficientes sondeos para verificar la homogeneidad del subsuelo.
3. Para cimentaciones profundas, investigar la tendencia de la consolidación regional y determinar la presión del agua del subsuelo.

Para la aplicación de la tabla II.1 se toma en cuenta lo siguiente.

a) Se entiende por peso unitario medio de una estructura a la suma de la carga muerta y la carga viva con intensidad media al nivel de apoyo de la subestructura.

b) El número mínimo de exploraciones a realizar será de uno por cada 80 m. o fracción del perímetro o envolvente de la superficie cubierta por la construcción en la zona I y II, y de una por cada 120 m o fracción de dicho perímetro en la zona III.

La profundidad de las exploraciones depende del tipo de cimentación y condiciones del subsuelo, pero no puede ser inferior de 2 m. bajo el nivel de desplante, salvo que se encuentre a una profundidad menor roca sana.

C) Los procedimientos para localización de galerías de minas u oquedades deben ser directos, es decir mediante la observación y mediciones en las cavidades o en sondeos.

## 2. TIPOS DE SONDEO.

Para que un ingeniero pueda proyectar una cimentación adecuada en suelos blandos, deberá tener conocimiento de las propiedades físicas del suelo, realizando para ello una serie de sondeos. En la Mecánica de Suelos los métodos de exploración utilizados en suelos con baja resistencia son:

### a) Métodos de exploración preliminar.

Pozos a cielo abierto con muestreo alterado o inalterado.

Perforaciones con barrenas y posteadora.

Método de lavado.

Método de penetración estándar.

Método de penetración cónica.

### b) Métodos de sondeo definitivo.

Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado.

Método con tubo de pared delgada.

### c) Métodos geofísicos.

Método sísmico.

Método de resistividad eléctrica.

Método magnético y gravimétrico.

### a) Métodos de exploración preliminar.

Los Métodos exploratorios preliminares tienen por objeto el elaborar un plan de sondeos definitivos acorde con las condiciones del subsuelo. Debe aclararse que las muestras que se obtienen en una exploración preliminar, no deben emplearse para determinar propiedades mecánicas del suelo, ya que se trata de muestras alteradas.

En el caso específico de suelos blandos los métodos de



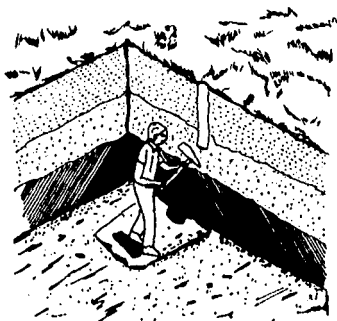
exploración preliminar que comúnmente se emplean son : pozos a cielo abierto, perforaciones con barrenas, el método de lavado, el de penetración estándar y el de penetración cónica.

#### Pozos a cielo abierto.

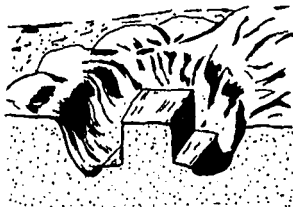
El método de pozos a cielo abierto también llamado pozos de prueba, es el más económico de todos si se trata de pequeñas profundidades, pues no se requiere de ningún equipo especial y puede ser efectuado por cualquier persona. Cuando este método puede realizarse es el más adecuado, consiste en excavar un pozo cuadrado o rectangular, de dimensiones suficientes para que una persona pueda trabajar directamente en el fondo de la excavación (fig. 2.2.a), observando los diferentes estratos en su estado natural.

El problema que presenta este método es que no puede realizarse a grandes profundidades, debido al flujo de agua hacia el interior del pozo cuando se trabaja por debajo del nivel freático, otro inconveniente es el encarecimiento de la exploración cuando se trabaja a grandes profundidades, ocasionado por la necesidad de ademar los pozos y los traspaleos del material excavado. Es un método que difícilmente puede realizarse en suelos con acumulación de agua, sobre todo en terrenos arenosos, donde se presenta gran dificultad para excavar por debajo del nivel freático, en tales condiciones, los pozos pueden resultar más costosos que cualquier otro tipo de sondeo.

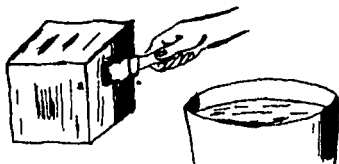
Las muestras que se obtienen de los pozos de prueba pueden ser alteradas o inalteradas y obtenerse una o ambas de cada estrato observados. Las muestras alteradas se obtienen del raspado de las paredes del pozo (fig. 2.2.a) y se protegen contra pérdidas de humedad, colocándolas en frascos o bolsas de plástico. Las muestras inalteradas se obtienen labrando una porción de suelo en una de las paredes del pozo como se observa en la misma figura, envolviéndola posteriormente en varias capas de manta impermeabilizada con una solución de brea y cera, para evitar pérdidas de humedad y modificación de su estructura.



a) Excavación del pozo de prueba.



b) Labrado de la muestra inalterada.



c) Protección de muestras inalteradas.

Fig. 2.2. Exploración con pozos a cielo abierto.

### Perforaciones con barrenas y posteadora.

Las barrenas para suelos, son las herramientas más simples para la realización de perforaciones de poca profundidad en el terreno y obtener muestras de material del suelo en condiciones alteradas. Existen varios tipos de barrena como se muestra en la figura 2.3.. La barrena de cepa o barrena helicoidal, que tiene la apariencia de una larga barrena de carpintero y que se usaba originalmente para hacer agujeros para colocar dinamita debajo de cepas y boleos, es útil para hacer agujeros de hasta 3 m. de profundidad y 4 cm. de diámetro.

Una herramienta de mano más efectiva y más empleada en México es la posteadora, consiste en dos hojas curvas que retienen el suelo que cortan, se hace penetrar en el suelo por rotación, girando un maneral adaptado en el extremo superior de la tubería de perforación y atornillando más tramos de tubería a medida que esta avanza.

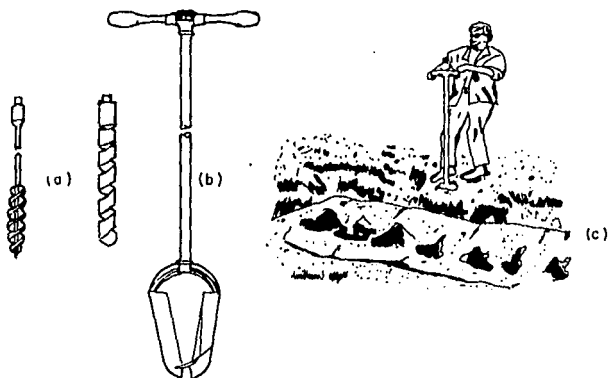


Fig. 2.3. Métodos de exploración por rotación. a) Barrenos helicoidales. b) Posteadora. c) Exploración con posteadora.

Hay barrenas mecánicas movidas por motores, capaces de hacer agujeros, en algunos suelos, hasta de 25 m. de profundidad en un minuto, estas pueden perforar sin interrupción y las espiras de la barrena traerán finalmente el suelo a la superficie, sin embargo el tiempo transcurrido desde el corte hasta su elevación a la superficie, es demasiado grande para estimar su profundidad, por lo que es necesario barrenar de 1.0 a 1.5 m. y sacar la barrena.

Las ventajas que presentan los sondeos con barrenas son, que permiten un rápido y fácil reconocimiento visual de los cambios en la composición del suelo, con el inconveniente de dificultarse su utilización en arcillas blandas y gravas gruesas e imposible en la mayoría de los suelos por debajo del nivel freático.

Las muestras obtenidas en las barrenas son mezclas muy alteradas de todos los materiales penetrados, son útiles para determinar la humedad promedio, el tamaño de los granos y las características de plasticidad, pero la información que da del suelo inalterado es muy pequeña.

#### Método de lavado.

Los sondeos por el método de lavado se usan ampliamente en trabajos de exploración del suelo y todavía se usan cuando se requiere una limitada información, como la profundidad de un estrato. El método puede emplearse también para facilitar el avance de otros métodos de exploración, con el inconveniente de que las muestras que se obtienen son muy alteradas, por lo que no deben considerarse representativas del suelo para realizar pruebas de laboratorio.

El equipo utilizado en este método se muestra en la figura 2.4 y consta de un tripie que sostiene una polea, un martinete de 80 a 150 kg. de peso, que hinca en el suelo a base de golpes un ademe de diámetro mayor que la tubería de inyección de agua. El método consiste en hincar el ademe e inyectar agua en la perforación por medio de una bomba, formando una suspensión con el material del fondo de la excavación, la cual sube a través del espacio entre el

ademe y el tubo de inyección; ya fuera es recolectada en un recipiente o un sumidero, donde después de sedimentarse se analiza.

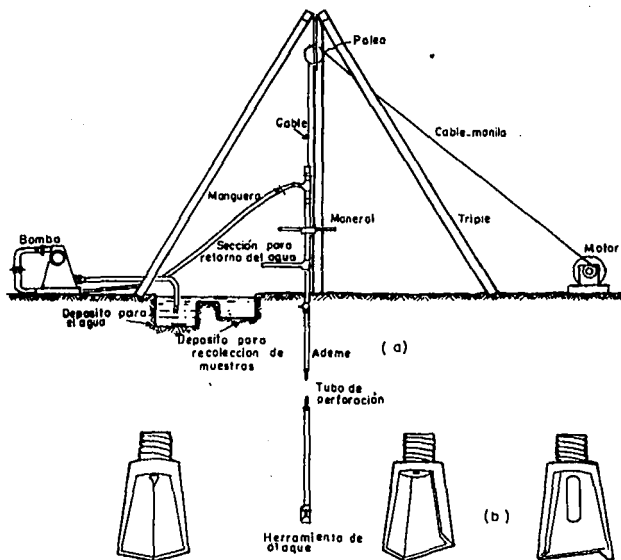


Fig. 2.4. Equipo para sondeo por lavado  
 a) Equipo de sondeo  
 b) Barrenos de perforación

El procedimiento debe complementarse en todos los casos, por un muestreo con cuchara sacamuestras apropiada, colocada en el extremo de la tubería en lugar del trépano, en la figura 2.5. se muestran algunos de los muestreadores más empleados.

De los muestreadores que se observan en la figura 2.5 los tipos a, b y c se introducen en el suelo por medio de golpes, de los cuales el más utilizado es el tipo (c) de media caña, ya que facilita la extracción de las muestras. El muestreador (d) se introduce por giro y se emplea en suelos arenosos por debajo del nivel freático.

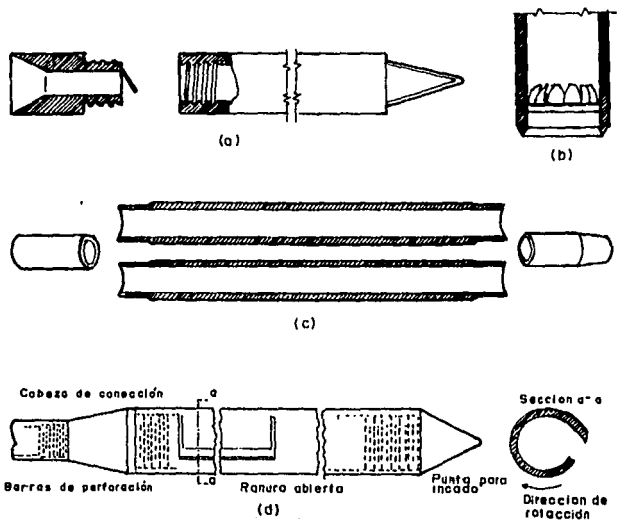


Fig. 2.5. Tipos de muestreadores

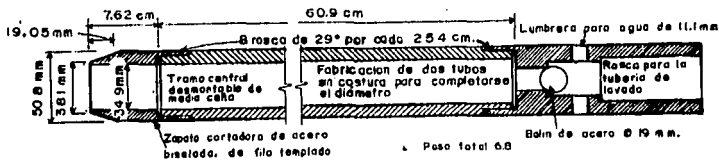
#### Método de penetración estándar.

El método se realiza utilizando un muestreador especial (muestreador o penetrómetro estándar) de dimensiones conocidas que aparecen en la figura 2.6., el cual es generalmente de media caña, para facilitar la extracción de muestra que penetra en su interior.

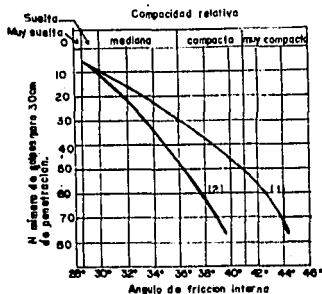
La prueba consiste en hacer penetrar el muestreador a golpes, dejando caer desde una altura de 76 cm un martinete que pesa 63.5 kg., sobre la barra de perforación, en la que se enrosca el muestreador. El número de golpes  $N$  necesario para lograr una penetración de 30 cm, se considera como la resistencia a la penetración.

Para considerar que el muestreo se empieza en material virgen, se debe hincar el muestreador 15 cm. de penetración sin tomarlos en cuenta, después se deben contar los golpes para lograr una penetración de 30 cm. En cada avance de 60 cm. debe retirarse el penetrómetro, removiendo el suelo que se encuentra en su interior. La muestra se examina y se clasifica por técnicas de campo, después se introduce en depósitos de vidrio o plástico para enviarlo al laboratorio, conservándose así la humedad, composición y estratigrafía del suelo.

Los resultados de la prueba de penetración estándar pueden correlacionarse con algunas propiedades físicas del suelo, especialmente en arenas, donde se puede relacionar el número de golpes y el ángulo de fricción interna, ( $\theta$ ), como se muestra en la figura 2.6, en la que se observa que al aumentar el número de golpes se tiene mayor compacidad relativa y consecuentemente mayor ángulo de fricción interna, observándose también que en arenas limpias medianas o gruesas para el mismo número de golpes se tiene un  $\theta$  mayor que en arenas limpias finas o que arenas limosas. En el caso de arcillas el número de golpes se puede correlacionar con el valor de la resistencia a la compresión simple  $q_u$  como se observa en la figura 2.6.c.



a) Penetrómetro estándar.



- (1) Relación para arenas de grano anguloso o redondeado de mediana a grueso.
- (2) Relación para arenas finas y para arenas limosas.

b) Correlación no golpes y ángulo de fricción interna en arenas.

c) Relación de penetración estándar presión vertical y compactación relativa en arenas.

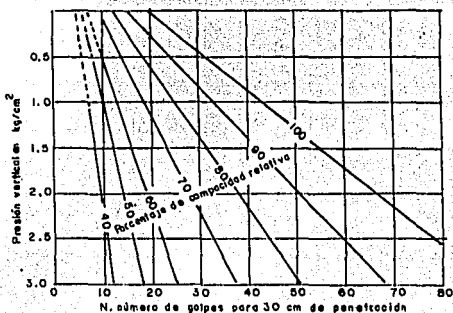


Fig.2.6. Exploración por penetración estándar.



Las correlaciones que pueden obtenerse en el análisis de arcillas son las que se presentan en la Tabla II.2, en la que el valor de  $q_u$  (resistencia a la compresión simple) se obtiene al dividir entre 8 el número de golpes, sin embargo sólo puede considerarse como una aproximación tosca de criterio, pues los resultados prácticos pueden variar mucho, por lo que no deben de servir de base para proyecto.

Tabla II.2

Consistencia	No. de golpes N	Resistencia a la compresión simple kg/cm <sup>2</sup>
Muy blanda	< 2	< 0.25
Blanda	2-4	0.25-0.50
Media	4-8	0.50-1.0
Firme	8-15	1.0 -2.0
Muy firme	15-30	2.0 -4.0
Dura	> 30	> 4.0

#### Método de penetración cónica.

La mayoría de los penetrómetros consisten en una punta cónica, unida a una barra de diámetro pequeño que sirve para hincarlo (fig. 2.7.). La penetración del cono fuerza el suelo hacia los lados, produciendo una falla por esfuerzo cortante del suelo.

Existen dos técnicas para realizar las pruebas de penetración: la estática y la dinámica. En la estática el hincado del penetrómetro se realiza a una velocidad regulada y se mide la fuerza necesaria para producir el movimiento. En el ensaye dinámico el penetrómetro se hinc a una distancia especificada, a golpes de masa de igual energía. El número de golpes o la energía total requerida para que el penetrómetro recorra una distancia especificada, es la medida de la resistencia.

La penetración estática puede realizarse con los penetrómetros a, b o c que se muestra en la figura 2.7., pero el cono holandés es el más usado. El cono holandés tiene un ángulo en punta de 60°.

diámetro de 3.6 cm y un área en proyección de 10 cm<sup>2</sup>, el cono holandés perfeccionado tiene además un manguito independiente, unido a la parte posterior del cono. La fuerza que se desarrolla por fricción entre el manguito y el suelo se puede medir independientemente a la resistencia del cono. La razón entre la resistencia en el manguito y la resistencia en el cono en suelos cohesivos es más alta que en los friccionantes, lo que permite estimar el tipo de suelo en estudio.

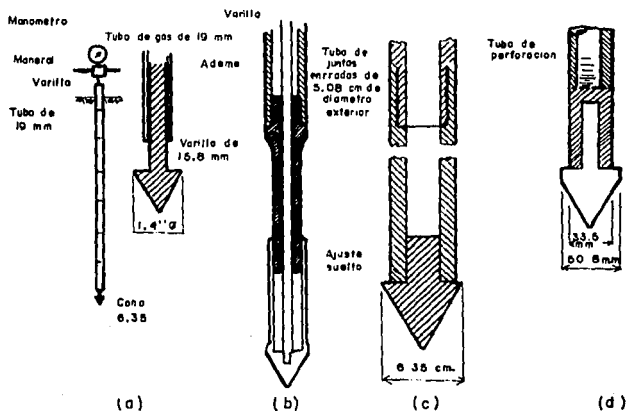


Fig. 2.7. Penetrometrómetros cónicos, a) Tipo holandés, b) Tipo holandés perfeccionado, c) Para operar en arenas y gravas, d) Para ensaye dinámico.

En ensayos dinámicos puede emplearse el penetrómetro de tipo d de la figura 2.7., atornillado al extremo de la tubería de perforación, el cual se golpea en su parte superior con un dispositivo similar al empleado en la penetración estándar, usando un martinete de 63.5 kg, desde una altura de 76 cm, contando igualmente el número de golpes para penetrar 30 cm., con la diferencia de que en éste método no existen correlaciones con las propiedades físicas del suelo, por lo que los resultados son de muy dudosa interpretación, sin embargo la prueba es empleada por dos razones, economía y rapidez, debido a que no existe extracción de muestra.

Las observaciones indican que en arenas, la prueba dinámica da toscamente un número de golpes del orden del doble del obtenido en prueba estándar. En arcillas, el uso de la penetración cónica dinámica es menos precisa, al no existir correlaciones dignas de crédito.

#### b) Métodos de sondeo definitivo.

Los métodos de sondeo definitivo, tienen como objetivo el obtener muestras inalteradas en suelos, muestras que se utilizan para la realización de pruebas de compresibilidad y resistencia, las cuales no pueden obtenerse por métodos de exploración preliminar. Este tipo de métodos se emplean cuando las características del suelo hacen suponer la posibilidad de que puedan presentarse problemas de asentamientos o fallas por resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. Los métodos de sondeo definitivo más usados en suelos blandos son: pozos a cielo abierto y muestreo con tubo de pared delgada.

### Pozos a cielo abierto.

Los pozos a cielo abierto es el método más eficaz, pues permite observar la estructura del suelo y la estratigrafía del lugar. La forma en que se realiza el sondeo ya fue descrita con anterioridad en las exploraciones preliminares, con la diferencia que en este caso se extraen muestras inalteradas.

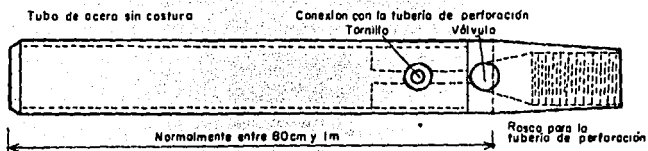
### Muestreo con tubo de pared delgada.

El muestreador para profundidades, más simple y el más ampliamente usado es el de pared delgada o tubo shelby (fig. 2.8). El tubo shelby está hecho de tubería de acero, de 2 a 5 pulgadas, con paredes de  $1/20$  de pulgada de espesor para tubo de 2 pulgadas y de  $1/8$  para tubo de 5 pulgadas. El extremo inferior está biselado, formando una arista cortante y puede estar inclinada hacia adentro para reducir el rozamiento con las paredes. La parte superior está unida a una válvula de retención, que ayuda a mantener la muestra en el tubo cuando se está extrayendo.

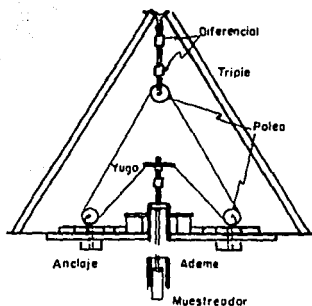
El muestreador se introduce hasta el fondo del agujero de sondeo y se fuerza en el suelo para que penetre una distancia no mayor de 15 diámetros, para reducir al mínimo el rozamiento entre la muestra y las paredes del tubo. La muestra se sella en el propio tubo con cera fundida para enviarse al laboratorio.

En ocasiones no se dispone de una máquina perforadora que aplique la presión mecánica para introducir el tubo shelby, en la figura 2.8.b. se muestra el esquema de un dispositivo que puede utilizarse como método alternativo, pudiéndose utilizar también una varilla de perforación con peso muerto utilizando gatos hidráulicos.

En suelos muy blandos o de alto contenido de humedad el muestreador no logra extraer la muestra a la superficie. Para evitar esto el hincado del muestreador debe realizarse lentamente, dejándolo en reposo cierto tiempo antes de extraerlo.



a) Tubo Shelby



b) Dispositivo para el incado por presión de tubo de pared delgada

Fig. 2.8. Dispositivos para muestreo con tubo de pared delgada.

### c) Métodos Geofísicos.

Los métodos geofísicos tienen como principio el determinar las variaciones gravimétricas, magnéticas eléctricas y plásticas de los estratos de suelo, son métodos empleados generalmente en investigaciones Geológicas, Minerológicas y tienen poca aplicación en estudios de Mecánica de Suelos. Los métodos son rápidos y fáciles, permiten estudiar grandes áreas, pero la información que generan no debe utilizarse para establecer criterios definitivos en proyectos de Mecánica de Suelos.

#### Método Sísmico.

El método sísmico se basa en determinar la velocidad de propagación de una onda vibratoria sísmica a través de los diferentes materiales encontrados en los estratos durante la exploración. Para una exploración sísmica se requiere de; (1) un equipo que produzca una onda elástica, que puede ser una pequeña carga de explosivos y un detonador, que pueden ser sustituidos por un marro para golpear una placa colocada en la superficie; (2) una serie de sensores o geófonos, separados entre sí de 15 a 30 m. sobre una línea que parte del punto de origen de la onda; (3) un mecanismo registrador de tiempos (oscilógrafo), para registrar el momento en que se produce la onda y el tiempo de llegada a cada sensor, como se esquematiza en la figura 2.9. Si la estratigrafía es sencilla, se puede determinar la profundidad de cada uno de los estratos con los datos obtenidos. Puede conocerse algo de la naturaleza de los estratos, analizando las velocidades con la que avanza la onda a través de ella.

Los métodos sísmicos son de gran utilidad para determinar la profundidad a la que se encuentra la roca sana, por debajo de estratos blandos o sueltos. El problema que presenta el método, es que no da información de la presencia de un material blando bajo uno duro.

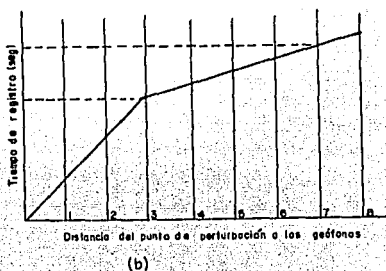
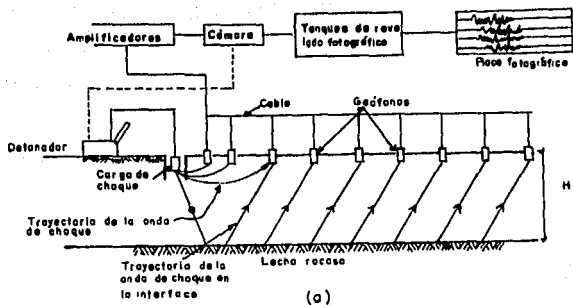


Fig. 2.9. Exploración por método sísmico. a) Dispositivo para exploración sísmica. b) Gráfico tiempo distancia de la exploración sísmica.

#### Método de resistividad eléctrica.

Este método se basa en el principio de que los materiales que forman el suelo, debido a su composición y naturaleza presentan una mayor o menor resistividad cuando se induce una corriente a través de ellos, una resistividad baja indica la presencia de suelos finos y resistividades más altas la de roca sana. Este es un método especialmente útil para localizar bolsas de grava limpia (de alta

resistividad eléctrica).

El procedimiento consiste en hincar en el terreno a distancias iguales a lo largo de una línea recta cuatro electrodos, los dos exteriores se conectan a una serie de baterías (electrodos de corriente), en tanto que, los interiores se denominan de potencia y están conectados a un potenciómetro que mide la diferencia de potencial de la corriente circundante, como se muestra en la figura 2.10.

El método puede emplearse para medir la resistividad a diferentes profundidades de un mismo lugar ó para medirla a lo largo de un perfil. Lo primero se consigue variando la distancia  $d$  entre electrodos, lo que permite que la corriente entre a más profundidad, lo segundo se consigue desplazando el equipo a través de una línea de exploración.

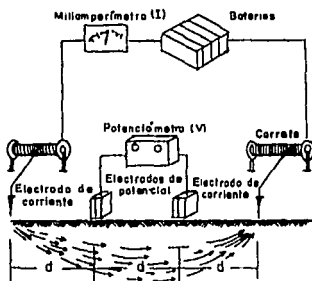


Fig. 2.10. Esquema del dispositivo para exploración con el método de resistividad eléctrica.

#### Métodos magnéticos y gravimétricos.

En el método magnético se usa un magnetómetro, que mide la componente vertical del campo magnético terrestre de la zona, en



varias estaciones próximas entre sí. En el método gravimétrico se mide la aceleración del campo gravitacional en varios puntos de la zona. Valores más altos de lo normal de la zona indican la presencia de una masa dura de roca, lo contrario indica la presencia de masas ligeras o cavernas y oquedades.

Debido a lo errático de la información que arroja el método, su empleo en la Mecánica de Suelos es poco usado.

## CAPITULO III

### ENSAYES DE LABORATORIO BASICOS EN EL DISEÑO DE UNA CIMENTACION EN SUELO BLANDO.

Las muestras que se obtienen durante los trabajos de exploración se mandan al laboratorio, protegiéndolas debidamente para evitar perdidas de humedad cuando son muestras alteradas y de pérdidas de humedad y modificación de su estructura en el caso de muestras inalteradas. Teniendo las muestras en el laboratorio, se someten a varios ensayos, con el fin de determinar sus propiedades índice y mecánicas.

Las propiedades índice sirven basicamente para clasificar los suelos y darse una idea de como se comportará el suelo en la realidad y son básicamente: contenido de humedad ( $w$ ), límites de consistencia (límite líquido, límite plástico, límite de contracción), granulometría y densidad de sólidos ( $S_s$ ).

Las propiedades mecánicas en cambio sirven para determinar la forma en que se comportará el suelo al aplicarle una carga, generada por la construcción de una estructura sobre el, lo que se logra determinando la resistencia al esfuerzo cortante, compresibilidad y permeabilidad, aunque en el caso de estudios para diseño de cimentaciones basta determinar las dos primeras. La resistencia al esfuerzo cortante se determina al someter especímenes cilíndricos de la muestra inalterada a ensayos de compresión simple y triaxial. La compresibilidad se obtiene al someter a una muestra inalterada a un ensayo de consolidación unidimensional.

### 3.1. DETERMINACION DE PROPIEDADES INDICE.

La determinación de las propiedades indice se realiza efectuando las siguientes pruebas de laboratorio:

Contenido de agua o humedad.

Limites de consistencia.

Análisis granulométrico.

Densidad de sólidos.

Las propiedades indice permiten la evaluación de las relaciones volumétrico-gravimétricas y permiten la clasificación de los suelos.

#### CONTENIDO DE AGUA.

El conocer el contenido de agua es de gran importancia para determinar los límites de consistencia y para evaluar las relaciones volumétrico-gravimétricas de un suelo, el contenido de agua se determina como la relación entre el peso del agua contenida en la muestra y el peso del material seco, y suele expresarse en porcentaje.

El contenido de agua varía teóricamente de 0 a  $\infty$ . En México, existen valores de hasta 1000% en las regiones del sureste del país. En el Valle de México son normales humedades de 500 a 600%.

La determinación del contenido de humedad es un ensayo rutinario de laboratorio, para determinar la cantidad de agua presente en una cantidad dada de suelo, en términos de su peso suelo, utilizando la siguiente expresión.

$$\omega(\%) = \frac{W_v}{W_s} \times 100$$

donde  $W_v$  es el peso del agua presente en la muestra de suelo y  $W_s$  representa el peso de los sólidos en el suelo.

El valor de las expresiones para determinar el contenido de humedad se obtiene mediante un ensayo de laboratorio, utilizando el siguiente criterio: La diferencia entre el peso del suelo húmedo más el recipiente y el peso del suelo seco más el recipiente es el peso del agua  $W_v$ , que estaba presente en la muestra. La diferencia entre el peso del suelo seco más el recipiente y el peso del recipiente sólo es el peso del suelo  $W_s$ .

La temperatura a la que debe secarse la muestra es de  $110 \pm 5^\circ\text{C}$ , durante 12 o 18 horas, tiempo en el que la muestra obtiene un peso constante. En suelos con alto contenido de materia orgánica o que contienen yeso, someterlos a esta temperatura provocaría la pérdida de agua, deshidratación o agua molecular, dando como resultado cambio de las características del suelo, por lo que se recomienda secar este tipo de suelos a una temperatura de  $60^\circ\text{C}$ .

Para lograr una determinación confiable del contenido de humedad se recomienda utilizar las siguientes cantidades mínimas de muestra.

<u>Tamaño máximo de las partículas de muestra</u>	<u>Peso mínimo recomendado de la muestra (g)</u>
No 4 (4.75 mm)	100
No 40 (0.420 mm)	10 a 50
12.5 mm	300
50.0 mm	1000

## LIMITES DE CONSISTENCIA.

En los estudios realizados por Atterberg, estableció que la plasticidad no es una propiedad permanente en las arcillas y que depende del contenido de agua, comportándose como un ladrillo, con una plasticidad nula o como un lodo semiliquido cuando posee un gran contenido de agua. Entre ambos extremos existe un intervalo en el cual la arcilla se comporta plásticamente.

La consistencia de un suelo depende del contenido de agua, estableciéndose los siguientes estados, en orden decreciente de su contenido de humedad:

- 1.Estado líquido con propiedades y apariencia de una suspensión.
- 2.Estado semiliquido, con propiedades de un flujo viscoso.
- 3.Estado plástico, en el que se comporta plásticamente.
- 4.Estado semisólido, en el que presenta una apariencia de sólido, pero aún disminuye su volumen al secarse.
- 5.Estado sólido, en el que el volumen de suelo no varía al ser secado.

Las fronteras entre los estados por los que pasa el suelo se establecieron convencionalmente, dándole el nombre de límites de consistencia. La frontera convencional entre el estado semiliquido y plástico fue llamado por Atterberg límite líquido, y la que se presenta entre el estado plástico y semisólido fue llamado límite plástico. La amplitud de variación de la humedad en la cual el suelo se comporta como material plástico se llama frecuentemente intervalo plástico, y la diferencia numérica entre el límite líquido y el límite plástico se denomina índice de plasticidad y se calcula de la siguiente manera:

$$\text{Índice de plasticidad } I_p = L_L - L_p$$

Además de los límites de plasticidad (líquido y plástico) Atterberg definió otros límites de consistencia que son los siguientes:

1. Límite de adhesión. Es el contenido de humedad con el que el suelo comienza a pegarse a superficies metálicas, como cuchillas y espátulas.
2. Límite de cohesión. Es el contenido de agua con el cual los grumos de suelo pierden su adherencia entre sí.
3. Límite de contracción. Es la frontera convencional entre el estado sólido y semisólido, es además el contenido de humedad, por debajo del cual no se produce reducción adicional de volumen o contracción del suelo.

Los límites líquido y plástico, son utilizados generalmente para la identificación y clasificación de suelos. El límite de contracción es utilizado generalmente en suelos donde se presentan grandes cambios de volumen entre su estado seco y su estado húmedo. En cambio los límites de cohesión y adhesión se utilizan en muy pocas ocasiones.

#### Límite Líquido.

Para poder establecer valores definidos reproducibles del límite líquido, Atterberg lo definió en términos de una cierta técnica de laboratorio, mediante la cual una masa de suelo húmedo colocada en un cápsula de bronce, separada en dos por una herramienta ranuradora de características estándar, y dejada caer desde una altura de 1 cm., hasta producir un cierre o falla en la ranura de una longitud de 12.7 mm, después de golpear 25 veces contra una superficie dura.

El límite líquido es considerado además como la resistencia al corte del suelo, a un determinado contenido de humedad, por lo que

es análogo a un ensayo de resistencia al corte. Casagrande encontró que cada golpe necesario para cerrar la ranura en la copa, corresponde a un esfuerzo cortante cercano a  $1 \text{ g/cm}^2$ , investigaciones posteriores han arrojado resultados similares, lo que permite establecer que el límite líquido representa para todos los suelos un valor de resistencia al corte entre 20 y  $25 \text{ g/cm}^2$ .

Los ensayos de límites deben realizarse con suelos tamizados a través de la malla No 40.

El límite líquido se ha definido, como el contenido de humedad en el cual es necesario dar 25 golpes a la copa de bronce, para cerrar una longitud de 12.5 mm la ranura hecha con un ranurador estandar en la muestra de suelo. El aparato para determinar el límite líquido se muestra en la figura 3.1.

En la mayoría de los casos conseguir el cierre a los 25 golpes representa una gran dificultad, lo que hace necesario recurrir a otros caminos para encontrar el valor de la humedad. Se ha establecido que si se hace una gráfica, en la cual se represente la variación del número de golpes necesarios para cerrar la ranura en una escala logarítmica, contra el contenido de humedad correspondiente en una escala aritmética, el lugar geométrico de los puntos resultantes insinúa una variación de comportamiento de tipo lineal. Con este procedimiento, es más sencillo establecer el contenido de humedad en el límite líquido de una forma indirecta, sólo es necesario obtener de 3 a 6 puntos a diferentes contenidos de humedad, conjuntamente con el número de golpes necesarios para cerrar la ranura, distribuidos a ambos lados del conteo de 25 golpes necesarios para determinar el límite líquido. Colocando los datos obtenidos en un diagrama semilogarítmico y estableciendo la proyección lineal insinuada por dichos puntos será fácil obtener el contenido de humedad correspondiente a los 25 golpes (límite líquido), siendo evidente que mientras más cercano este el intervalo de puntos experimentales a los 25 golpes, mayor será la confiabilidad del valor extrapolado, pero se recomienda que el número de golpes entre cada punto varíe entre 2 y 3 como mínimo.

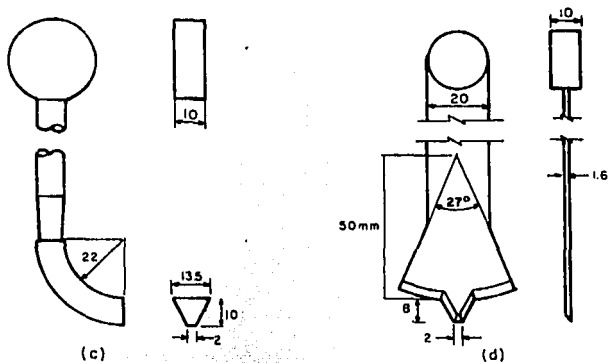
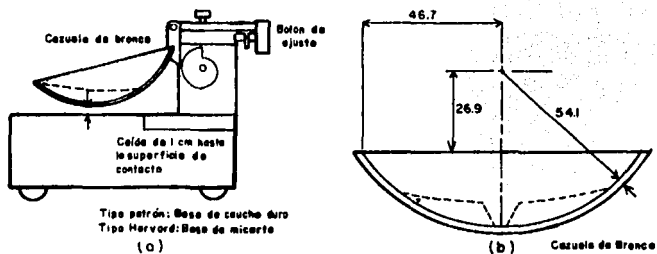


Fig. 3.1. Equipo para ensaye de límite líquido. a) Copo de Casagrande, b) Detalle de la cazuela de bronce, c) Ranurador tipo ASTM. d) Ranurador tipo Casagrande.



### Límite Plástico.

El límite plástico se define arbitrariamente como el contenido de humedad del suelo, al cual un cilindro se rompe o resquebraja, cuando se enrolla a un diámetro de 3 mm (1/8 pul.) aproximadamente.

Esta prueba es mucho más subjetiva que la de límite líquido, puesto que la determinación del resquebrajamiento o agrietamiento y el diámetro de 3 mm del cilindro está sujeto a la interpretación del operador.

### ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO.

Un análisis granulométrico se realiza con el fin de determinar las proporciones relativas de los tamaños de grano que se encuentran en una muestra de suelo, que deberá ser representativa de la masa de suelo en estudio. Físicamente no es posible determinar el tamaño de cada partícula, por lo que la prueba se basa en agrupar los materiales que se encuentran en un rango de tamaño, para agruparlos se obtiene la cantidad de material que pasa a través de una malla, pero que es retenida en la malla siguiente, que tiene diámetros ligeramente menores al anterior y se relaciona esta cantidad con el peso total de la muestra sometida al análisis, siendo evidente que el material retenido se compone de partículas de varios tamaños, los cuales son menores al de la malla que paso, pero todas mayores que el tamaño de la malla en la cual fueron retenidas.

Todos los sistemas de clasificación utilizan la malla No.4 (4.76 mm) como punto divisorio entre gravas y arenas, y la malla No.200 (.074 mm) como límite entre arenas y finos, basándose generalmente en términos de la cantidad que es retenida o que pasa por ellas. Uno de los inconvenientes del proceso, es que no genera información de la forma de los granos, sólo da información de los granos que pueden pasar a través de una malla de abertura rectangular de cierto tamaño.

La información que se obtiene en un ensayo granulométrico se representa en forma de una curva, con el fin de visualizar fácilmente la distribución del tamaño de los granos presentes. Para poder dar el mismo peso y precisión de las lecturas requeridas se debe recurrir a una escala muy grande, lo que hace necesario emplear una representación logarítmica para los tamaños de las partículas. Los sistemas de clasificación tradicional utilizan el porcentaje que pasa como ordenada en escala natural y el tamaño de las partículas en escala logarítmica, para formar la curva de distribución granulométrica.

La curva de distribución granulométrica, sólo puede aproximar la situación real del suelo ya que se ve limitada por ciertos factores como son: limitaciones para obtener una muestra estadísticamente representativa del suelo, limitación práctica impuesta por la utilización de mallas con abertura de forma rectangular, para medir partículas de forma irregular y el número reducido de mallas utilizadas para la realización del análisis.

Otra aplicación práctica que tiene la curva de distribución granulométrica, es la de permitir establecer diámetros característicos del suelo, que son  $D_{10}$ ,  $D_{50}$ ,  $D_{60}$ . Donde  $D$  se refiere al tamaño del grano, o diámetro aparente de la partícula de suelo y el subíndice (10, 30, 60) denota el porcentaje de material más fino. El diámetro  $D_{10}$  es también llamado, tamaño efectivo de un suelo.

El rango de los tamaños que se encuentran en la muestra se obtiene mediante el coeficiente de uniformidad  $C_u$ , que se define

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Pero más que un coeficiente de uniformidad es un coeficiente de no uniformidad, pues su valor numérico decrece cuando la uniformidad aumenta. Los suelos con  $C_u < 3$  se consideran muy uniformes, pero aún en arenas naturales muy uniformes rara vez presentan un  $C_u < 2$ , lo cual no asegura, que no exista un vacío de graduación, como el que

se presenta cuando falta o sólo existe una cantidad muy pequeña de diámetros de un determinado tamaño.

Otro parámetro que puede ser obtenido con la curva de distribución granulométrica es, el coeficiente de concavidad o curvatura, que es una medida de la forma de la curva entre  $D_{60}$  y  $D_{10}$ , y se define como:

$$C_c = \frac{D_{60}^2}{D_{10} D_{30}}$$

donde un valor de  $C_c$  mayor que 3 o menor que 1 denota la falta de una serie de diámetros entre los tamaños  $D_{10}$  y  $D_{60}$ , indicándonos que se trata de un suelo mal graduado. Los valores de  $D_{15}$  y  $D_{85}$ , pueden utilizarse para determinar la capacidad de los suelos para utilizarse en el diseño de filtros para presas. En la figura 3.2 se muestran curvas granulométricas tipo de los suelo que podemos encontrar.

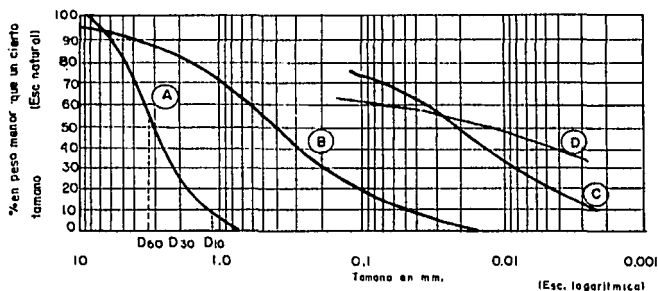


Fig. 3.2. Curvas granulométricas tipo de algunos suelos.

- A) Arena muy uniforme (mal graduado).
- B) Suelo bien graduado.
- C) y D) Arcillas (curvas obtenidas con hidrómetro).

## DENSIDAD DE SÓLIDOS.

La densidad de la mayoría de las partículas sólidas que constituyen un suelo ( $G_s$ ) varía entre 2.6 y 2.9. Los minerales de arcilla que constituyen la fracción coloidal de un suelo puede tener densidades promedio de entre 2.8 y 2.9, pero en el caso de arcillas volcánicas del Valle de México se encuentran valores más bajos (entre 2.2 y 2.6)

La densidad de cualquier sustancia se define como el peso unitario del material en cuestión, dividido entre el peso unitario del agua destilada a 4° C.

$$G_s = \frac{\gamma \text{ material}}{\gamma \text{ agua a } 4^\circ \text{ C}}$$

La misma ecuación se utiliza para definir la densidad del conjunto, con la diferencia en esa definición en el  $\gamma$  del material. La densidad del material puede también calcularse, utilizando cualquier relación de peso de la sustancia al peso del agua simple y cuando se utilizan volúmenes iguales de material y sustancia.

$$S_s = \frac{W_s / V}{W_v / V} = \frac{W_s}{W_v}$$

El problema consiste pues en obtener el volumen de un peso conocido de granos de suelo y dividirlo entre el peso del mismo volumen de agua, es decir aplicar la ecuación anterior. El volumen de un peso conocido de partículas de suelo se puede obtener, utilizando un recipiente de volumen conocido y utilizando el principio de Arquímedes, según el cual un cuerpo sumergido dentro de una masa de agua desplaza un volumen de agua igual al del cuerpo sumergido.

La densidad de los sólidos de una masa de suelo se realiza en laboratorio utilizando un matraz con marca de aforo. El matraz se llena hasta su marca, primero con agua y después con agua y muestra de suelo. El aire atrapado en la masa de suelo se desaloja por ebullición o por exposición de la suspensión al vacío. El esquema mostrado en la figura 3.3., nos ayuda a comprender la obtención de la densidad de sólidos.

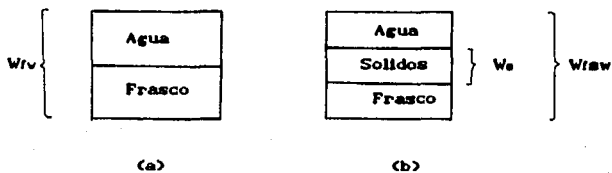


fig 3.3. Densidad de sólidos.

$W_{fv}$  = Peso del matraz lleno de agua.

$W_{fv}$  = Peso del matraz con suelo y agua.

con lo que se tiene que:

$W_{fv} - W_{fv} = W_a$  - Peso del agua desplazada por los sólidos.

el peso del agua desplazado por los sólidos vale:

$$W_v = V_s \gamma_o = \frac{W_a}{S_s}$$

por lo tanto:

$$W_{fv} - W_{fv} = W_a - \frac{W_a}{S_s}$$

de donde:

$$S_a = \frac{W_s}{W_{fv} + W_s - W_{faw}}$$

En la ecuación que se genera, todos los terminos pueden ser determinados en laboratorio. El peso del frasco lleno de agua hasta la marca de aforo esta en función de la temperatura, debido al cambio de volumen del matraz, producido por la dilatación del vidrio y la variación del peso específico del agua. Resulta poco práctico el realizar la prueba a una misma temperatura, por lo que es conveniente realizar la calibración del matraz, midiendo el peso del matraz con agua ( $W_{fv}$ ), a varias temperaturas y trazar una gráfica de la variación de esos pesos, de esta curva de calibración pueden obtenerse el peso del matraz con agua ( $W_{fv}$ ) a la temperatura que se desee.

## PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN

Todos los materiales presentan una deformación al ser variadas las condiciones de esfuerzo actuantes, pero la deformación en la mayoría de los suelos, aún con las cargas más pequeñas es mucho mayor que el de materiales estructurales y suele desarrollarse en tiempos mucho más largos. Otra diferencia que se presenta en la deformación de suelos y materiales estructurales es que en los estructurales la deformación se origina principalmente por cambios de forma sin variación de volumen, mientras que en los suelos esta es producto de ambos fenómenos.

Se denomina consolidación, a un proceso de disminución de volumen, provocado por incrementos de presión (o carga), que origina un reajuste de la estructura de suelo, que podría considerarse como una deformación plástica correspondiente a una reducción en la relación de vacíos. Puede producirse también una deformación elástica, pero al considerar la magnitud de las cargas y el módulo de elasticidad de los granos, ésta se considera despreciable.

La condición para que se pueda hablar de una consolidación unidimensional es, que durante el proceso de consolidación, la posición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano permanezca esencialmente igual, por lo que el movimiento de las partículas sólo puede ser en dirección vertical.

La consolidación generalmente llamada asentamiento depende de varios factores, entre los principales se encuentran:

1. El grado de saturación
2. El coeficiente de permeabilidad del suelo
3. Las propiedades del flujo de los poros
4. La longitud de la trayectoria que debe recorrer el fluido expulsado para estabilizarse.

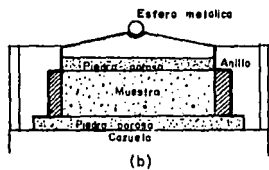
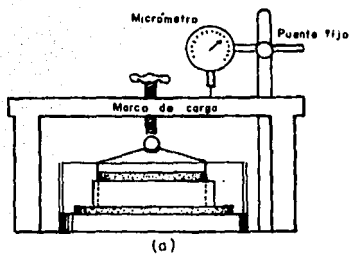


Fig. 3.4. Equipo para ensayo de consolidación unidimensional. a) Esquema del consolidómetro  
b) Detalle de cazuela con anillo fijo.



La prueba de consolidación unidimensional estándar se hace sobre una muestra labrada que tiene un espesor de 20 a 40 mm, labrado en forma de cilindro, colocado en un anillo de bronce de diámetro entre 45 y 113 mm. El anillo se coloca entre 2 piedras porosas, una de diámetro ligeramente menor al de el anillo y la otra de diámetro mayor al diámetro exterior del anillo como se muestra en la figura 3.4. El conjunto se coloca en la cazuela de un consolidómetro mostrado en la misma figura y se aplican cargas a la muestra, distribuyendo uniformemente la carga por medio de un dispositivo formado por una placa metálica y una esfera colocada sobre la piedra superior.

El ensayo de consolidación se avanza aplicando cargas en una progresión geométrica, con una secuencia típica como la siguiente:

0.5, 1, 2, 4, 8, 16... kg

En cada incremento de carga se hacen lecturas del extensómetro, para conocer la deformación a diferentes tiempos. Con los datos que se obtienen de estas lecturas, se dibuja una gráfica que tenga en las abscisas los valores del tiempo transcurrido en escala logarítmica y como ordenadas las correspondientes lecturas del extensómetro en escala natural. Estas son las llamadas curvas de consolidación y se obtiene una para cada incremento de carga, lo mismo que para cada descarga de la muestra.

Los datos que deberán obtenerse del experimento de consolidación y la forma en que se utilizan se describe a continuación:

1. Peso, dimensiones y contenido de humedad inicial del espécimen.

Con los datos obtenidos se puede calcular la relación de vacíos inicial  $e_0$ .

El volumen total de la muestra se puede determinar a partir de la altura inicial ( $H_0$ ) y el área del anillo  $A$ , pero puede calcularse también como:

$$V_t = V_s + V_v$$

donde  $V_s$  y  $V_v$  son los volúmenes de sólidos y agua respectivamente. El volumen de agua puede calcularse a partir del contenido de humedad utilizando la siguiente expresión.

$$V_v = \frac{\omega W_s}{G_v \gamma_v} = \omega W_s$$

El volumen de agua final  $V_{vf}$  se puede conocer al determinar la cantidad de agua evaporada en el proceso de secado al horno de la muestra al terminar el ensayo.

La altura equivalente de los sólidos puede calcularse, después de secar al horno la pastilla de suelo resultante y conociendo el cambio total en la altura  $\Delta H$ .

$H_r = H_{inicial} - \Delta H$  (altura inicial de la muestra y utilizar las lecturas del deformímetro)

$V_{inicial} = H_r \times A = H_s \times A + V_{vf}$  (volumen = sólido + agua)

de lo que se puede obtener  $H_s$ , como:

$$H_s = H_r - \frac{V_{vf}}{A}$$

y  $A$  = área del anillo de consolidación.

La altura inicial de los vacíos puede calcularse como:

$$H_v = H_{inicial} - H_s$$

y la relación de vacíos inicial  $e_1$ , es:

$$e_1 = \frac{H_v}{H_s}$$

## 2. Deformación producida a la muestra.

La deformación producida a la muestra se determina a diferentes intervalos de tiempo, a partir de la gráfica de lecturas contra logaritmo del tiempo ( o  $\sqrt{\text{tiempo}}$  ), se puede obtener  $D_0$ ,  $D_{50}$  y  $D_{100}$ .

Para obtener  $D_{100}$  a partir de la curva de consolidación, se

trazan tangentes en la parte central y final de la curva y se proyecta el punto de intersección de las mismas para conocer  $D_{100}$ . Para determinar  $t_{100}$  se proyecta horizontalmente la intersección hasta la curva, luego verticalmente hasta el eje de las abscisas para registrar el valor del tiempo correspondiente. En la figura 3.5 se hace una descripción de como obtener estos valores.

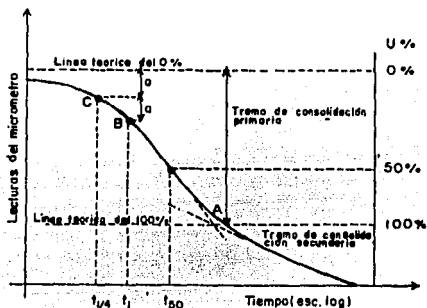


Fig. 3.5. Determinación del 0% y 100% de consolidación primario en una curva de consolidación.

Para obtener  $D_0$  (lectura teórica del deformímetro en  $t=0$ ), se realiza de la siguiente manera; como la parte inicial de la curva es una parábola, se selecciona un tiempo  $t_1$  y un tiempo  $t_2 = 4 t_1$ . Medir la ordenada ( $y$ ), desde  $t_1$  hasta  $t_2$  sobre la curva, desplazando este mismo valor ( $y$ ), verticalmente encima de  $t_1$ . Dibujar una línea sobre estos puntos y llamar el intercepto de ésta línea con el eje de las lecturas de deformímetro  $D_0$ . Con  $D_0$  y  $D_{100}$  establecidos es posible obtener la lectura del deformímetro correspondiente al 50% de

consolidación  $D_{50}$  como:

$$D_{50} = \frac{D_0 + D_{500}}{2}$$

### 3. Relaciones graficadas.

Es posible hacer relaciones graficadas entre:

- Relación de vacíos contra presión.
- Deformación unitaria contra presión.

La gráfica de relación de vacíos  $e$  contra la presión puede hacerse utilizando el logaritmo de la presión o bien como una representación aritmética.

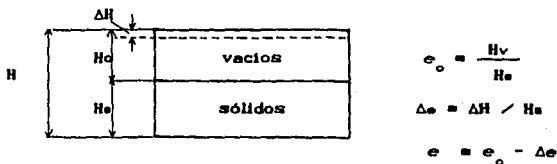


Fig. 3.6. Relaciones entre el cambio en relación de vacíos y la altura

De la figura 3.6. se observa que al disminuir la relación de vacíos, la cantidad de sólidos permanece constante, por lo que la relación de vacíos inicial  $e_1$  es :

$$e_1 = \frac{H_v A}{H_s A} = \frac{H_v}{H_s}$$

En cualquier otro incremento de carga, la relación de vacíos se determina como:

$$e = \frac{CH_v - \Delta H}{H_s A} = e_1 - \frac{\Delta H}{H_s}$$

$$\text{ó } e = e_1 - \Delta e$$

El cambio de altura  $\Delta H$  se obtiene a partir de las lecturas del deformímetro para cada incremento de carga, así, el cambio en la relación de vacíos se puede calcular fácilmente.

De la gráfica aritmética de  $e$  contra presiones, es posible obtener el coeficiente de compresibilidad

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta p}$$

y el coeficiente de variación volumétrica como:

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_0}$$

La unidad de  $m_v$  es el recíproco del módulo de elasticidad y la inspección de  $a_v$  y  $m_v$  indican que si se interpretan:

$$\frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{\Delta L}{L} = \epsilon \text{ (Deformación unitaria)}$$

y  $p$  = presión

$$E = \frac{\Delta p}{\epsilon} \text{ ó } \frac{1}{E} = \frac{\epsilon}{\Delta p} = m_v$$

De la gráfica semilogarítmica de la relación de vacíos contra logaritmo de presión, se obtiene la parte recta del índice de compresión  $C_c$  como:

$$C_c = \frac{\Delta e}{\log p_2 / p_1} \quad \text{(despreciar el signo negativo)}$$

y de la rama de descarga de la curva se obtiene el índice de expansión  $C_e$  como

$$C_e = \frac{\Delta e_s}{\log p_s / p_s}$$

#### PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE.

Uno de los puntos fundamentales de la Mecánica de Suelos es la determinación del esfuerzo cortante de los suelos, una valoración correcta de éste concepto nos da la certeza de una buena aplicación de Mecánica de Suelos al análisis de estabilidad de obras civiles y en particular diseño de cimentaciones.

Uno de los primeros trabajos serios que se llevó a cabo de la resistencia al esfuerzo cortante fue elaborado por Coulomb, quien estableció que los suelos fallan por esfuerzo cortante a lo largo de planos de deslizamiento. Dada una masa de suelo y un plano potencial de falla de la misma  $\overline{AA'}$  (fig 3.7) el esfuerzo cortante del suelo por unidad de área en ese plano es proporcional al valor de  $\sigma$ , que es la presión normal en el plano  $\overline{AA'}$ , teniéndose:

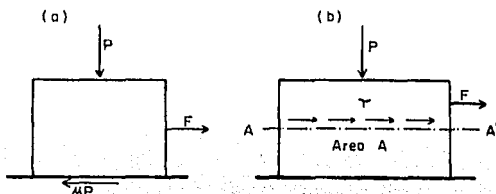


Fig. 3.7. Mecanismos de los fenómenos de fricción

$$\frac{F}{A} = S = \tau \max = \sigma \tan \theta$$

donde:

F = fuerza.

A = área.

$\tau$  = esfuerzo tangencial.

$\sigma$  = esfuerzo normal.

$\theta$  = ángulo de fricción interna.

De lo que nace automáticamente la ley de resistencia, según la cual la falla se presenta cuando un esfuerzo cortante actuante  $\tau$  alcanza el valor S, tal que:

$$S = \sigma \tan \theta$$

Donde  $\theta$  la llamo ángulo de fricción interna, y la definí como una constante del material, estableciendo, que es condición indispensable para que se presente un valor de S el que exista un esfuerzo  $\sigma \neq 0$ . En cambio observó que otros materiales como las arcillas poseen una fuerza cortante aún cuando el esfuerzo normal exterior sea nulo, a los cuales asignó otra fuente resistente al esfuerzo cortante, al cual llamo "cohesión" y la considero de igual manera una constante del material, la resistencia de estos materiales la designó como:

$$S = C$$

Para los suelos que presentan características mixtas "cohesión" y "fricción interna", ésta ecuación conocida como Ley de Coulomb se escribe como:

$$S = C + \sigma \tan \theta$$

Posteriormente Terzagui (1925) basándose en una investigación experimental estableció, que la presión normal debería sustituirse

por la presión intergranular, de modo que la presión admitida, controla los fenómenos de resistencia al esfuerzo cortante o sea la presión efectiva. Por lo que la ecuación anterior se modifico para quedar de la siguiente manera:

$$S = C + (\sigma - \sigma_n) \tan \theta$$

donde:

$\sigma_n$  = presión normal.

Después de Terzagui, Hvorslev hizo notar que la "cohesión" en arcillas saturadas no es constante, ya que varía con el contenido de agua, por lo que la ecuación anterior debe escribirse ahora como:

$$S = f(w) + (\sigma - \sigma_n) \tan \theta$$

donde:

$f(w)$ : factor por contenido de agua.

Cuando se introdujo el método de compresión simple para muestras de suelo cohesivos, se acepto como un medio para determinar de forma rápida la resistencia al corte, el cual puede calcularse como:

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

Donde  $q_u$  representa la resistencia a la compresión simple de un suelo. Este cálculo se basa en el hecho de considerar al ángulo de fricción interna  $\theta$  igual a cero.

El ensayo de compresión simple es ampliamente utilizado debido a lo económico y rápido del método, para obtener la resistencia de los suelos cohesivos, y los resultados que genera son de razonable confiabilidad si se interpretan adecuadamente y reconociendo que el experimento tiene ciertas deficiencias.

Las muestras de suelo cohesivos o cohesivo-friccionante se



prueban hasta que la carga de la muestra comience a decrecer o hasta que se consigue una deformación unitaria del 20%. Los cálculos de esfuerzo deformación unitaria, para obtener el máximo esfuerzo se toma como la resistencia a la compresión inconfineda  $q_u$  del suelo. La curva esfuerzo deformación unitaria se dibuja para obtener el valor de  $q_u$ .

La deformación unitaria  $\epsilon$  se calcula como en mecánica de materiales:

$$\epsilon = \frac{\Delta L}{L_0} \quad \text{mm/mm}$$

$\Delta L$  = Deformación total de la muestra.

$L_0$  = Longitud original

El esfuerzo instantáneo  $\sigma$  se calcula como:

$$\sigma = \frac{P}{A'}$$

$P$  = Carga sobre la muestra en cualquier instante para el valor correspondiente de  $\Delta L$ .

$A$  = Área de la sección transversal de la muestra para la carga correspondiente  $P$  en  $m^2$ .

$A'$  = Área corregida.

En Mecánica de Suelos es común corregir el Área sobre la que actúa la carga, la razón de estas correcciones es permitir una tolerancia sobre la forma como el suelo es cargado en el terreno. Al aplicar esta corrección, el Área de contacto se incrementa, haciendo menor la resistencia última que si se utilizara el Área original. El Área original se corrige considerando que el volumen total del suelo permanece constante. El volumen inicial de la muestra es:

$$V_r = A_0 L_0$$

Pero después de algunos cambios  $\Delta L$ , la longitud de la muestra

prueban hasta que la carga de la muestra comience a decrecer o hasta que se consigue una deformación unitaria del 20%. Los cálculos de esfuerzo deformación unitaria, para obtener el máximo esfuerzo se toma como la resistencia a la compresión inconfiada  $q_u$  del suelo. La curva esfuerzo deformación unitaria se dibuja para obtener el valor de  $q_u$ .

La deformación unitaria  $\epsilon$  se calcula como en mecánica de materiales:

$$\epsilon = \frac{\Delta L}{L_0} \quad \text{mm/mm}$$

$\Delta L$  = Deformación total de la muestra.

$L_0$  = Longitud original

El esfuerzo instantáneo  $\sigma$  se calcula como:

$$\sigma = \frac{P}{A'}$$

$P$  = Carga sobre la muestra en cualquier instante para el valor correspondiente de  $\Delta L$ .

$A$  = Área de la sección transversal de la muestra para la carga correspondiente  $P$  en  $m^2$ .

$A'$  = Área corregida.

En Mecánica de Suelos es común corregir el área sobre la que actúa la carga, la razón de estas correcciones es permitir una tolerancia sobre la forma como el suelo es cargado en el terreno. Al aplicar esta corrección, el área de contacto se incrementa, haciendo menor la resistencia última que si se utilizara el área original. El área original se corrige considerando que el volumen total del suelo permanece constante. El volumen inicial de la muestra es:

$$V_t = A_0 L_0$$

Pero después de algunos cambios  $\Delta L$ , la longitud de la muestra

es:

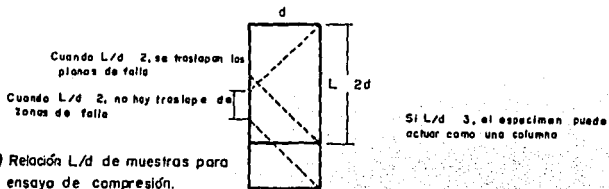
$$V_r = A' (L_0 - \Delta L)$$

igualando ambas ecuaciones se tiene el área corregida  $A'$

$$A' = \frac{A_0}{1 - \epsilon}$$

La relación de la longitud-diámetro del cilindro de prueba debe ser lo suficientemente grande, para evitar que los planos de falla se traslapen (fig. 3.8.), pero suficientemente cortos para que no fallen como columna, la relación de  $L/d$  que satisface esta condición es:

$$2 < L/d < 3$$



b) Esquema de ensayo de compresión simple

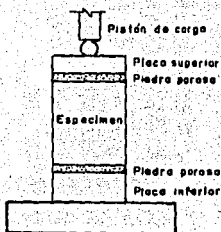


Fig. 3.8. Ensayo de compresión simple.

## PRUEBA DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

Las pruebas de compresión triaxial son las más empleadas en cualquier laboratorio para determinar las características de deformación y resistencia de los suelos; son pruebas en las que se pueden variar a voluntad las presiones actuantes en tres direcciones, sobre un cilindro de prueba. El espécimen que se emplea es generalmente un cilindro labrado, sujeto a presiones laterales de un líquido, protegiéndolo con una membrana impermeable. Para lograr el confinamiento, la muestra se coloca en el interior de una cámara de compresión.

La cámara de compresión triaxial es cilíndrica construida de lucita y que cierra herméticamente, tiene bases metálicas como se muestra en la figura 3.9. En los extremos la muestra se colocan piedras porosas, cuya comunicación con una bureta exterior puede establecerse a voluntad con un segmento de tubo plástico. El agua puede adquirir cualquier presión deseada por acción de un compresor comunicado con ella. La carga axial se transmite por medio de un vástago de la cámara desde el exterior.

Las pruebas triaxiales se realizan en dos etapas. En la primera se aplica a la muestra la presión de la cámara ( $\sigma_c$ ), durante ella puede haber o no drenaje de la muestra, abriendo o cerrando la válvula de salida de agua a través de las piedras porosas permitiendo así que haya o no consolidación en esta etapa. En la segunda etapa o etapa de carga, la muestra se sujeta a un esfuerzo cortante, sometiéndola a esfuerzos principales que ya no son iguales entre sí.

Para distinguir los diferentes tipos de ensayo que pueden realizarse, estos se clasifican considerando ambas etapas de la prueba agrupándose básicamente en los siguientes tipos:

### Ensayo no drenado.

El ensayo no drenado es también llamado no consolidado no drenado o ensayo tipo UU y en algunos casos suele simbolizarse con la letra R. Esta prueba se hace sin permitir en ninguna etapa

consolidación de la muestra. En la primera etapa se le aplica al cilindro una presión hidrostática e inmediatamente después de estabilizar la presión de la cámara, se hace fallar la muestra aplicando la carga axial.

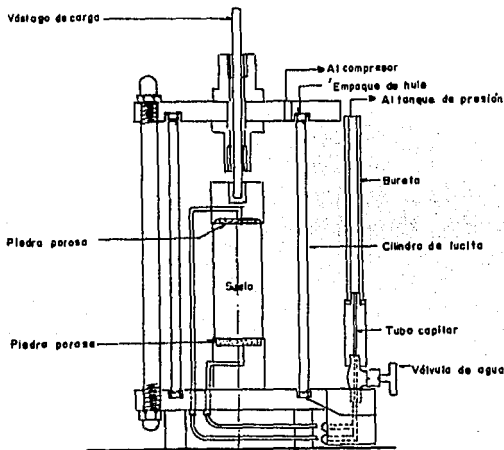


Fig. 3.9.-Esquema de la cámara de compresión triaxial.

Al someter una muestra consolidada naturalmente, a esa misma presión con el agua de la cámara, teóricamente la estructura del suelo tomara toda la presión, puesto que ya ha sido consolidada a esa presión y el agua de la muestra tendra una presión nula. En el

caso de que la presión ejercida por el agua sea mayor a la que el suelo tenía en su estado natural, todo el exceso lo tomara en teoría el agua contenida en la muestra, sin que se altere el grado de consolidación de la misma, consecuentemente al no variar los esfuerzos efectivos, la resistencia mostrada por el suelo ( $P_c$ ) es constante, cualquiera que sea la presión del agua en la etapa inicial.

#### Ensayo consolidado-no drenado.

El ensayo consolidado no drenado es también llamado consolidado-rápido o CU, también denominado R<sub>c</sub>. En éste ensayo, el cilindro se consolida previamente bajo una presión hidrostática  $\sigma_c$  y dejando abierta la válvula de drenaje, por lo que el esfuerzo efectivo se aplica sobre la fase sólida del suelo. En seguida la muestra es llevada a la falla aplicando la carga axial y cerrando la válvula de drenaje para impedir una consolidación adicional durante el periodo de falla.

La primera etapa de éste ensayo es similar a la prueba lenta. La segunda etapa se caracteriza por que se desarrolla una presión neutra en el agua de la muestra y la resistencia a la compresión es menor a la desarrollada en la prueba lenta. Los esfuerzos totales, que son los que el operador aplica al espécimen, son ahora mayores a los efectivos, siendo la diferencia la presión del agua.

En los materiales arcillosos la consolidación es muy lenta, por lo que se han ideado técnicas para reducir el tiempo de consolidación, tales como hacer núcleos de arena en el espécimen, utilizar papel filtro o algodón espaciado alrededor del perímetro superficial de la muestra adyacente a la membrana.

#### Ensayo consolidado-drenado.

Este ensayo es también llamado consolidado lento o ensayo lento CD y en algunas ocasiones se le simboliza con L. En la primera etapa de éste ensayo se somete el cilindro a una presión hidrostática, teniendo abierta la válvula de comunicación con la bureta, lo que permite en un determinado tiempo conseguir una consolidación

completa del espécimen. Con la válvula de drenaje todavía abierta se aplica el esfuerzo desviador, la aplicación de la carga axial debe hacerse en pequeños incrementos, manteniendo cada incremento el tiempo necesario para que la presión del agua en exceso de la hidrostática, se reduzca a cero.

Los esfuerzos actuantes sobre el espécimen de suelo en ésta prueba son todos efectivos, lo que se logra permitiendo el drenaje libre de la muestra a la bureta, completandose con esto la consolidación del suelo bajo los distintos estados de esfuerzo aplicados. En la primera etapa se somete a la muestra a una presión hidrostática ( $\sigma_3$ ) en todas direcciones y, en la segunda etapa, se lleva a la falla con incrementos de carga axial ( $p$ ), permitiendo una consolidación completa en cada incremento. El esfuerzo total axial de falla será designado por  $\sigma_1 = \sigma_3 + P_c$ , donde  $P_c$  se denomina esfuerzo desviador de falla y es el máximo esfuerzo desviador.

El tipo de prueba que se elija para cada caso en particular depende de que tan rápido se produzca la carga en el sitio, es decir el tiempo en el que se aplica un relleno o una carga de cimiento, de lo anterior podemos observar que el ensayo consolidado-drenado es sólo económicamente costeable para obras de gran magnitud, en el cual la carga se terminara de aplicar en varios años, como es el caso de presas. Para obras de mediana importancia los ensayos CU son más reales para la mayoría de los proyectos, mientras que las pruebas UU son ampliamente utilizadas para diseño y construcción de cimentaciones que no se llevan mucho tiempo en su construcción.

## CAPITULO IV

### EXPLORACION Y MUESTREO LLEVADOS A CABO EN EL DISEÑO DE UNA CIMENTACION EN SUELO BLANDO.

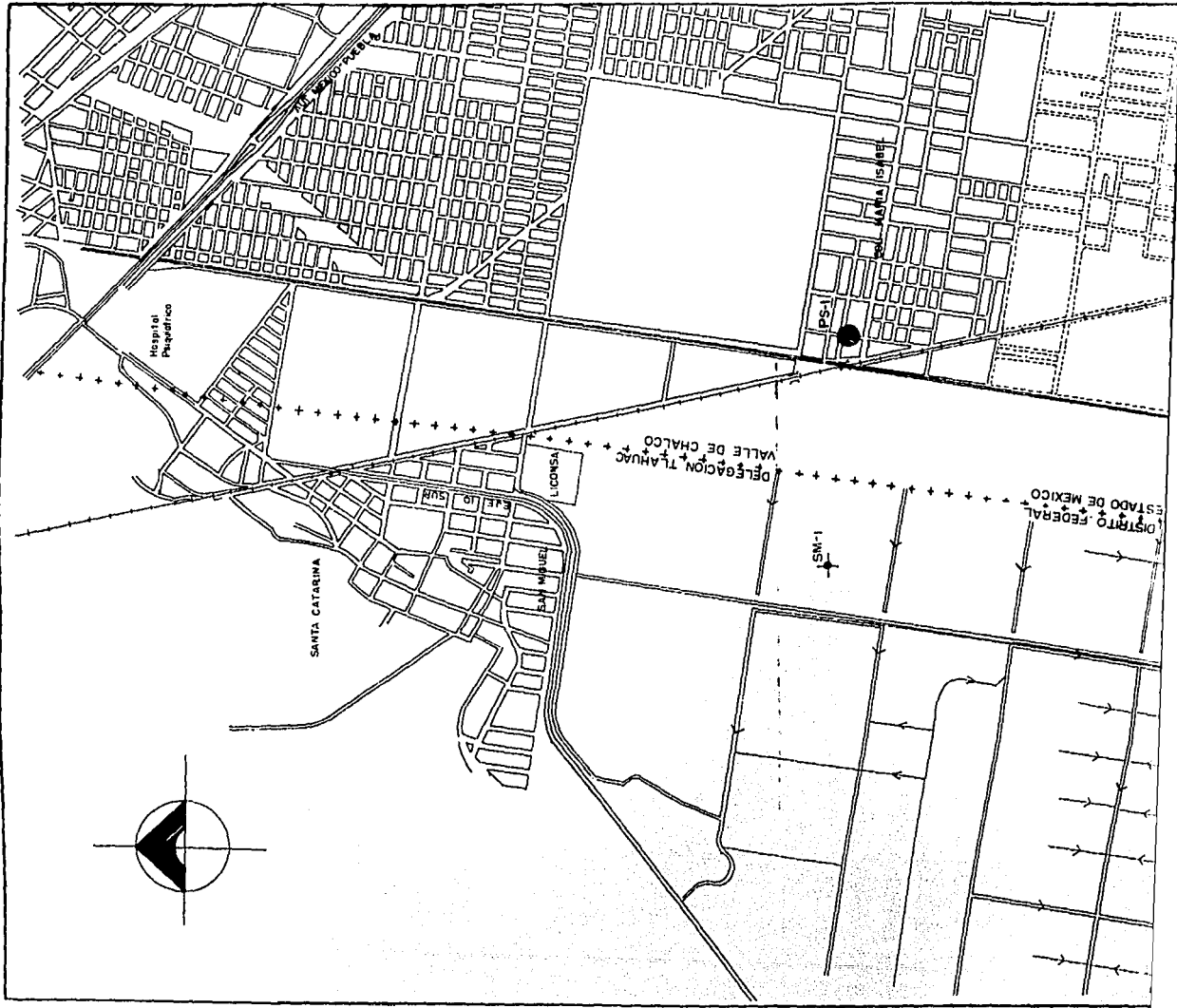
Uno de los fines que se establecieron al inicio de este trabajo, es el determinar los pasos que deben ser considerados para realizar un buen estudio de Mecánica de Suelos, encaminado al análisis y diseño de cimentaciones en suelo blando. En los primeros capitulos se hizo una descripción técnica de los estudios y ensayos que deben realizarse para un buen estudio de Mecánica de Suelos, en este capitulo se ponen en práctica los conocimientos técnicos, aplicandolos en un caso práctico.

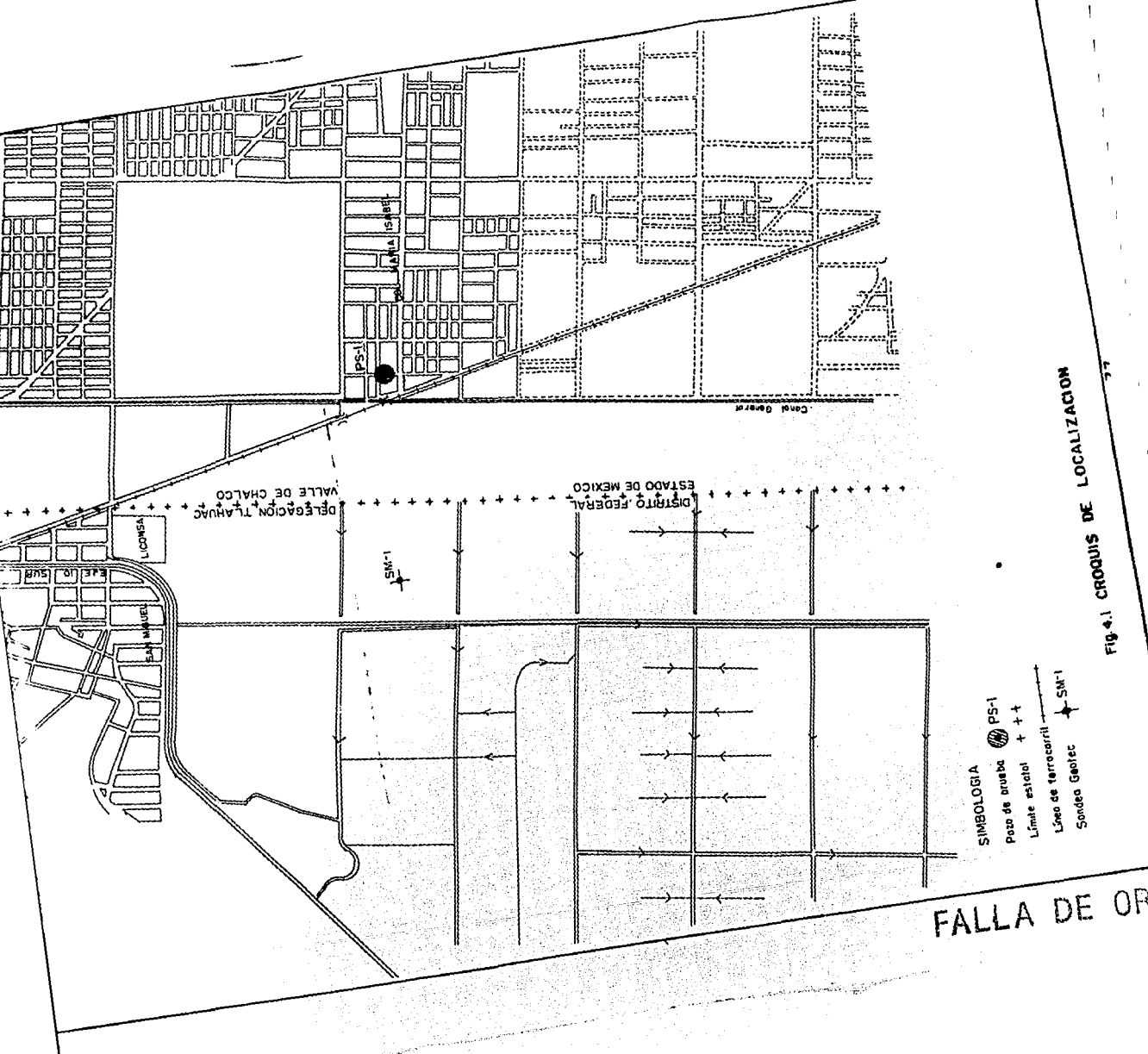
Para mostrar los pasos que deben seguirse en la realización de un buen estudio geotécnico, se realizo un análisis completo del suelo en la colonia María Isabel en el Municipio Valle de Chalco, Edo. de México. Se eligio éste sitio como lugar de estudio debido a su cercanía con el Distrito Federal y conocimiento aproximado de las características de la zona, establecidas por la zonificación del Distrito Federal y conocimiento con anterioridad del lugar. En la figura 4.1. se muestra un croquis de la localización del lugar, donde se observa su cercanía con el D.F.

Otra de las causas que origina la elección de éste lugar de estudio es el poco conocimiento que se tiene de las características del sitio, originado por la poca exploración del lugar, ya que al ser hasta hace algunos años terrenos federales resultaba innecesaria la realización de estudios geotécnicos del lugar. Actualmente con la creación de nuevas zonas urbanas en el lugar se da la necesidad de conocer las características del subsuelo del sitio, a fin de establecer el margen de seguridad de las estructura que se habrán de construir y de las ya existentes. Aunado a lo anterior, se agrega un particular interés por conocer la causa de



los problemas que se presentan en la construcción de estructuras  
construidas por el gobierno del estado, como son estructuras para el  
sistema de drenaje y agua potable.





- SIMBOLOGIA**
- PS-1
  - Pozo de prueba
  - + + + Límite estrat
  - Línea de ferrocarril
  - ✦ SM-1
  - ✦ Sondeo Geotec

Fig. 4.1 CROQUIS DE LOCALIZACION

FALLA DE OR

#### 4.1. Información general del subsuelo.

El lago de Chalco se encuentra localizado en el interior del Valle de México, presentando características y propiedades del subsuelo de la zona III del Distrito Federal. El subsuelo de la zona del Valle de Chalco se compone de depósitos lacustres arcillosos y limoarcillosos de alta compresibilidad y reducida resistencia al esfuerzo cortante, estas arcillas se originaron debido a las erupciones del Popocatepetl que arrojaron una gran cantidad de cenizas, que con el paso del tiempo formaron grandes bloques, que con la ayuda de agentes erosivos como el agua, fueron arrastrados hacia las partes más bajas, mezclándose con aluviones y materia orgánica para formar los depósitos lacustres.

Según curvas de igual hundimiento tomadas por la DGCOR entre 1985 y 1987 el hundimiento en la zona de estudio, alcanza valores hasta de 28 cm/año y entre 1987-1989 de 33 cm/año. En el resto del Exlago de Chalco no se cuenta con datos del hundimiento, aunque se sabe que existe, como se observa en los ademes de algunos pozos de bombeo. A la extracción de agua en estos pozos se atribuye principalmente los abatimientos observados en las estaciones piezométricas y por tanto, el hundimiento regional de la zona.

#### 4.2 Reconocimiento del sitio.

Al Valle de Chalco al formar parte del Valle de México se le puede clasificar dentro de la zona número tres del sistema de zonificación del Distrito Federal. Por lo que pueden esperarse suelos altamente compresibles hasta profundidades de más de 85 m, a excepción de algunos estratos compuestos de arcillas muy duras. Intercalados en estos estratos pueden encontrarse lentes y vetas de arena, limo y vidrio volcánico, de espesores menores de un metro. Entre los 2.3 y 4.5 m. de profundidad pueden encontrarse contenidos variables de microfósiles.

Esta zona está cubierta por suelos aluviales y rellenos artificiales, el espesor de este conjunto puede ser mayor a 50 cm. Las construcciones existentes que son generalmente tipo casa habitación no presentan problemas que puedan atribuirse a la capacidad de carga o asentamientos diferenciales del lugar.

En donde pueden observarse problemas es en algunas de las estructuras construidas sobre las calles donde se colocó la red primaria de drenaje, donde se abrieron zanjas de 4 m. de profundidad y hasta 4 m de ancho sin adome, lo que originó el deslizamiento de algunas estructuras hacia el lugar de la excavación, por lo que se modificó el proceso constructivo, realizando excavaciones de pequeñas longitudes, adomando para colocar la tubería y rellenando inmediatamente después para evitar deslizamientos.

#### 4.2 Reconocimiento del sitio.

Al Valle de Chalco al formar parte del Valle de México se le puede clasificar dentro de la zona número tres del sistema de zonificación del Distrito Federal. Por lo que pueden esperarse suelos altamente compresibles hasta profundidades de más de 85 m, a excepción de algunos estratos compuestos de arcillas muy duras. Intercalados en estos estratos pueden encontrarse lentes y vetas de arena, limo y vidrio volcánico, de espesores menores de un metro. Entre los 2.3 y 4.5 m. de profundidad pueden encontrarse contenidos variables de microfósiles.

Esta zona está cubierta por suelos aluviales y rellenos artificiales, el espesor de este conjunto puede ser mayor a 50 cm. Las construcciones existentes que son generalmente tipo casa habitación no presentan problemas que puedan atribuirse a la capacidad de carga o asentamientos diferenciales del lugar.

En donde pueden observarse problemas es en algunas de las estructuras construidas sobre las calles donde se colocó la red primaria de drenaje, donde se abrieron zanjas de 4 m. de profundidad y hasta 4 m de ancho sin adome, lo que originó el deslizamiento de algunas estructuras hacia el lugar de la excavación, por lo que se modificó el proceso constructivo, realizando excavaciones de pequeñas longitudes, adomando para colocar la tubería y rellenando inmediatamente después para evitar deslizamientos.

### 4.3 Exploración y obtención de muestras.

El método de exploración que se empleó para el estudio de **Mécanica de Suelos** de éste lugar es un pozo a cielo abierto, el cual es económico y efectivo, ya que permite observar directamente las características de cada uno de los estratos, con el inconveniente de que en éste caso en particular resultaría económicamente incosteable realizarlo a profundidades mayores de 3 m., debido a la cantidad de arena que tiene cada uno de los estratos y al nivel freático tan alto de la zona, lo que generaría un gasto adicional de ademado y bombeo del pozo.

El estudio de **Mécanica de Suelos** de éste lugar se pudo llevar a cabo hasta los 4 m. gracias a que en el lugar se hacen excavaciones para colocar la red primaria de drenaje de la colonia, por lo que se pudo utilizar una de las paredes de la excavación para extraer la muestra inalterada.

En los primeros 50 cm de la excavación se encontró material de relleno compuesto básicamente de tierra amarilla con pedasera de tabique y concreto además de una capa superficial de material oscuro con arena fina.

Bajo los 50 cm. y hasta los 2.40 m. se tiene material de color gris oscuro de apariencia arenosa mezclada con una pequeña cantidad de gravilla de color blanco de muy poca resistencia. Puede percibirse además un ligero olor a materia orgánica en descomposición.

Pasados los 2.4 m y hasta los 2.75 m., se encontró material de características muy similares a los encontrados en el estrato anterior, con la diferencia de que la cantidad de gravilla es notoriamente mayor y al igual que el anterior se percive un olor a materia orgánica. Además se observa que el contenido de humedad es mayor en éste estrato que en el anterior.

De los 2.75 m y hasta 3.00 m. se encontro un estrato de suelo

mucho más fino, de color café-rojizo, de consistencia muy blanda, observándose una gran cantidad de pequeñas raicillas muy delgadas, y la formación de pequeñas grietas en el estrato. Debido a la consistencia y a las grietas no se pudo obtener muestra inalterada de éste estrato.

Entre los 3.20 y 3.45 m. de profundidad se encontró un estrato de arena fina muy uniforme, de color gris claro, observándose pocos grumos de material más fino y de color gris más oscuro.

Por debajo de los 3.45 m y hasta la profundidad del pozo (4 m.) se observó un estrato de color gris oscuro, de apariencia arenosa de muy poca cohesión y con un marcado olor a materia orgánica.

Debido al bombeo continuo en el lugar de exploración no se pudo determinar la profundidad del nivel freático, pero en sitios muy cercanos éste se encuentra a una profundidad promedio de 1.10 m.

La muestra inalterada se obtuvo a una profundidad de 2.40 m ya que a una profundidad mayor fue imposible debido a la inestabilidad del terreno y al exceso de agua en los estratos.



#### **4.4. Ensayes de laboratorio.**

De la exploración se obtuvieron muestras inalteradas a las cuales se les determinó contenido de agua (W%), granulometría, límite líquido (LL), plástico (LP) y densidad de sólidos, datos que sirven para clasificar los suelos de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de suelos (SUGS).

De la muestra inalterada obtenida a los 2.40 m. se determinó su compresibilidad, sometiendo un cilindro a un ensaye de consolidación unidimensional. Además de determinar la compresibilidad de la muestra se sometieron cilindros a ensayes de compresión simple y compresión triaxial rápida, para obtener sus parámetros de resistencia al esfuerzo cortante.

**FIGURAS Y CALCULOS**

**U. N. A. M.  
ENEP ARAGON**

SONDEO No. PS-1 ENSAYE 1  
 MUESTRA No. 1 PROF. 0.50 - 2.40m  
 LOCALIZACION Col. Ma Isabel Valle de Chalco  
 DESCRIPCION Arcilla arenosa color gris obscuro

**ANALISIS  
GRANULOMETRICO**

COMPOSICION GRANULOMETRICA

MALLA No.	ABERTURA	TARA	TARA+SUELO	PESO SUELO	PORCENTAJE	RETENIDO	PORCENTAJE
	mm	gr.	RETENIDO	RETENIDO	%	ACUMULADO	QUE PASA
			gr.	gr.		%	%
4	4 700	4.53	4.53	0 00	0.000	0 000	100.00
8	2 380	4.58	0.34	3 78	0.758	0 758	99.244
10	1 850	4.53	8.47	3 94	0.788	1 544	98.458
30	0 590	4.58	12.41	7 85	1.570	3 114	98.888
40	0 420	4.55	15.93	11 28	2.258	5 370	94.630
80	0 248	4.58	46.84	42 08	8.418	13 788	88.214
100	0 147	4.55	88.08	81.51	12.302	26 088	73.812
200	0 074	4.56	77.21	72.85	14.520	40 818	59.382
CHAROL	0.000	4.54	9 87	5 33	1.088		

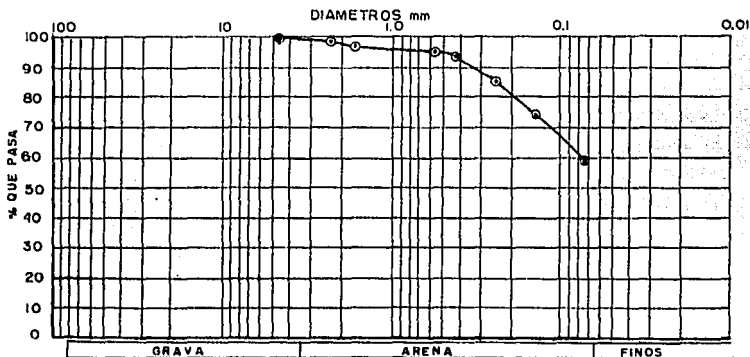


Tabla IV.1.1

D<sub>10</sub> = \_\_\_\_\_

D<sub>30</sub> = \_\_\_\_\_

D<sub>60</sub> = \_\_\_\_\_

CLASIFICACION \_\_\_\_\_

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

$$Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$$

METODO DE LAVADO

Peso Muestra total seca  
 ( Sin lavado de muestra ) = 500 gr.  
 Peso muestra seca +  
 tara (muestra lavada) = 331.83 gr  
 Peso tara = 123.42 gr  
 Peso muestra seca = 208.91 gr

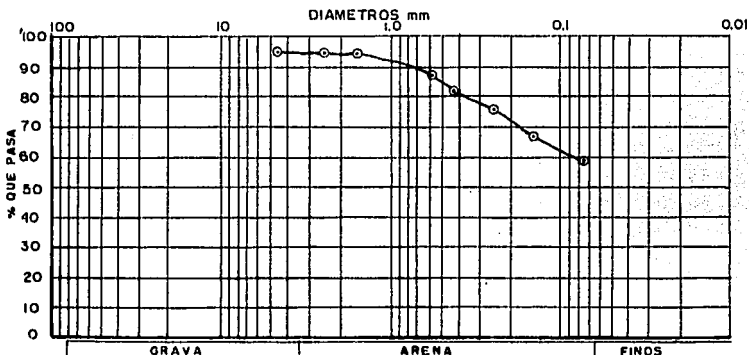
**U. N. A. M.  
E. N. E. P. ARAGON**

SONDEO No. PS-1 ENSAYE 2  
 MUESTRA No. 2 PROF. 240-275 m.  
 LOCALIZACION Col. Ma Isabel, Valle de Chalco.  
 DESCRIPCION arcilla arenosa color gris oscuro.

**ANALISIS  
GRANULOMETRICO**

**COMPOSICION GRANULOMETRICA**

MALLA No.	ABERTURA	TARA	TARA+SUELO	PESO SUELO	PORCENTAJE	RETENIDO	PORCENTAJE
	mm.	gr.	gr.	gr.	%	%	QUE PASA %
4	4 700	4.58	21.01	18.45	3.28	3.29	96.710
8	2.380	4.54	8.09	3.55	0.71	4.001	98.999
10	1.850	4.56	5.31	0.75	0.150	4.151	95.849
30	0.580	4.53	48.73	42.20	8.440	12.591	87.409
40	0.420	4.58	28.73	24.17	4.830	17.421	82.579
80	0.248	4.55	33.80	29.65	5.930	23.351	76.649
100	0.147	4.58	50.13	45.57	9.114	32.465	67.535
200	0.074	4.55	45.87	41.12	8.224	40.689	59.311
CHAROL	0.000	4.58	15.83	11.27	0.022		



**Tabla IV.1.2**

D<sub>10</sub> = \_\_\_\_\_

D<sub>30</sub> = \_\_\_\_\_

D<sub>60</sub> = \_\_\_\_\_

CLASIFICACION \_\_\_\_\_

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$$

**METODO DE LAVADO**

Peso Muestra total seca  
 (Sin lavado de muestra) = 500 gr.  
 Peso muestra seca +  
 tara (muestra lavada) = 337.94  
 Peso tara = 122.89  
 Peso muestra seca = 215.05

**U. N. A. M.  
E. N. E. P. ARAGON**

SONDEO No. PS-1 ENSAYE 3  
 MUESTRA No. 3 PROF. 2.75-3.20 m.  
 LOCALIZACION Col. Ma. Isabel Valle de Chalco  
 DESCRIPCION Arcilla color café-rosado

**ANALISIS  
GRANULOMETRICO**

COMPOSICION GRANULOMETRICA

MALLA No.	ABERTURA	TARA	TARA+SUELO	PESO SUELO	PORCENTAJE	RETENIDO	PORCENTAJE
	mm.	gr.	RETENIDO	RETENIDO	RETENIDO	ACUMULADO	QUE PASA
			gr.	gr.	%	%	%
4	4.750	4.58	13.08	8.53	1.708	1.708	98.29
8	2.380	4.55	8.42	3.87	0.774	2.480	97.52
10	1.850	4.58	5.34	0.78	0.158	2.638	97.38
30	0.590	4.58	5.08	0.50	0.100	2.738	97.28
40	0.420	4.58	5.17	0.81	0.122	2.860	97.14
80	0.248	4.54	5.14	0.80	0.120	2.978	97.02
100	0.147	4.58	21.34	18.78	3.358	6.334	93.70
200	0.074	4.55	48.37	41.82	8.384	14.694	85.30
CHAROL	0.000	4.58	10.54	5.98			

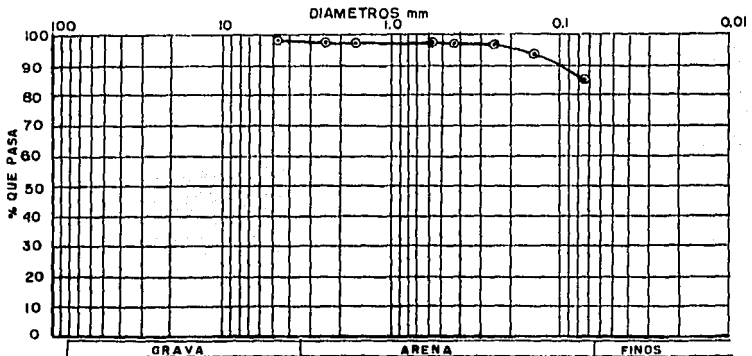


Tabla IV. 1. 3

D<sub>10</sub> = \_\_\_\_\_

D<sub>30</sub> = \_\_\_\_\_

D<sub>60</sub> = \_\_\_\_\_

CLASIFICACION \_\_\_\_\_

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$$

METODO DE LAVADO

Peso Muestra total seca  
 (Sin lavado de muestra) = 500 gr.  
 Peso muestra seca +  
 tara (muestra lavada) = 201.85  
 Peso tara = 121.83  
 Peso muestra seca = 80.32

FALLA DE ORIGEN

**U. N. A. M.  
E. N. E. P. ARAGON**

SONDEO No. PE-1 ENSAYE 4  
 MUESTRA No. 4 PROF. 3.20-3.45 m.  
 LOCALIZACION Col. Ma Isabel Valle de Chalco  
 DESCRIPCION Arena fina color gris claro

**ANALISIS  
GRANULOMETRICO**

COMPOSICION GRANULOMETRICA

MALLA No.	ABERTURA	TARA	TARA+SUELO	PESO SUELO	PORCENTAJE	RETENIDO	PORCENTAJE
	mm	gr.	RETENIDO	RETENIDO	RETENIDO	ACUMULADO	QUE PASA
			gr	gr.	%	%	%
4	4 700	4.53	4.53	0.00	0.000	0.000	100.00
8	2 380	4.55	4.55	0.00	0.000	0.000	100.00
10	1 850	4.58	4.58	0.00	0.000	0.000	100.00
30	0 590	4.58	4.82	0.08	0.010	0.010	99.990
40	0 420	4.55	45.42	40.87	8.174	8.184	91.818
80	0 246	4.55	142.24	137.69	27.540	35.724	64.276
100	0 147	4.58	284.20	259.64	51.930	87.654	12.346
200	0 074	4.58	35.67	31.31	6.280	93.914	6.086
CHAROL	0.000	4.53	33.18	28.83	5.728	99.840	

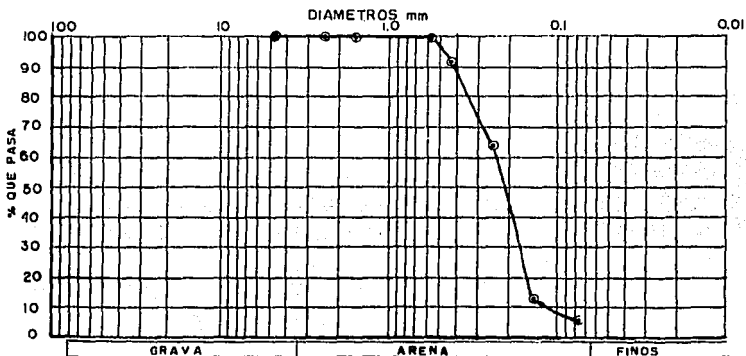


Tabla IV. 1. 4

D<sub>10</sub> = 0.130

D<sub>30</sub> = 0.180

D<sub>60</sub> = 0.230

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 1.769$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} = 0.856$$

Peso Muestra total seca  
(Sin levado de muestra) = 500 gr.

CLASIFICACION BP-8C Arena mal graduada con arcilla orgánica

**U. N. A. M.  
EN P. ARAGON**

SONDEO No. PS-1 ENSAYE 5  
 MUESTRA No. 5 PROF. 345-400m  
 LOCALIZACION Col. Ma Isabel, Valle de Chalco  
 DESCRIPCION arcilla arenosa color que oscuro

**ANALISIS  
GRANULOMETRICO**

COMPOSICION GRANULOMETRICA

MALLA No.	ABERTURA mm	TARA gr.	TARA+SUELO	PESO SUELO	PORCENTAJE	RETENIDO	PORCENTAJE
			RETENIDO gr.	RETENIDO gr.	RETENIDO %	ACUMULADO %	QUE PASA %
4	4 700	4 58	7 98	3 42	0 684	0 884	99 32
8	2 380	4 55	4 55	0 00	0 000	0 884	99 32
10	1 850	4 53	4 53	0 00	0 000	0 884	99 32
30	0 590	4 55	14 89	10 14	2 078	2 712	97 29
40	0 420	4 58	52 90	48 34	9 868	12 380	87 87
60	0 248	4 55	60 18	55 84	11 128	23 508	78 48
100	0 147	4 55	80 82	58 27	11 254	34 762	65 24
200	0 074	4 58	47 75	43 19	8 838	43 400	58 60
CHAROL	0 000	4 53	8 71	4 18	0 838		

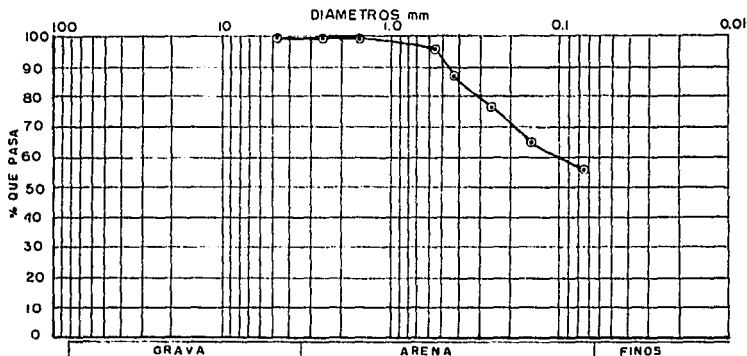


Tabla IV. 1. 5

D<sub>10</sub> = \_\_\_\_\_

D<sub>30</sub> = \_\_\_\_\_

D<sub>60</sub> = \_\_\_\_\_

CLASIFICACION: \_\_\_\_\_

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

$$C_c = \frac{(D_{60})^2}{D_{10} \times D_{30}}$$

METODO DE LAVADO

Peso Muestra total seca  
 ( Sin lavado de muestra ) = 500 gr  
 Peso muestra seca +  
 tara (muestra lavada) = 342 18 gr  
 Peso tara = 120 19 gr  
 Peso muestra seca = 221 97 gr

**U. N. A. M**  
**E N E P. ARAGON**

SONDEO No. ES-1 ENSAYE No: 1  
 MUESTRA No. 1 PROF: 0.56 - 2.40  
 DESCRIPCIÓN Arcilla color gris oscuro con arena y olor a materia orgánica

**LIMITES DE PLASTICIDAD**

FECHA 5 Dic. 94 OPERADOR M.S.C. CALCULISTA: M.S.C.

**LIMITE LIQUIDO**

Cápsula No.	Número de golpes	Peso cápsula + suelo húmedo gr	Peso cápsula + suelo seco gr	Peso del agua gr	Peso de la cápsula gr	Peso del suelo seco gr	Contenido de humedad %
1	38	91.34	71.66	19.69	53.18	18.47	106.60
2	28	83.49	67.19	16.30	53.17	14.02	116.26
3	21	87.38	68.83	18.55	53.07	15.76	117.70
4	17	100.87	74.75	26.12	53.10	21.65	120.66

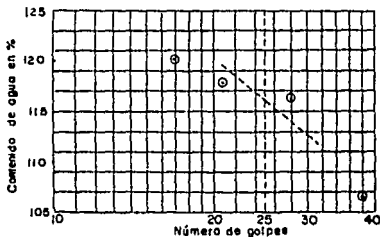
**LIMITE PLASTICO**

5	————	75.48	66.96	8.53	53.18	13.77	61.96
6	————	78.17	68.69	9.48	56.14	13.66	69.96
7	————	74.91	66.67	8.24	56.11	11.96	71.28

**HUMEDAD NATURAL**

9	————	96.43	71.19	24.24	47.27	23.92	101.34
---	------	-------	-------	-------	-------	-------	--------

Tabla IV.2.1.



w = 101.34 %

LL = 116.00 %

LP = 67.73 %

lp = 48.27 %

Clasificación: OH arcilla orgánica de alta compresibilidad.

OBSERVACIONES \_\_\_\_\_



**U. N. A. M.  
EN E.P. ARAGON**

SONDEO No. PS-1 ENSAYE No. 2  
 MUESTRA No. 1 PROF. 0.50 - 2.40 m.  
 DESCRIPCIÓN Arcilla color gris oscuro con arena y olor a materia orgánica

**LIMITES DE  
PLASTICIDAD**

FECHA 6 - Dic. - 94 OPERADOR M.S.C. CALCULISTA: M.S.C.

**LIMITE LIQUIDO**

Capsula No.	Número de golpes	Peso capsula + suelo húmedo gr	Peso capsula + suelo seco gr	Peso del agua gr	Peso de la capsula gr	Peso del suelo seco gr	Contenido de humedad %
1	31	68.79	69.62	19.17	52.98	16.64	115.20
2	26	89.08	70.07	19.01	53.12	18.95	116.87
3	24	85.42	67.89	17.53	53.08	14.81	118.37
4	20	85.68	68.07	17.61	53.13	14.94	119.21

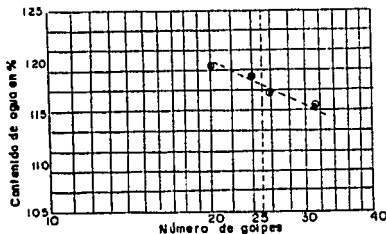
**LIMITE PLASTICO**

5	.....	76.91	67.36	8.66	55.18	12.17	70.34
6	.....	77.32	68.48	9.44	55.13	13.35	70.71
7	.....	76.06	67.30	8.78	55.09	12.21	71.91

**HUMEDAD NATURAL**

8	.....	109.89	77.40	31.49	47.10	30.30	103.93
---	-------	--------	-------	-------	-------	-------	--------

Tabla IV.2.2



w = 103.93 %

LL = 117.40 %

LP = 70.97 %

lp = 45.03 %

Clasificación: OH arcilla orgánica de alta compresibilidad.

OBSERVACIONES \_\_\_\_\_

**U. N. A. M.  
E.N.E.P. ARAGON**

SONDEO No. BS-1 ENSAYE No. 3  
 MUESTRA No. 1 PROF: 0.50 - 2.40 m.  
 DESCRIPCIÓN Arcilla color gris oscuro con arena y olor a materia orgánica

**LIMITES DE  
PLASTICIDAD**

FECHA 6. Dic. 94 OPERADOR: M.S.C. CALCULISTA: M.S.C.

**LIMITE LIQUIDO**

Cápsula No.	Número de golpes	Peso cápsula + suelo húmedo gr	Peso cápsula + suelo seco gr	Peso del agua gr	Peso de la cápsula gr	Peso del suelo seco gr	Contenido de humedad %
1	31	95.46	72.76	22.70	53.11	19.66	116.52
2	29	98.72	74.19	24.53	53.08	21.10	116.36
3	24	69.56	69.91	19.67	53.19	16.72	117.64
4	17	103.24	75.60	27.44	53.02	22.78	120.46

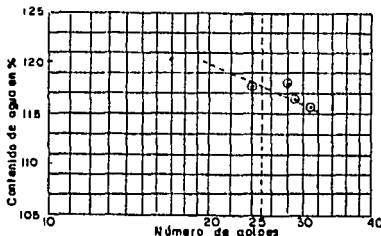
**LIMITE PLASTICO**

5	————	75.01	66.69	8.32	55.15	11.54	72.10
6	————	74.94	66.81	8.13	55.16	11.65	69.78
7	————	79.66	69.67	10.19	56.13	14.54	70.08

**HUMEDAD NATURAL**

8	————	110.09	67.99	42.16	27.91	40.02	105.35
---	------	--------	-------	-------	-------	-------	--------

Tabla IV. 2.3



w = 105.35 %

LL = 117.60 %

LP = 70.65 %

Ip = 48.95 %

Clasificación: OH arcilla orgánica de alta compresibilidad.

OBSERVACIONES \_\_\_\_\_

**U. N. A. M.  
E.N.E.P. ARAGON**

SONDEO No. PS-1 ENSAYE No. 4  
 MUESTRA No. 2 PROF: 240-275 m  
 DESCRIPCIÓN Arcilla color gris obscuro con arena y olor a materia orgánica

**LIMITES DE  
PLASTICIDAD**

FECHA 6 Dic - 94 OPERADOR M.S.C CALCULISTA M.S.C

**LIMITE LIQUIDO**

Cápsula No.	Número de golpes	Peso cápsula + suelo húmedo gr	Peso cápsula + suelo seco gr	Peso del agua gr	Peso de la cápsula gr	Peso del suelo seco gr	Contenido de humedad %
1	33	42.87	29.89	12.98	26.22	3.67	353.68
2	26	72.35	52.64	19.71	47.12	5.52	357.06
3	24	67.94	51.86	16.08	47.43	4.43	362.98
4	14	64.31	50.73	13.58	47.28	3.45	393.62

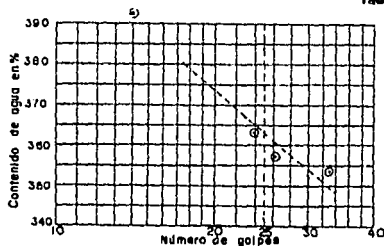
**LIMITE PLASTICO**

5	————	75.16	63.37	11.79	55.12	8.25	142.91
6	————	76.14	63.67	12.47	55.09	8.58	145.34
7	————	75.89	63.81	12.08	55.07	8.74	139.21

**HUMEDAD NATURAL**

8	————	99.34	50.02	49.32	38.04	13.90	362.79
---	------	-------	-------	-------	-------	-------	--------

Tabla IV.2.4



$w = \underline{352.79} \%$

$LL = \underline{363.01} \%$

$LP = \underline{142.15} \%$

$Ip = \underline{220.86} \%$

Clasificación: OH arcilla orgánica de alta compresibilidad.

OBSERVACIONES \_\_\_\_\_

**U. N. A. M.  
E.N.E.P. ARAGON**

SONDEO No. PS-1 ENSAYE No. 5  
 MUESTRA No. 2 PROF: 240-276 m  
 DESCRIPCIÓN Arcilla color gris oscuro con arena y olor a materia orgánica

**LIMITES DE  
PLASTICIDAD**

FECHA 6 - Dic - 94 OPERADOR: M.S.C. CALCULISTA: M.S.C.

**LIMITE LIQUIDO**

Cápsula No.	Número de golpes	Peso cápsula + suelo húmedo gr	Peso cápsula + suelo seco gr	Peso del agua gr	Peso de la cápsula gr	Peso del suelo seco gr	Contenido de humedad %
1	32	83.47	59.94	23.53	53.09	6.86	343.50
2	26	80.32	59.98	21.34	53.03	5.93	368.65
3	21	80.11	60.89	21.22	53.28	6.61	378.25
4	15	80.39	58.72	21.67	53.12	5.80	366.96

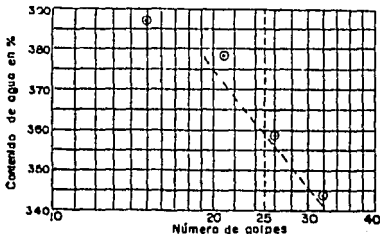
**LIMITE PLASTICO**

5	————	67.03	60.03	7.00	55.08	4.95	141.41
6	————	67.02	60.16	6.86	55.14	5.02	136.65
7	————	66.86	60.19	6.67	55.06	5.13	130.02

**HUMEDAD NATURAL**

8	————	106.11	60.19	44.92	47.25	12.94	347.14
---	------	--------	-------	-------	-------	-------	--------

Tabla IV.2.5



$w = \underline{347.17} \%$

$LL = \underline{360.60} \%$

$LP = \underline{136.03} \%$

$Ip = \underline{232.57} \%$

Clasificación: OH Arcilla orgánica de alta compresibilidad.

OBSERVACIONES \_\_\_\_\_

**U. N. A. M.**  
**E. N. E. P. ARAGON**

SONDEO No. PS-1 ENSAYE No. 6  
 MUESTRA No. 2 PROF.: 2.40-2.75 m.  
 DESCRIPCIÓN Arcilla color gris oscura con arena y olor a materia orgánica

**LIMITES DE  
PLASTICIDAD**

FECHA 7-Dic.-94 OPERADOR M.S.C. CALCULISTA: M.S.C.

**LIMITE LIQUIDO**

Cápsula No	Número de golpes	Peso cápsula + suelo húmedo gr	Peso cápsula + suelo seco gr	Peso del agua gr	Peso de la cápsula gr	Peso del suelo anco gr	Contenido de humedad %
1	28	81.62	59.33	22.29	53.00	6.33	352.13
2	26	79.06	59.76	20.32	53.15	5.61	362.21
3	21	75.53	57.81	17.72	53.07	4.74	373.84
4	19	77.12	58.13	16.99	53.16	4.97	382.09

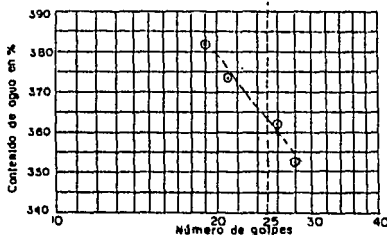
**LIMITE PLASTICO**

5	—	66.68	59.42	6.26	64.94	4.48	139.73
6	—	67.66	60.31	7.34	65.15	5.16	142.25
7	—	69.24	61.15	8.09	65.13	6.02	134.38

**HUMEDAD NATURAL**

8	—	90.67	41.93	48.74	27.97	13.96	349.14
---	---	-------	-------	-------	-------	-------	--------

Tabla IV. 2. 6



w = 349.14 %

LL = 362.90 %

LP = 139.21 %

lp = 223.69 %

Clasificación: OH arcilla orgánica de alta compresibilidad

OBSERVACIONES \_\_\_\_\_

**U. N. A. M.**  
**E.N.E.P. ARAGON**

SONDEO No. PS-1 ENSAYE No. 7  
MUESTRA No. 3 PROF. 275 a 320 m.  
DESCRIPCIÓN Arcilla de color café-rojo

**LIMITES DE  
PLASTICIDAD**

FECHA 7-Dic-84 OPERADOR M.S.C. CALCULISTA M.S.C.

**LIMITE LIQUIDO**

Cápsula No	Número de golpes	Peso cápsula + suelo húmedo gr	Peso cápsula + suelo seco gr	Peso del agua gr	Peso de la cápsula gr	Peso del suelo seco gr	Contenido de humedad %
1	33	59.62	49.87	9.75	47.36	2.51	388.45
2	30	57.63	51.25	16.38	47.19	4.06	403.45
3	23	57.60	40.15	17.45	36.12	4.03	433.00
4	15	70.21	51.53	18.68	47.34	4.19	445.02

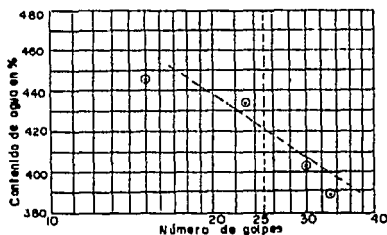
**LIMITE PLASTICO**

5	————	50.97	49.04	1.93	47.36	1.54	114.83
6	————	31.86	28.93	2.92	26.31	2.62	111.45
7	————	51.01	49.04	1.97	47.18	1.86	105.91

**HUMEDAD NATURAL**

8	————	114.32	62.67	51.66	47.28	15.39	336.60
---	------	--------	-------	-------	-------	-------	--------

Tabla IV.2.7



$w = 395.76$  %

$LL = 420.20$  %

$LP = 110.75$  %

$Ip = 309.45$  %

Clasificación CH Arcilla inorgánica de alta plasticidad color café-rojo

OBSERVACIONES \_\_\_\_\_

**U. N. A. M.  
E.N.E.P. ARAGON**

SONDEO No. PS-1 ENSAYE No. 6  
 MUESTRA No. 3 PROF: 275-320m  
 DESCRIPCIÓN Arcilla color café - rojo

**LIMITES DE  
PLASTICIDAD**

FECHA \_\_\_\_\_ OPERADOR M.S.C. CALCULISTA: M.S.C.

**LIMITE LIQUIDO**

Cápsula No	Número de golpes	Peso cápsula + suelo húmedo gr	Peso cápsula + suelo seco gr	Peso del agua gr	Peso de la cápsula gr	Peso del suelo seco gr	Contenido de humedad %
1	40	70.52	52.22	18.30	47.43	4.79	362.05
2	53	69.52	51.98	17.94	47.01	4.67	392.68
3	21	61.98	41.04	20.96	36.92	5.12	409.18
4	17	75.26	52.68	22.58	47.42	5.26	429.28

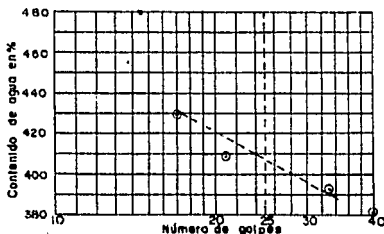
**LIMITE PLASTICO**

5	-----	57.69	52.29	5.40	47.50	4.79	112.73
6	-----	59.26	53.21	6.06	47.96	5.26	115.02
7	-----	57.31	46.03	11.28	35.81	10.22	110.37

**HUMEDAD NATURAL**

8	-----	84.84	39.46	45.38	26.27	13.19	344.06
---	-------	-------	-------	-------	-------	-------	--------

Tabla IV.2.8



w = 344.06 %

LL = 409.30 %

LP = 112.70 %

IP = 295.60 %

Clasificación CH Arcilla inorgánica de alta plasticidad color café - rojo.

OBSERVACIONES \_\_\_\_\_

**U. N. A. M.**  
**E.N.E.P. ARAGON**

SONDEO No. PS-1 ENSAYE No. 9  
MUESTRA No. 3 PROF. 2.75 - 3.20 m.  
DESCRIPCIÓN Arcilla color café - rojo

**LIMITES DE  
PLASTICIDAD**

FECHA B. Dic. 94 OPERADOR M.S.C. CALCULISTA: M.S.C.

**LIMITE LIQUIDO**

Cápsula No.	Número de golpes	Peso cápsula + suelo humedo gr	Peso cápsula + suelo seco gr	Peso del agua gr	Peso de la cápsula gr	Peso del suelo seco gr	Contenido de humedad %
1	30	91.54	60.79	30.75	56.13	7.66	401.44
2	26	90.37	62.08	28.29	56.09	6.99	404.72
3	23	89.38	60.64	28.74	53.69	6.95	413.52
4	20	90.12	62.33	27.79	56.66	6.69	416.02

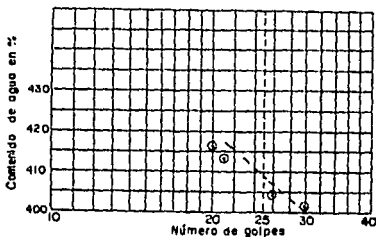
**LIMITE PLASTICO**

5	————	84.06	58.41	5.64	53.09	5.32	106.01
6	————	67.28	61.01	6.27	55.69	5.43	115.47
7	————	63.61	59.15	4.46	55.25	3.90	114.36

**HUMEDAD NATURAL**

8	————	84.97	46.69	36.28	36.02	10.67	358.76
---	------	-------	-------	-------	-------	-------	--------

Tabla IV.2.9



w = 358.76 %

LL = 409.20 %

LP = 111.92 %

lp = 297.20 %

Clasificación: CH Arcilla inorgánica de alta plasticidad color café-rojo

OBSERVACIONES \_\_\_\_\_



**U. N. A. M.  
E.N.E.P. ARAGON**

SONDEO No. PS - 1 ENSAYE No. 10  
 MUESTRA No. 4 PROF. 3.20 - 3.45 m.  
 DESCRIPCIÓN arena mal graduada con arcilla

**LIMITES DE  
PLASTICIDAD**

FECHA 9 - Dic - 94 OPERADOR M.S.C. CALCULISTA M.S.C.

**LIMITE LIQUIDO**

Capsula No.	Número de golpes	Peso cápsula + suelo húmedo gr	Peso cápsula + suelo seco gr	Peso del agua gr	Peso de la cápsula gr	Peso del suelo seco gr	Contenido de humedad %
1	18	106.292	82.094	24.198	55.320	26.774	90.38
2	24	103.123	79.804	23.319	53.109	26.695	87.35
3	27	102.151	80.586	21.565	55.652	24.924	66.52
4	30	106.662	81.996	24.667	53.011	28.964	85.79

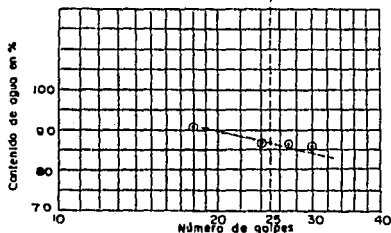
**LIMITE PLASTICO**

5	—	71.129	63.675	7.454	53.471	10.204	73.05
6	—	74.353	66.373	7.990	55.168	11.205	71.31
7	—	75.321	66.937	8.384	55.037	11.900	70.45

**HUMEDAD NATURAL**

8	—	134.682	107.277	27.405	47.105	60.172	45.54
9	—	110.249	90.100	20.149	47.252	42.848	47.02

Tabla IV. 2.10



w = 45.29 %

LL = 87.25 %

LP = 71.60 %

Ip = 15.65 %

Clasificación: OH arcilla orgánica de alta compresibilidad

OBSERVACIONES Limites realizados con la fracción de finos del estrato y contenido de humedad para el estrato en general.

**U. N. A. M.  
E N E P. ARAGON**

SONDEO No. PS - 1 ENSAYE No: 11  
 MUESTRA No 6 PROF: 3.45 - 4.00 m  
 DESCRIPCIÓN Arcilla color gris oscuro con arena y olor a materia orgánica

**LIMITES DE  
PLASTICIDAD**

FECHA 9 - Dic - 94 OPERADOR M.S.C. CALCULISTA: M.S.C.

**LIMITE LIQUIDO**

Cápsula No.	Número de golpes	Peso cápsula + suelo húmedo gr	Peso cápsula + suelo seco gr	Peso del agua gr	Peso de la cápsula gr	Peso del suelo saco gr	Contenido de humedad %
1	31	58.55	40.30	18.25	35.89	4.41	413.83
2	27	72.36	51.96	20.40	47.09	4.87	418.69
3	18	61.85	49.91	11.94	47.38	2.63	471.94
4	16	69.61	51.10	18.51	47.23	3.87	478.29

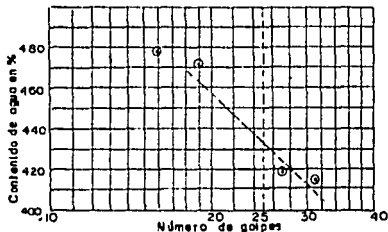
**LIMITE PLASTICO**

5	————	58.05	50.79	7.26	47.39	3.40	213.63
6	————	35.24	29.07	6.17	26.12	2.95	209.15
7	————	56.12	50.03	6.09	47.01	3.02	201.66

**HUMEDAD NATURAL**

8	————	136.05	50.94	85.11	27.74	23.20	366.85
---	------	--------	-------	-------	-------	-------	--------

Tabla IV.2.



w = 366.85 %

LL = 433.00 %

LP = 209.11 %

lp = 224.69 %

Clasificación: OH arcilla orgánica de alta compresibilidad.

OBSERVACIONES \_\_\_\_\_

**U. N. A. M.  
EN E P ARAGON**

SONDEO No. PS-1 ENSAYE No. 12  
 MUESTRA No. 5 PROF. 3.45-4.00  
 DESCRIPCIÓN Arcilla color gris oscuro con arena y olor a materia orgánica

**LIMITES DE  
PLASTICIDAD**

FECHA 9-Dic-94 OPERADOR M.S.C. CALCULISTA M.S.C.

**LIMITE LIQUIDO**

Capsula No.	Número de golpes	Peso cápsula + suelo húmedo gr	Peso cápsula + suelo seco gr	Peso del agua gr	Peso de la cápsula gr	Peso del suelo seco gr	Contenido de humedad %
1	36	76.67	58.01	18.66	63.14	4.87	367.27
2	30	75.34	57.41	17.93	63.09	4.32	415.05
3	22	76.91	57.60	19.31	63.15	4.45	433.93
4	18	79.47	58.33	21.14	63.60	4.53	466.67

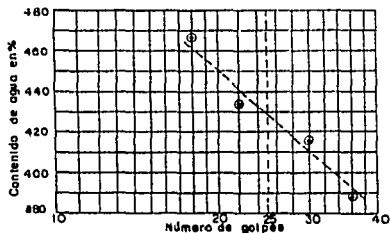
**LIMITE PLASTICO**

5	—————	63.03	57.59	5.44	56.00	2.59	210.04
6	—————	65.63	58.47	7.16	56.13	3.34	214.37
7	—————	69.02	59.56	9.46	56.06	4.48	211.16

**HUMEDAD NATURAL**

8	—————	100.24	56.56	41.68	47.30	11.26	370.16
---	-------	--------	-------	-------	-------	-------	--------

Tabla IV.2.12



w = 370.16 %

LL = 428.30 %

LP = 211.85 %

lp = 216.45 %

Clasificación: OH arcilla orgánica de alta compresibilidad.

OBSERVACIONES \_\_\_\_\_

**U. N. A. M.**  
**E. N. E. P. ARAGON**

SONDEO No. PS - 1 ENSAYE No. 13  
 MUESTRA No 5 PROF: 3.45 - 4.00 m.  
 DESCRIPCIÓN Arcilla color gris oscuro con arena y olor a materia orgánica

**LIMITES DE PLASTICIDAD**

FECHA 10 - Dic - 94 OPERADOR M.S.C. CALCULISTA: M.S.C.

**LIMITE LIQUIDO**

Capsula No.	Número de golpes	Peso cápsula + suelo húmedo gr	Peso cápsula + suelo seco gr	Peso del agua gr	Peso de la cápsula gr	Peso del suelo seco gr	Contenido de humedad %
1	34	86.00	59.72	26.28	53.03	6.69	392.82
2	25	79.52	59.06	20.46	53.22	4.94	422.73
3	24	87.42	59.72	27.70	53.24	6.48	427.47
4	18	81.61	58.23	23.38	53.11	5.12	456.64

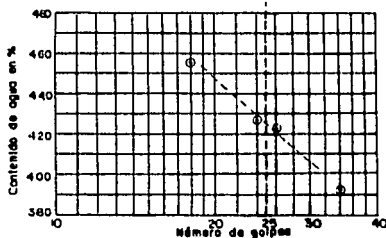
**LIMITE PLASTICO**

5	————	69.21	59.63	9.58	56.02	4.61	207.81
6	————	68.49	69.32	9.17	56.13	4.19	218.86
7	————	70.40	59.93	10.47	55.07	4.86	215.43

**HUMEDAD NATURAL**

8	————	102.36	58.87	43.49	47.10	11.77	369.50
---	------	--------	-------	-------	-------	-------	--------

Tabla IV.2.13



w = 369.50 %

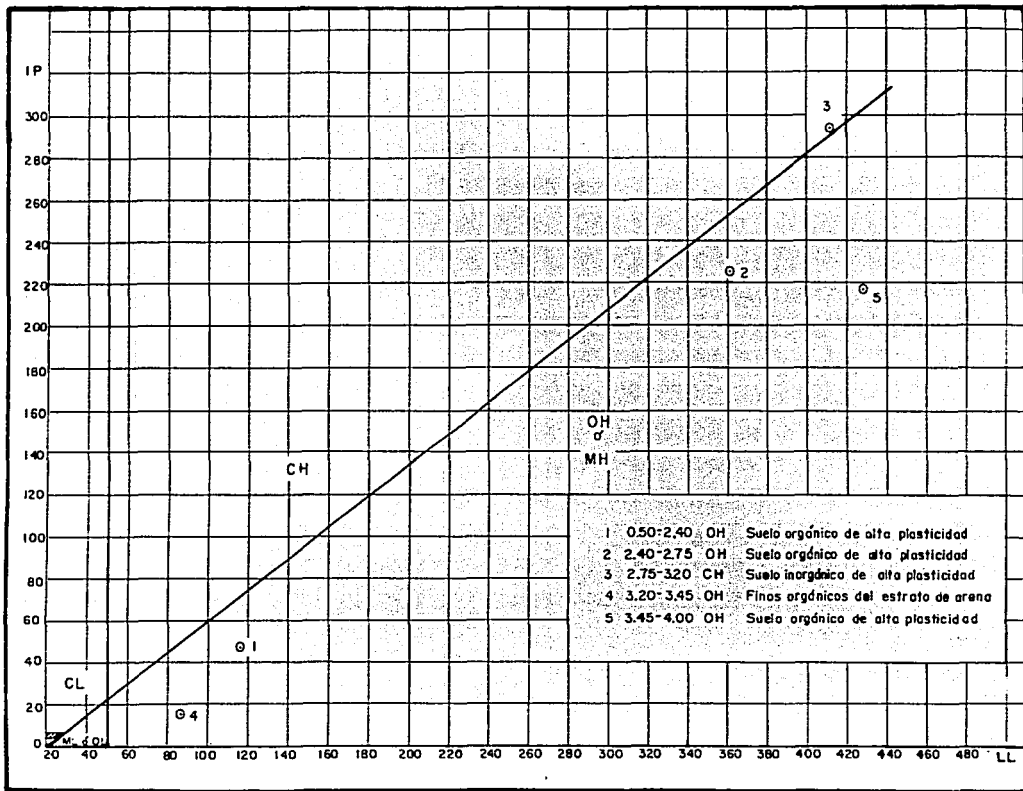
LL = 424.80 %

LP = 214.03 %

lp = 210.77 %

Clasificación: OH arcilla orgánica de alta compresibilidad.

OBSERVACIONES \_\_\_\_\_



**U . N . A . M .**  
**E.N.E.P. ARAGON**

SONDEO No. PS - 1  
LOCALIZACION Col. Ma. Isabel, Valle de Chalco

**DENSIDAD DE  
SOLIDOS**

FECHA: 13 - Dic. - 94  
OPERADOR: M.S.C.  
CALCULISTA: M.S.C.

MUESTRA No.: 1 PROF.: 2.40 m.  
DESCRIPCIÓN: Arcilla de alta compresibilidad color gris oscuro con gravilla

Prueba No.	1		
Matraz No.	2		
W <sub>1w</sub> (gr)	710.93		
Temperatura (°C)	25.33		
W <sub>1w</sub> (gr)	667.864		
Tara de evaporación No.	1		
Peso tara + muestra seca (gr)	193.06		
Peso tara	120.06		
W <sub>s</sub> (gr)	72.99		
S <sub>s</sub>	2.44		

W<sub>1w</sub> = Peso del matraz + agua + muestra a T °C

W<sub>w</sub> = Peso del matraz + agua a T °C (de la curva de calibración de matraz)

W<sub>s</sub> = Peso de suelo seco

S<sub>s</sub> = Densidad de los sólidos =  $\frac{W_s}{W_0 + W_{1w} - W_{1s}}$

OBSERVACIONES: W<sub>1w</sub> obtenido de la curva de calibración del matraz M - 2

Tabla IV.3.1

**U. N. A. M.**  
**E.N.E.P. ARAGON**

SONDEO No. PS-1  
LOCALIZACION: Col. Ma. Isabel, Valle de Chalco.

**DENSIDAD DE  
SOLIDOS**

FECHA: 13-Dic.-94  
OPERADOR: M.S.C.  
CALCULISTA: M.S.C.

MUESTRA No.: 3 PROF: 275-320 m  
DESCRIPCIÓN: Arcilla inorgánica de alta plasticidad color café-rojizo.

Prueba No.	2		
Matraz No.	2		
W <sub>w</sub> (gr)	690.40		
Temperatura (°C)	24.733		
W <sub>w</sub> (gr)	668.002		
Tara de evaporacion No.	2		
Peso tara + muestra seca (gr)	146.51		
Peso tara	122.86		
W <sub>s</sub> (gr)	22.65		
S <sub>s</sub>	2.209		

W<sub>w</sub> = Peso del matraz + agua + muestra a T °C

W<sub>w</sub> = Peso del matraz + agua a T °C (de la curva de calibración de matraz)

W<sub>s</sub> = Peso de suelo seco

S<sub>s</sub> = Densidad de los sólidos =  $\frac{W_s}{W_s + W_w - W_{ww}}$

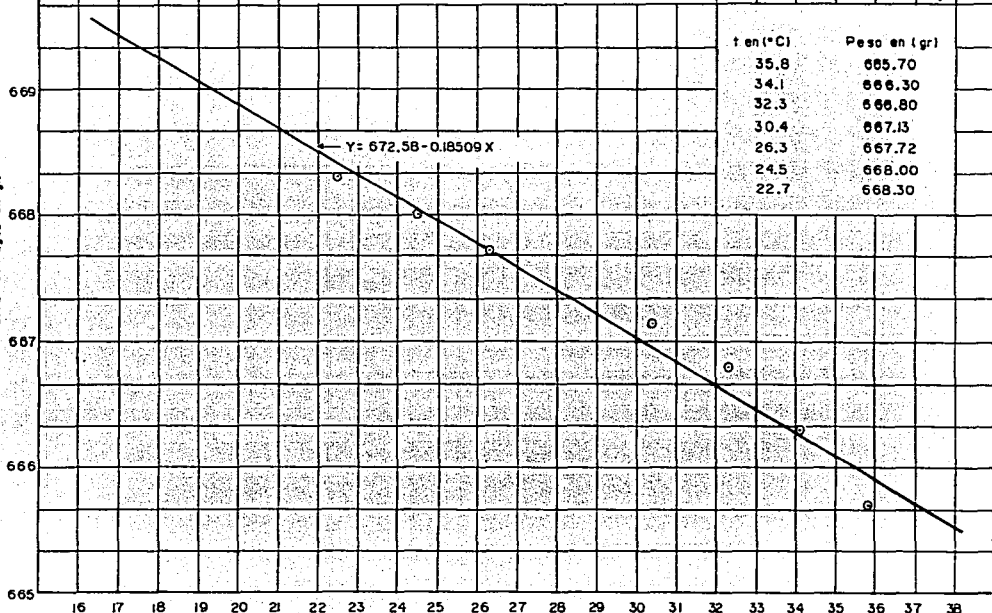
OBSERVACIONES: W<sub>w</sub> obtenido de la curva de calibración del matraz M-2

Tabla IV.3

CURVA DE CALIBRACION DEL MATRAZ M-2

Wmw

Peso del matraz con agua en gr.



Temperatura en °C

105

FALLA DE ORIGEN



# PRUEBA DE CONSOLIDACION DATOS GENERALES

U. N. A. M  
ENEP ARAGON

SONDEO: PS-1  
 MUESTRA: 1  
 PROFUNDIDAD: 2.40 m  
 LOCALIZACION: Col. Ma. Isabel Valle de Chalco  
 CLASIFICACION: Suelo orgánico de alta plasticidad  
color gris obscuro.

APARATO No: 1 ANILLO No: 1  
 PESO ANILLO: 408.98 gr AREA: 49.869 cm<sup>2</sup>  
 h: 2.015 cm  
 OPERADOR: M.S.C. CALCULO: M.S.C.  
 FECHA: 12 a 17 de Diciembre de 1994

## HUMEDAD ANTES DE LA PRUEBA

Peso de probeta inalterada + anillo no. <u>1</u> + vidrio no. <u>1</u>	= 599.27 gr
Peso de anillo no. <u>1</u> ( <u>408.98</u> ) + vidrio no. <u>1</u> ( <u>55.18</u> )	= 464.16 gr
Peso de la probeta inalterada	= 125.11 gr
Peso de probeta seca + anillo no. <u>1</u> + vidrio no. <u>3</u>	= 511.90 gr
Peso de la probeta seca	= 49.81 gr
Peso de probeta seca	= 75.30 gr
Contenido de agua	= 151.17 %

## HUMEDAD DESPUES DE LA PRUEBA

Peso de probeta consolidada + anillo no. <u>1</u> + vidrio no. <u>3</u>	= 584.44 gr
Peso de anillo no. <u>1</u> ( <u>408.98</u> ) + vidrio no. <u>2</u> ( <u>55.07</u> )	= 464.05 gr
Peso de la probeta consolidada	= 120.39 gr
Peso de probeta seca + anillo no. <u>1</u> + vidrio no. <u>3</u>	= 511.90 gr
Peso de la probeta seca	= 49.81 gr
Peso de agua	= 70.58 gr
Contenido de agua	= 141.70 %

## HUMEDAD TESTIGO

Peso de la muestra + cápsula de vidrio	= 154.85 gr
Peso de muestra seca + cápsula de vidrio	= 94.23 gr
Peso de cápsula de vidrio	= 54.97 gr
Peso de muestra seca	= 39.26 gr
Peso de agua	= 60.62 gr
Contenido de agua	= 154.40 %

Tabla IV.4.1

FALLA DE ORIGEN

**U. N. A. M**  
**E.N.E.P. ARAGON**

MUESTRA No. 1 SONDEO P-1  
LOCALIZACIÓN Col. Ma Isabel, Valle de Chalco  
PROFUNDIDAD 2.40 m. FECHA 12 y 13 de diciembre de 1984  
DESCRIPCIÓN Arcilla orgánica de alta plasticidad con arena color gris obscuro

**CONSOLIDACION**  
**DATOS DEL ENSAYO**

P. 0.125 kg/cm <sup>2</sup>		Δp. 0.125 kg/cm <sup>2</sup>	
HORA	TIEMPO	MICRÓMETRO	DEFORMACIÓN
	min.	mm.	mm.
	0	15.620	0.000
	5*	15.320	0.069
	10*	15.300	0.060
	15*	15.290	0.061
	30*	15.286	0.061
11:16	1	15.276	0.061
	1.6	15.272	0.061
11:17	2	15.269	0.061
11:18	3	15.266	0.061
11:19	4	15.262	0.061
11:23	8	15.254	0.062
11:27	12	15.250	0.062
11:30	15	15.248	0.064
11:35	20	15.247	0.064
11:40	25	15.244	0.066
11:45	30	15.243	0.066
12:00	45	15.241	0.066
12:15	60	15.239	0.068
12:45	90	15.232	0.068
13:15	120	15.231	0.068
14:15	180	15.228	0.068
15:15	240	15.229	0.071
16:15	300	15.222	0.071
17:15	360	15.222	0.071
18:15	420	15.222	0.071
19:15	480	15.222	0.071
	540		
	600		
8:20	1266	15.222	0.071

P. 0.250 kg/cm <sup>2</sup>		Δp. 0.125 kg/cm <sup>2</sup>	
HORA	TIEMPO	MICRÓMETRO	DEFORMACIÓN
	min.	mm.	mm.
8:20	0	15.222	0.000
	5*	15.170	0.023
	10*	15.169	0.023
	15*	15.168	0.023
	30*	15.168	0.023
8:21	1	15.167	0.023
	1.6	15.165	0.023
8:22	2	15.166	0.023
8:23	3	15.163	0.023
8:24	4	15.162	0.023
8:28	8	15.160	0.023
8:32	12	15.158	0.023
8:35	15	15.157	0.023
8:40	20	15.156	0.023
8:45	25	15.154	0.023
8:50	30	15.153	0.023
9:05	45	15.151	0.023
9:20	60	15.149	0.023
9:50	90	15.144	0.023
10:20	120	15.140	0.026
11:20	180	15.133	0.027
12:20	240	15.128	0.028
13:20	300	15.122	0.029
14:20	360	15.116	0.030
15:20	420	15.109	0.031
16:20	480	15.101	0.031
17:20	540	15.101	0.031
18:20	600	15.101	0.031
8:35	1455	15.100	0.031

Tabla N.º 2

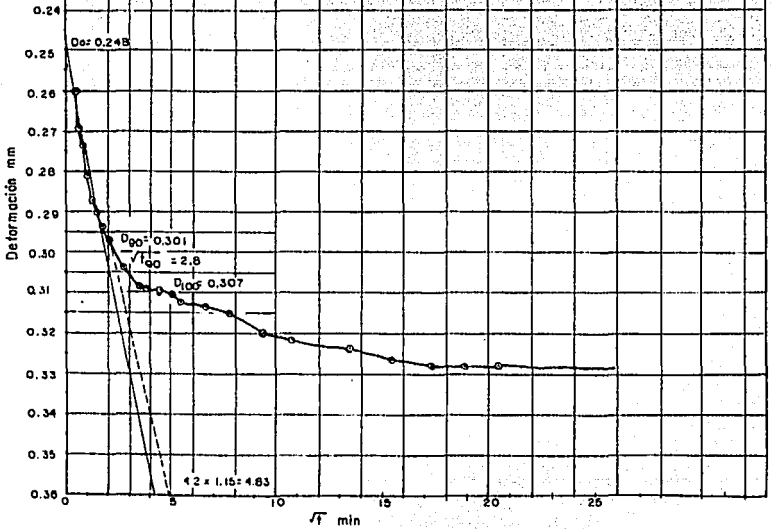
OBSERVACIONES Etapas de carga

FALLA DE ORIGEN

# CURVAS TIEMPO-DEFORMACION

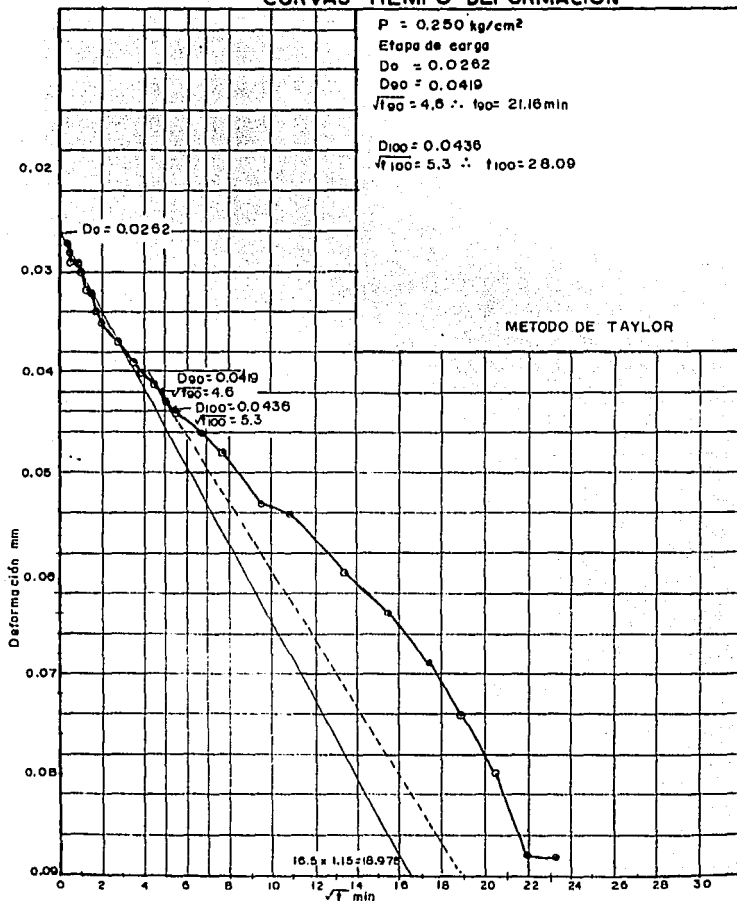
$D_0 = 0.248$   
 $D_{90} = 0.301$   
 $\sqrt{t_{90}} = 2.8 \quad t_{90} = 7.84 \text{ min.}$   
 $D_{100} = D_0 \lg(D - D_{90})$   
 $D_{100} = 0.307$   
 $\sqrt{t_{100}} = 4.7 \quad t_{100} = 22.09 \text{ min.}$   
 $P = .125 \text{ kg/cm}^2$   
 Etapa de carga

METODO DE TAYLOR



$\sqrt{t}$  min  
Tabla IV.4.2a

# CURVAS TIEMPO-DEFORMACION



**U. N. A. M**  
**E.N.E.P. ARAGON**

MUESTRA No. 1 SONDEO PS-1  
LOCALIZACIÓN Col. Ma Isabel, Valle de Chalco  
PROFUNDIDAD 2.40 m. FECHA 14 y 15 de diciembre de 1984  
DESCRIPCIÓN Arcilla crónica de alta plasticidad con arena color gris obscuro

**CONSOLIDACION**  
**DATOS DEL ENSAYO**

$P = 0.500 \text{ kg/cm}^2$      $\Delta p = 0.250 \text{ kg/cm}^2$

HORA	TIEMPO	MICRÓMETRO	CORRECCIÓN APARATO	DEFORMACIÓN
	min.	mm.	mm.	mm.
8:53	0	15.109	0.000	0.000
	5	15.045	0.006	0.058
	10	15.038	0.006	0.066
	15	15.021	0.006	0.082
	30	15.019	0.006	0.084
8:54	1	15.015	0.006	0.088
	1.5	15.014	0.006	0.089
8:56	2	15.012	0.006	0.091
8:56	3	15.009	0.006	0.094
8:57	4	15.007	0.006	0.096
9:01	8	14.999	0.008	0.102
9:06	12	14.994	0.008	0.107
9:08	15	14.993	0.008	0.108
9:13	20	14.981	0.010	0.108
9:18	25	14.980	0.010	0.111
9:23	30	14.987	0.010	0.112
9:38	45	14.983	0.010	0.116
9:53	60	14.978	0.010	0.121
10:23	90	14.970	0.010	0.129
10:53	120	14.965	0.010	0.134
11:53	180	14.967	0.010	0.142
12:53	240	14.947	0.010	0.152
13:53	300	14.939	0.010	0.160
14:53	360	14.937	0.010	0.162
15:53	420	14.932	0.010	0.167
16:53	480	14.929	0.010	0.170
18:53	540	14.920	0.010	0.171
19:53	600	14.928	0.010	0.171
9:00	1447	14.930	0.010	0.161

$P = 1.000 \text{ kg/cm}^2$      $\Delta p = 0.500 \text{ kg/cm}^2$

HORA	TIEMPO	MICRÓMETRO	CORRECCIÓN APARATO	DEFORMACIÓN
	min.	mm.	mm.	mm.
9:00	0	14.930	0.000	0.000
	5	14.847	0.021	0.082
	10	14.840	0.022	0.069
	15	14.825	0.022	0.083
	30	14.821	0.022	0.087
9:01	1	14.813	0.022	0.086
	1.5	14.809	0.022	0.099
9:02	2	14.806	0.022	0.102
9:03	3	14.802	0.022	0.106
9:04	4	14.798	0.022	0.110
9:08	8	14.791	0.025	0.114
9:12	12	14.784	0.025	0.121
9:16	16	14.781	0.025	0.124
9:20	20	14.778	0.025	0.127
9:25	25	14.773	0.025	0.132
9:30	30	14.771	0.025	0.134
9:45	45	14.762	0.025	0.143
10:00	60	14.758	0.026	0.146
10:30	90	14.748	0.031	0.151
11:00	120	14.741	0.035	0.154
12:00	180	14.728	0.035	0.167
13:00	240	14.715	0.035	0.180
14:00	300	14.708	0.035	0.187
15:00	360	14.700	0.035	0.195
16:00	420	14.692	0.035	0.203
17:00	480	14.688	0.035	0.207
18:00	540	14.687	0.035	0.209
19:00	600	14.686	0.035	0.209
9:43	1483	14.686	0.035	0.210

Tabla N.A. 2

OBSERVACIONES Etapas de carga

FALLA DE ORIGEN

U. N. A. M  
E.N.E.P. ARAGON

MUESTRA No. 1 SONDEO PS-1

LOCALIZACIÓN Col. Ma. Isabel Valls de Chalco

PROFUNDIDAD 2.40 m. FECHA 14 y 15 de diciembre de 1984

DESCRIPCIÓN Arcilla orgánica de alta plasticidad con arena color gris oscuro

**CONSOLIDACION**  
DATOS DEL ENSAYO

P = 0.500 kg/cm<sup>2</sup> Δp = 0.250 kg/cm<sup>2</sup>

HORA	TIEMPO	MICRÓMETRO		CORRECCIÓN APARATO	DEFORMACIÓN
		mm.	mm.		
8:53	0	15.109	0.000	0.000	
	5*	15.045	0.006	0.058	
	10*	15.039	0.006	0.066	
	15*	15.021	0.006	0.082	
	30*	15.019	0.006	0.084	
8:54	1	15.015	0.006	0.088	
	1.5	15.014	0.006	0.089	
8:56	2	15.012	0.006	0.091	
8:56	3	15.009	0.006	0.094	
8:57	4	15.007	0.006	0.096	
9:01	8	14.999	0.008	0.102	
9:06	12	14.984	0.008	0.107	
9:08	15	14.983	0.008	0.108	
9:13	20	14.981	0.010	0.108	
9:18	25	14.980	0.010	0.111	
9:23	30	14.987	0.010	0.112	
9:38	45	14.983	0.010	0.116	
9:53	60	14.978	0.010	0.121	
10:23	90	14.970	0.010	0.129	
10:53	120	14.965	0.010	0.134	
11:53	180	14.967	0.010	0.142	
12:53	240	14.947	0.010	0.152	
13:53	300	14.939	0.010	0.160	
14:53	360	14.937	0.010	0.162	
15:53	420	14.932	0.010	0.167	
16:53	480	14.929	0.010	0.170	
18:53	540	14.920	0.010	0.171	
19:53	600	14.928	0.010	0.171	
9:00	1447	14.930	0.010	0.161	

P = 1.000 kg/cm<sup>2</sup> Δp = 0.500 kg/cm<sup>2</sup>

HORA	TIEMPO	MICRÓMETRO		CORRECCIÓN APARATO	DEFORMACIÓN
		mm.	mm.		
9:00	0	14.930	0.000	0.000	
	5*	14.847	0.021	0.062	
	10*	14.840	0.022	0.068	
	15*	14.825	0.022	0.083	
	30*	14.821	0.022	0.087	
9:01	1	14.813	0.022	0.086	
	1.5	14.809	0.022	0.089	
9:02	2	14.806	0.022	0.102	
9:03	3	14.802	0.022	0.106	
9:04	4	14.798	0.022	0.110	
9:08	8	14.791	0.025	0.114	
9:12	12	14.784	0.025	0.121	
9:15	15	14.781	0.025	0.124	
9:20	20	14.778	0.025	0.127	
9:25	25	14.773	0.025	0.132	
9:30	30	14.771	0.025	0.134	
9:45	45	14.762	0.025	0.143	
10:00	60	14.758	0.025	0.146	
10:30	90	14.748	0.031	0.151	
11:00	120	14.741	0.035	0.154	
12:00	180	14.728	0.035	0.167	
13:00	240	14.715	0.035	0.180	
14:00	300	14.708	0.035	0.187	
15:00	360	14.700	0.035	0.195	
16:00	420	14.692	0.035	0.203	
17:00	480	14.688	0.035	0.207	
18:00	540	14.687	0.035	0.209	
19:00	600	14.686	0.035	0.209	
9:43	1463	14.686	0.035	0.210	

Título N.º 4.2

OBSERVACIONES Etapas de carga

FALLA DE ORIGEN

# CURVAS TIEMPO-DEFORMACION

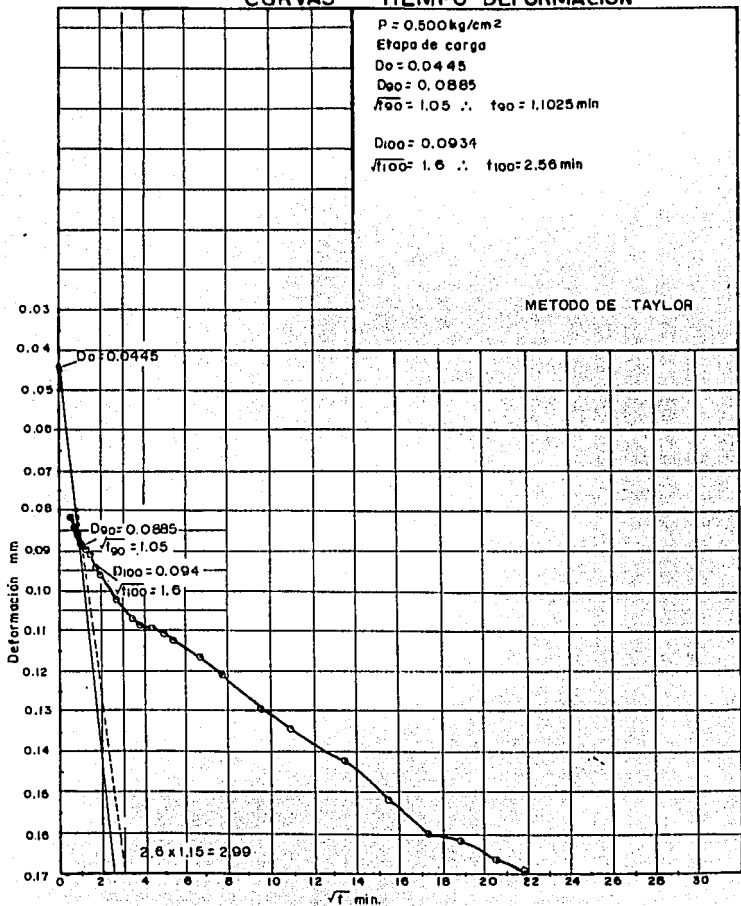


Tabla IV.4.3a

FALLA DE ORIGEN

# CURVAS TIEMPO-DEFORMACION

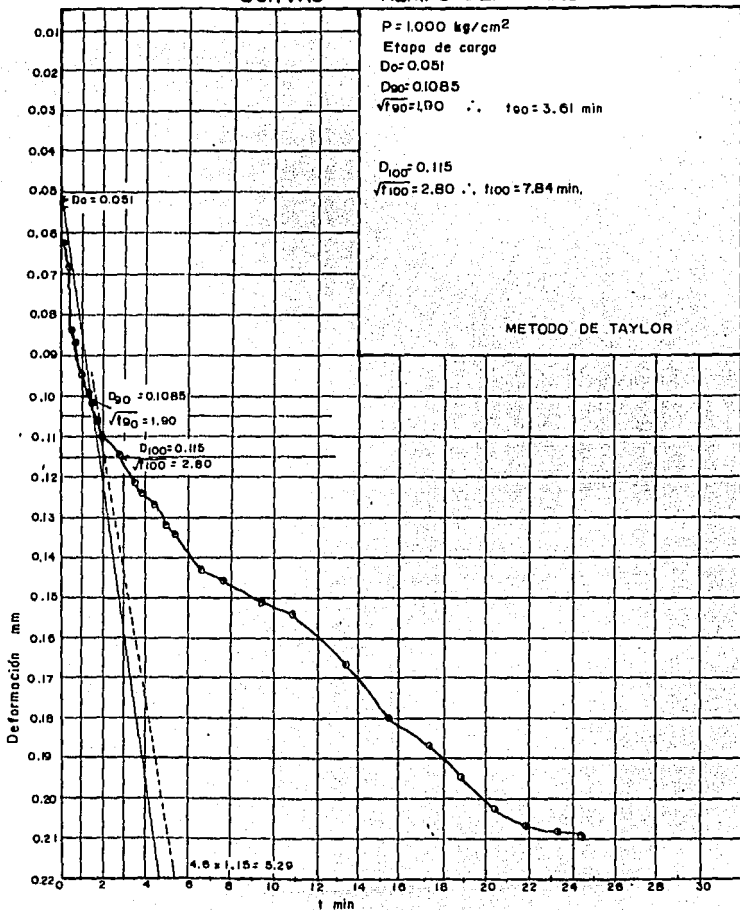


Tabla IV. 4.3b



U. N. A. M  
E. N. E. P. ARAGÓN

MUESTRA No. 1 SONDEO PS-1

LOCALIZACIÓN Col. Ma Isabel Valle de Chical

PROFUNDIDAD 2.40 m FECHA 16 y 17 de diciembre de 1994

DESCRIPCIÓN Arcilla orgánica de alta elasticidad con arena color gris oscuro

CONSOLIDACION  
DATOS DEL ENSAYO

P = 2.000 kg/cm<sup>2</sup>     Δp = 1.000 kg/cm<sup>2</sup>

HORA	TIEMPO		MICRÓMETRO		CORRECCIÓN APARATO		DEFORMACIÓN	
	min.	seg.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.
8:50	0		14.686		0.000		0.000	
	5		14.670		0.016		0.087	
	10		14.615		0.016		0.162	
	15		14.500		0.019		0.157	
	30		14.494		0.019		0.172	
8:51	1		14.482		0.019		0.184	
	1.5		14.474		0.019		0.192	
8:52	2		14.471		0.019		0.195	
8:53	3		14.468		0.010		0.199	
8:54	4		14.459		0.019		0.207	
8:56	6		14.442		0.019		0.224	
9:02	12		14.439		0.020		0.226	
9:06	15		14.424		0.020		0.241	
9:10	20		14.416		0.020		0.249	
9:15	25		14.408		0.020		0.257	
9:20	30		14.403		0.020		0.262	
9:35	45		14.390		0.023		0.272	
9:50	60		14.380		0.023		0.282	
10:20	90		14.363		0.026		0.296	
10:50	120		14.350		0.027		0.306	
11:50	180		14.328		0.036		0.322	
12:50	240		14.308		0.036		0.342	
13:50	300		14.291		0.037		0.367	
14:50	360		14.278		0.039		0.368	
16:50	420		14.268		0.041		0.376	
16:50	460		14.262		0.041		0.382	
17:50	540		14.258		0.041		0.386	
18:50	600		14.254		0.041		0.390	
8:10	1400		14.251		0.041		0.393	

P = 1.000 kg/cm<sup>2</sup>     Δp = -1.000 kg/cm<sup>2</sup>

HORA	TIEMPO		MICRÓMETRO		CORRECCIÓN APARATO		DEFORMACIÓN	
	min.	seg.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.
8:10	0		14.251		0.000		0.000	
	5		14.306		0.013		0.044	
	10		14.309		0.013		0.046	
	15		14.309		0.013		0.045	
	30		14.309		0.013		0.046	
8:11	1		14.311		0.013		0.047	
	1.5		14.312		0.013		0.048	
8:12	2		14.312		0.013		0.048	
8:13	3		14.313		0.013		0.049	
8:14	4		14.313		0.013		0.049	
8:18	6		14.316		0.014		0.051	
8:22	12		14.317		0.014		0.052	
8:25	15		14.318		0.014		0.053	
8:30	20		14.319		0.014		0.054	
8:35	25		14.319		0.014		0.054	
8:40	30		14.319		0.014		0.054	
8:55	45		14.319		0.014		0.054	

Tabla N. 4.4

OBSERVACIONES

---

# CURVAS

# TIEMPO-DEFORMACION

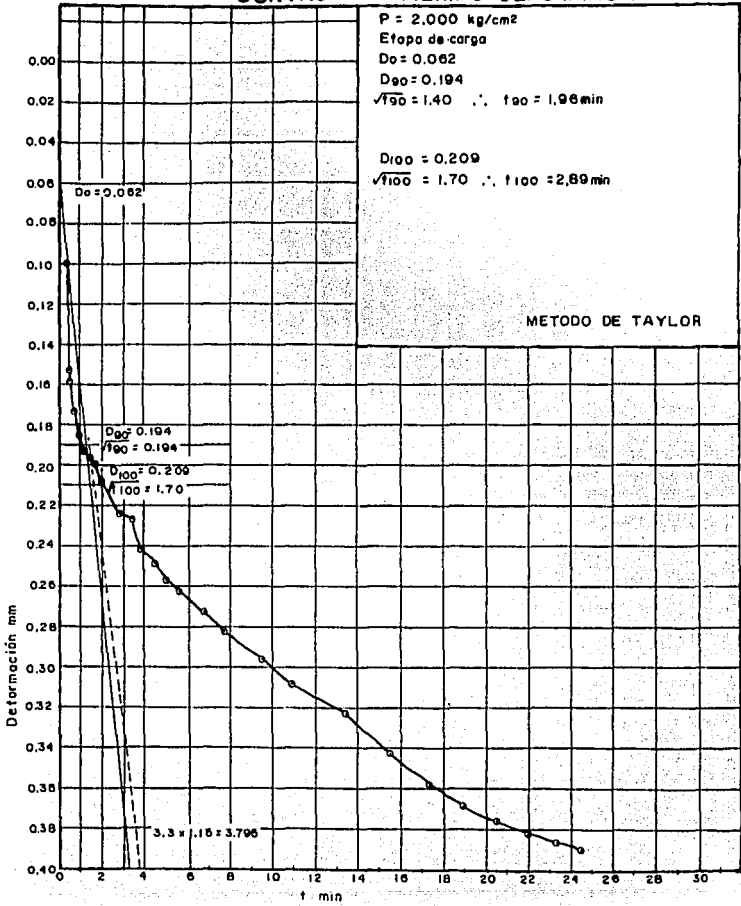


Tabla IV.4.40

FALLA DE ORIGEN

# CURVAS

# TIEMPO-DEFORMACION

$P = 1.000 \text{ kg/cm}^2$

Etapa de descarga

$D_0 = 0.0415$

$D_{90} = 0.0490$

$\sqrt{t_{90}} = 1.40 \therefore t_{90} = 1.96 \text{ min}$

$D_{100} = 0.0498$

$\sqrt{t_{100}} = 2.2 \therefore t_{100} = 4.84 \text{ min}$

METODO DE TAYLOR

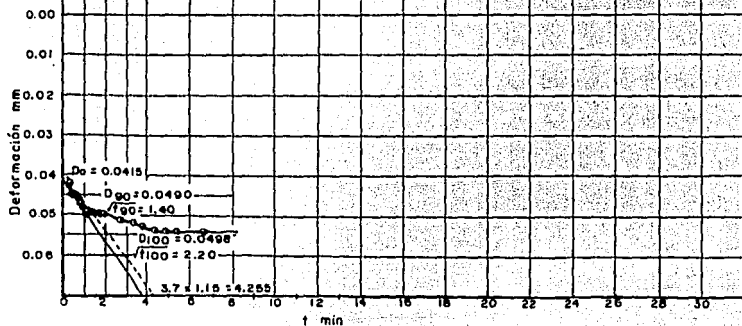


Tabla IV.4.4b

U. N. A. M  
E.N.E.P. ARAGON

MUESTRA No. 1 SONDEO PS-1  
 LOCALIZACIÓN Col. Ma. Isabel Valle de Chalco  
 PROFUNDIDAD 2.40 m FECHA 17 de diciembre de 1994  
 DESCRIPCIÓN Arcilla orgánica de alta plasticidad con arena color gris obscuro

**CONSOLIDACION**  
DATOS DEL ENSAYO

P = 0.500 kg/cm<sup>2</sup>    Δp = 0.500 kg/cm<sup>2</sup>

HORA	TIEMPO	MICRÓMETRO	DEFORMACIÓN	
			APARATO	mm.
8:55	0	14.319	0.000	0.000
	5"	14.371	0.019	0.033
	10"	14.379	0.019	0.041
	15"	14.379	0.019	0.041
	30"	14.382	0.019	0.044
8:56	1	14.386	0.019	0.047
	1.5	14.387	0.019	0.049
8:57	2	14.388	0.019	0.050
8:58	3	14.390	0.019	0.052
8:59	4	14.391	0.019	0.053
9:03	6	14.396	0.019	0.058
9:07	12	14.398	0.020	0.059
9:10	15	14.398	0.020	0.060
9:15	20	14.401	0.020	0.062
9:20	25	14.402	0.020	0.063
9:25	30	14.403	0.020	0.064
9:40	45	14.405	0.020	0.067
9:55	60	14.405	0.020	0.067

P = 0.250 kg/cm<sup>2</sup>    Δp = 0.250 kg/cm<sup>2</sup>

HORA	TIEMPO	MICRÓMETRO	DEFORMACIÓN	
			APARATO	mm.
9:55	0	14.405	0.000	0.000
	5"	14.451	0.008	0.038
	10"	14.453	0.008	0.040
	15"	14.454	0.008	0.041
	30"	14.458	0.008	0.045
9:56	1	14.451	0.008	0.048
	1.5	14.452	0.008	0.049
9:57	2	14.454	0.008	0.051
9:58	3	14.458	0.008	0.055
9:59	4	14.470	0.008	0.057
10:03	8	14.475	0.009	0.062
10:07	12	14.479	0.009	0.065
10:10	15	14.481	0.009	0.067
10:15	20	14.484	0.009	0.070
10:20	25	14.487	0.009	0.073
10:25	30	14.489	0.009	0.075
10:40	45	14.490	0.009	0.076

Tabla N. 4.5

OBSERVACIONES \_\_\_\_\_

FALLA DE ORIGEN

# CURVAS

# TIEMPO-DEFORMACION

$P = 0.500 \text{ kg/cm}^2$   
 Etapa de descarga  
 $D_0 = 0.026$   
 $D_{90} = 0.049$   
 $\sqrt{t_{90}} = 1.20 \therefore t_{90} = 1.44 \text{ min}$

$D_{100} = 0.0515$   
 $\sqrt{t_{100}} = 1.6 \therefore t_{100} = 2.56 \text{ min}$

METODO DE TAYLOR

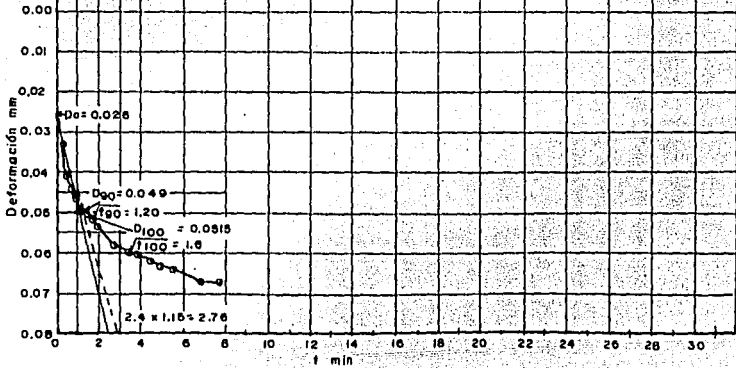


Tabla IV.4.5a

# CURVAS

# TIEMPO-DEFORMACION

$$P = 0.260 \text{ kg/cm}^2$$

Etapo de descarga

$$D_0 = 0.0355$$

$$\sqrt{t_{90}} = 2.1 \therefore t_{90} = 4.41 \text{ min}$$

$$D_{100} = 0.0594$$

$$\sqrt{t_{100}} = 2.5 \therefore t_{100} = 6.25 \text{ min}$$

METODO DE TAYLOR

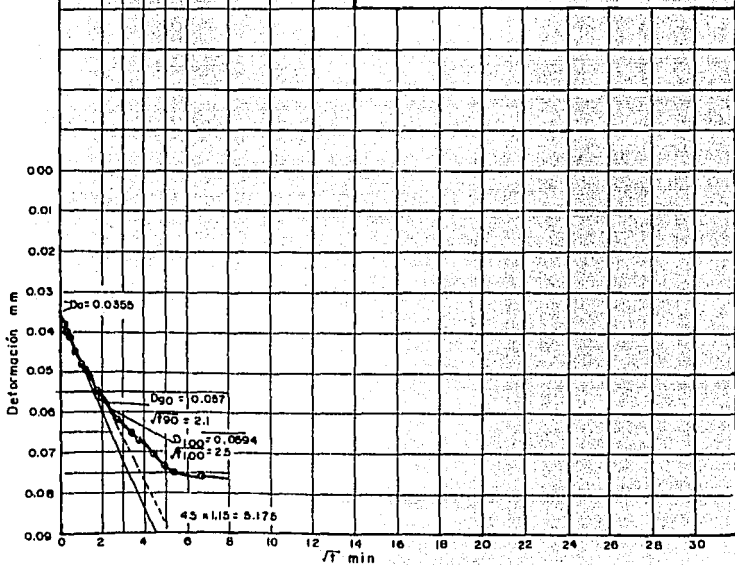


Tabla IV.4.5b

U. N. A. M.  
E. N. E. P. ARAGON

MUESTRA No. 1 SONDEO PS-1  
LOCALIZACIÓN Col. Ma. Isabel Valle de Chalco  
PROFUNDIDAD 2.40 m. FECHA 17 de diciembre de 1994  
DESCRIPCIÓN Arcilla orgánica de alta plasticidad con arena color gris obscuro

**CONSOLIDACION**  
DATOS DEL ENSAYO

P = 0.125 kg/cm<sup>2</sup> Δp = -0.125 kg/cm<sup>2</sup>

HORA	TIEMPO	MICRÓMETRO		CORRECCIÓN APARATO	DEFORMACIÓN
		mm.	mm.		
10:40	0	14.499	0.000	0.000	
	5'	14.529	0.004	0.036	
	10'	14.530	0.004	0.037	
	15'	14.531	0.004	0.038	
	30'	14.533	0.004	0.040	
10:41	1	14.536	0.004	0.045	
	1.5	14.539	0.004	0.046	
10:42	2	14.542	0.004	0.049	
10:43	3	14.544	0.004	0.051	
10:44	4	14.547	0.004	0.054	
10:46	6	14.552	0.004	0.059	
10:52	12	14.657	0.004	0.064	
10:55	15	14.559	0.004	0.066	
11:00	20	14.562	0.004	0.069	
11:05	25	14.566	0.004	0.072	
11:10	30	14.568	0.004	0.075	
11:25	45	14.673	0.004	0.080	
11:40	60	14.577	0.004	0.084	
11:55	90	14.577	0.006	0.083	

P = 0.000 kg/cm<sup>2</sup> Δp = -0.125 kg/cm<sup>2</sup>

HORA	TIEMPO	MICRÓMETRO		CORRECCIÓN APARATO	DEFORMACIÓN
		mm.	mm.		
11:56	0	14.577	0.000	0.000	
	5'	14.542	0.018	0.046	
	10'	14.649	0.019	0.052	
	15'	14.651	0.019	0.055	
	30'	14.658	0.019	0.062	
11:56	1	14.668	0.019	0.072	
	1.5	14.671	0.019	0.075	
11:25	2	14.577	0.019	0.081	
11:59	3	14.682	0.019	0.086	
11:59	4	14.689	0.019	0.093	
12:03	8	14.701	0.019	0.106	
12:07	12	14.710	0.019	0.114	
12:10	15	14.716	0.019	0.120	
12:15	20	14.721	0.019	0.125	
12:20	25	14.724	0.019	0.128	
12:25	30	14.731	0.019	0.136	
12:40	45	14.742	0.019	0.146	
12:55	60	14.751	0.019	0.155	
13:10	90	14.752	0.019	0.155	

Tabla N. 4. 6

OBSERVACIONES Etapas de descarga.

# CURVAS TIEMPO-DEFORMACION

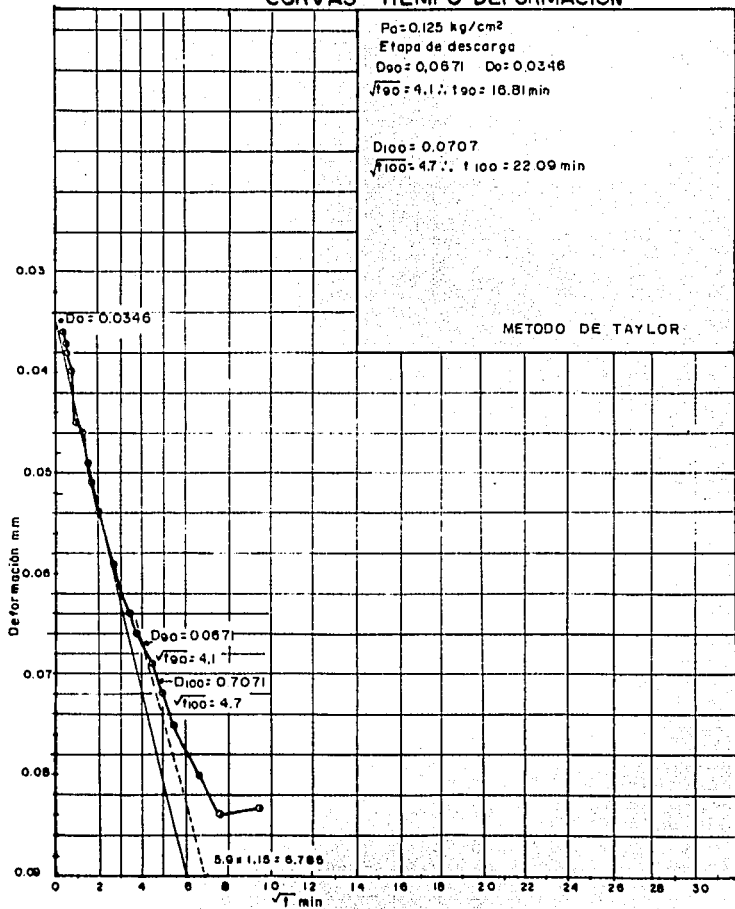


Tabla IV. 4.6a



# CURVAS TIEMPO-DEFORMACION

$P = 0.000 \text{ kg/cm}^2$

Etapas de descarga

$\sqrt{t_{90}} = 2.8$      $t_{90} = 7.84 \text{ min}$

$D_{90} = 0.105$

$D_{100} = 0.112$

$\sqrt{t_{100}} = 3.4$      $t_{100} = 11.56 \text{ min}$

MÉTODO DE TAYLOR

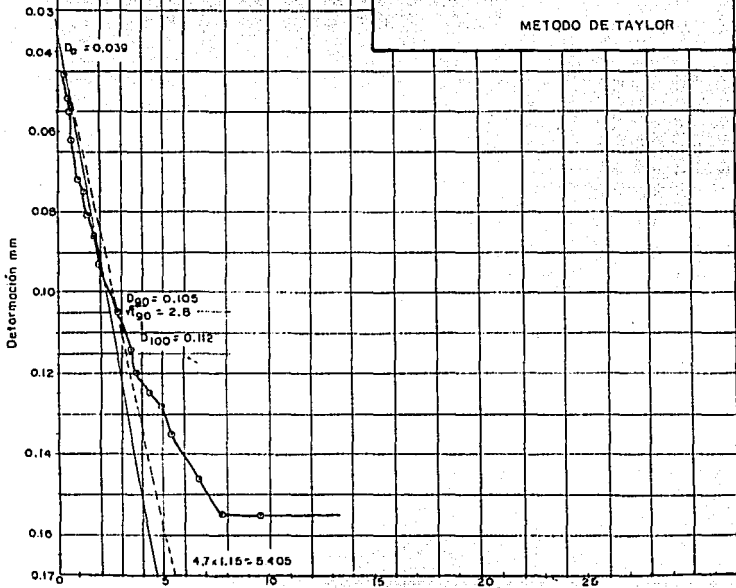


Tabla IV, 4.6b

FALLA DE ORIGEN

## PRUEBA DE CONSOLIDACION

SONDEO No. PS-1 MUESTRA 1  
 UBICACION: Col. Na. Isabel Valle de Chalco  
 APARATO No. 1 ANILLO No. 1  
 PROFUNDIDAD: 2.40 m.  
 OPERADOR M. B. C. CALCULO: M. B. C.  
 FECHA: 12 a 17 de diciembre de 1954

### DATOS GENERALES

### CALCULOS

$$A_c = 49.889 \text{ cm}^2$$

$$e = (2H - 2h) / 2h_0$$

$$L_w = 349.76\%$$

$$B_s = 2.44$$

$$a_v = (e_1 - e_2) / (p_1 - p_2)$$

$$L_p = 124.05\%$$

$$h_i = 20.15 \text{ mm}$$

$$2H_0 = (2H_1 + 2H_2) / 4$$

$$I_p = 225.71\%$$

$$C_v = 0.849 \text{ ft}^2 / \text{seg}$$

$$K_m = C_v a_v / (1 + e_0)$$

$$e_0 = (e_1 + e_2) / 2$$

$$a_v = e_v / (1 + e_0)$$

$$w_s = 49.81 \text{ gr}$$

$$2H_0 = \frac{10W_s}{7w B_s A_c} = 4.091$$

**U. N. A. M.**  
**EN. E. P. ARAGON**

PREBION APLICADA	LECTURA FINAL MICROM.	DEFORMACION DE LA MUESTRA	ESPESOR DE MUESTRA	2H - 2H <sub>0</sub>	RELACION DEVIACION	COEFICIENTE DE COMPRESION	2Hm	4Hm	t <sub>90</sub>	COEF. DE CONSOL. C <sub>v</sub>	COEF. DE PERMEAB. K <sub>m</sub>	PREBION MEDIA	m <sub>v</sub>
kg/cm <sup>2</sup>	mm.	mm.	mm.	mm.	e	a <sub>v</sub> cm <sup>2</sup> /kg	mm.	mm <sup>2</sup>	seg.	cm <sup>2</sup> /seg	cm/seg	gm kg/cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /kg
0.000	15.820	0.000	20.150	16.050	3.825	---	---	---	---	---	---	0.8825	---
0.125	15.222	0.329	19.821	15.730	3.845	0.640	9.992	99.840	7.840	0.108	0.0141	0.1855	0.132
0.250	15.100	0.418	19.732	15.641	3.823	0.178	9.888	97.772	21.160	0.038	0.0014	0.3750	0.038
0.500	14.930	0.579	19.571	15.480	3.784	0.158	9.828	96.550	1.102	0.744	0.0242	0.7500	0.033
1.000	14.865	0.789	19.361	15.270	3.732	0.104	9.733	94.731	3.610	0.222	0.0049	1.5000	0.022
2.000	14.251	1.162	18.868	14.877	3.636	0.088	9.582	81.815	1.860	0.367	0.0081	1.5000	0.021
1.000	14.319	1.128	19.022	14.931	3.850	---	9.497	80.193	1.860	0.380	---	---	---
0.500	14.406	1.081	19.089	14.989	3.668	---	9.529	80.793	1.440	0.535	---	---	---
0.250	14.480	0.985	19.165	15.074	3.665	---	9.593	81.451	4.410	0.178	---	---	---
0.125	14.577	0.902	19.248	15.157	3.705	---	9.603	92.218	16.810	0.046	---	---	---
0.000	14.752	0.747	19.403	15.312	3.743	---	9.683	83.373	7.840	0.101	---	---	---

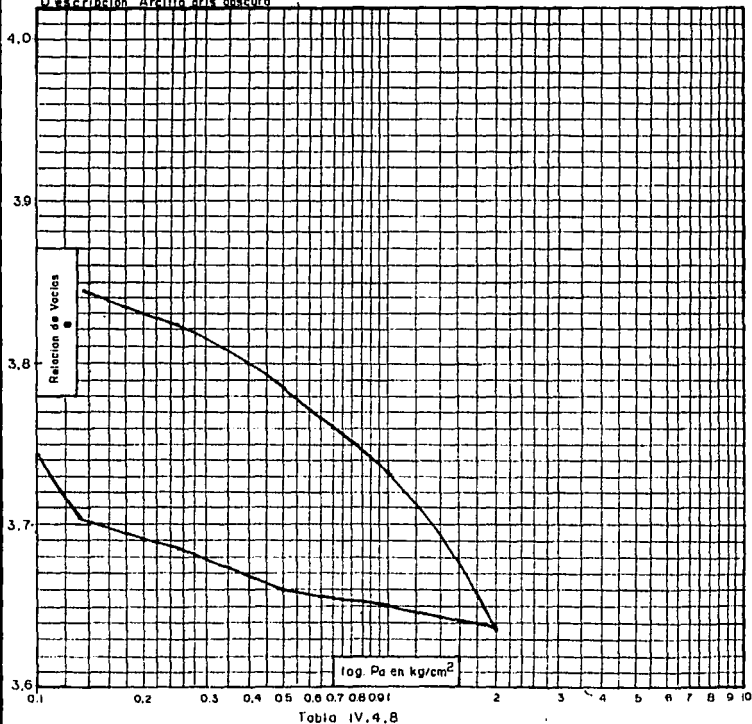
OBSERVACIONES

Tabla IV.4.7

U. N. A. M.  
E.N.E.P. ARAGON  
CURVA DE COMPRESIBILIDAD

SONDEO	PROF. (m)	$S_s$	w%	$\gamma_m$
PS-1	240	2.44	152.78	1.22

Descripción: Arcilla gris oscura



**U. N. A. M.  
E.N.E.P. ARAGON**

BONDEO No PS-1 PROF: 240 m

LOCALIZACION Col. Na. Isabel Valle de Chalco

MUESTRA No: 1 CALCULO: M.S.C.

FECHA 18 - Diciembre - 94

DESCRIPCION: Arcilla orgánica de alta plasticidad color gris oscuro

**COMPRESION  
SIMPLE**

**MEDIDAS DE LA MUESTRA:**

De = 3.67 cm. Ag = 10.010 cm.<sup>2</sup> V1 = 144.233 gr.  
 De = 3.59 cm. Ac = 10.122 cm.<sup>2</sup> V2 = 93.821 cm.<sup>3</sup>  
 Di = 3.81 cm. Ai = 10.235 cm.<sup>2</sup> δ' m = 1.217 Tonh  
 Hm = 8.27 cm. Am = As + 4Ac + Ai = 10.122 cm.<sup>2</sup>  
 8

VELOCIDAD DE APLICACIÓN DE LA CARGA 1 mm/min.

TIEMPO	LECTURA ANILLO CARGA	CARGA CARGA	LECTURA MICROMETRO	DEFORMACION TOTAL	DEFORMACION UNITARIA	1-DEFORMACION UNITARIA	AREA CORREGIDA	ESFUERZO	CONTENIDO DE HUMEDAD
seg	mm	kg	mm	mm.			cm. <sup>2</sup>	kg/cm. <sup>2</sup>	CONTENIDO DE HUMEDAD AL EMPEZAR
00	0.00	0.000	6.80			1.000	10.122		Cápsula No. 1
05	0.37	1.046	6.97	0.17	0.0018	0.988	10.140	0.103	P. cdp.+s.h.= 189.845 gr
10	0.59	1.795	7.14	0.34	0.0037	0.986	10.159	0.177	P. cdp. s.s.=
15	0.93	2.951	7.23	0.43	0.0046	0.985	10.169	0.290	P. agua = 89.197 gr
30	1.24	4.006	7.42	0.62	0.0067	0.983	10.190	0.393	P. cápsula = 55.812 gr
45	1.41	4.584	7.63	0.83	0.0089	0.981	10.213	0.449	P. suelo s. = 45.088 gr
60	1.53	4.992	7.79	0.99	0.0107	0.989	10.231	0.497	W = 153.91%
75	1.69	5.536	8.21	1.41	0.0157	0.985	10.276	0.539	
90	1.82	5.978	8.43	1.63	0.0176	0.982	10.303	0.680	
106	1.98	6.523	8.63	1.83	0.0197	0.980	10.326	0.632	
120	2.24	7.407	9.15	2.36	0.0253	0.975	10.385	0.713	COTENIDO DE HUMEDAD
136	2.34	7.747	9.32	2.52	0.0272	0.973	10.406	0.745	AL TERMINAR
150	2.47	8.189	9.54	2.74	0.0296	0.970	10.430	0.786	
166	2.63	8.734	9.73	2.93	0.0316	0.968	10.452	0.836	Cápsula No. 1 y 2
180	2.43	8.053	9.95	3.15	0.0340	0.966	10.478	0.788	P. cdp.+s.h.= 222.847 gr
196	2.31	7.645	10.06	3.26	0.0361	0.964	10.491	0.729	P. cdp.+s.s.= 155.730 gr
									P. agua = 88.909 gr
									P. cápsula = 110.642 gr
									P. suelo s. = 45.098 gr
									W = 148.37%

Tabla IV.5.1.

Area controlada =  $\frac{Am}{1-Def. unit}$

PROBETA		Wl	Ss	$\gamma_m$	$\sigma$	
Nº	Prof. m					
1	2.40	153.31	2.44	1.22	0.87	

Descripción: Depósito arcilloso c/arena color gris oscuro.

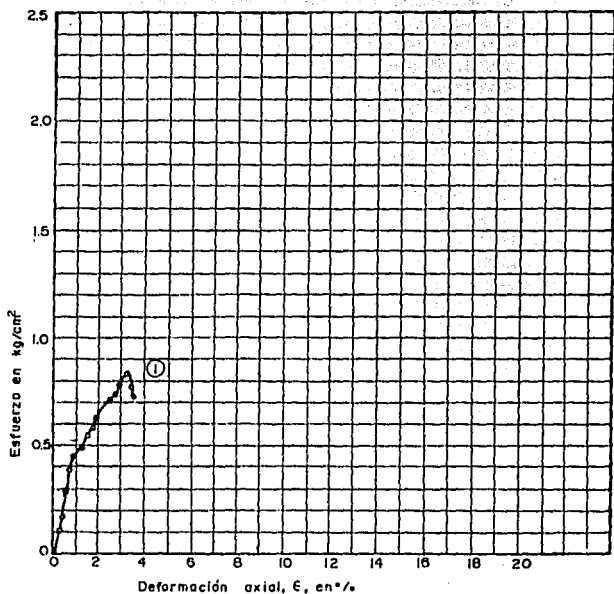


Fig. IV.6.4 Prueba de compresión simple sondeo PS-1

U. N. A. M.  
E. N. E. P. ARAGON

BONICHO No. PA - 1 PROF.: 2.40 m

LOCALIZACION Col. Ma. Isabel, Valle de Chalco

MUESTRA No.: 1 CALCULO: M.S.C.

FECHA 18 - Diciembre - 64

DESCRIPCION: Arcilla orgánica de alta plasticidad color gris oscuro

**COMPRESION  
TRIAJAL RAPIDA**

**MEDIDAS DE LA MUESTRA:**

De = 3.580 cm. As = 10.122 cm.<sup>2</sup> Wt = 102.382 gr.  
Dc = 3.820 cm. Ac = 10.282 cm.<sup>2</sup> Vt = 87.875 cm.<sup>3</sup>  
Di = 3.710 cm. Ai = 10.810 cm.<sup>2</sup>  $\sigma'_{vm}$  = 1.175 Ton/m  
Hm = 8.500 cm. Am =  $\frac{As + 4Ac + Ai}{6}$  = 10.350 cm.<sup>2</sup>

VELOCIDAD DE APLICACION DE LA CARGA 1 mm/min.  $\sigma'_3$  = 0.5 kg/cm<sup>2</sup>

TEMPO	LECTURA ANILLO CARRO	CARGA CARRO	LECTURA MICROMETRO	DEFORMACION TOTAL	DEFORMACION UNITARIA	1-DEFORMACION UNITARIA	AREA CORREGIDA	ESFUERZO	CONTENIDO DE HUMEDAD AL EMPEZAR
seg	mm	kg	mm	mm.			cm <sup>2</sup>	kg/cm. <sup>2</sup>	
00	0.00	0.000	2.36	0.00	0.0000	1.000	10.350	0.000	Cápsula No. 3
05	0.48	1.420	3.18	0.82	0.0096	0.990	10.450	0.136	P. cáp. + s. h. = 158.329 gr
10	0.93	2.961	3.99	1.62	0.0190	0.981	10.561	0.280	P. cáp. + s. a. =
15	1.32	4.278	4.67	2.31	0.0272	0.973	10.639	0.402	P. agua = 82.279 gr
30	1.56	6.094	5.53	3.17	0.0373	0.963	10.751	0.472	P. cápsula = 64.836 gr
45	1.72	8.638	6.13	3.77	0.0443	0.956	10.830	0.521	P. suelo s. = 41.114 gr
60	1.97	6.489	6.69	4.53	0.0533	0.947	10.933	0.593	W = 151.48 %
75	2.24	7.407	7.32	4.96	0.0583	0.942	10.991	0.674	
90	2.67	8.530	7.97	5.61	0.0660	0.934	11.091	0.769	
106	2.75	9.142	8.64	6.18	0.0727	0.927	11.161	0.819	
120	2.96	9.866	9.28	6.87	0.0808	0.919	11.260	0.875	
136	3.15	10.502	10.06	7.69	0.0806	0.909	11.379	0.923	CONTENIDO DE HUMEDAD AL TERMINAR
150	3.42	11.421	11.13	8.77	0.1032	0.897	11.541	0.969	
165	3.78	12.645	11.91	9.55	0.1123	0.888	11.660	1.084	Cápsula No. 3 y 4
180	4.06	13.698	12.67	10.31	0.1213	0.879	11.779	1.154	P. cáp. + s. h. = 211.487 gr
196	4.45	14.924	13.24	10.88	0.1280	0.872	11.869	1.257	P. cáp. + s. s. = 150.045 gr
210	4.72	15.643	13.94	11.58	0.1360	0.864	11.962	1.322	P. agua = 81.422 gr
215	4.93	16.557	14.63	12.27	0.1440	0.856	12.036	1.368	P. cápsula = 108.831 gr
240	4.66	15.606	15.13	12.77	0.1500	0.850	12.179	1.281	P. suelo s. = 41.114 gr
265	4.43	14.856	15.62	13.26	0.1560	0.844	12.263	1.211	W = 149.38 %

Tabla IV.8.1

Area corregida =  $\frac{Am}{1 - \text{Det. unt}}$

**U. N. A. M.  
E. N. E. P. ARAGON**

SONDEO No. PA-1 PROF.: 2.40 m

LOCALIZACION Col. Ma. Isabel Valle de Chicao

MUESTRA No.: 1 CALCULO: M.S.C.

FECHA 18 - Diciembre - 94

DESCRIPCION: Arcilla organica de esta clasificacion color gris obscuro

**COMPRESION  
TRIAJAL RAPIDA**

**MEDIDAS DE LA MUESTRA:**

$D_s = 3.580$  cm.       $A_s = 10.122$  cm.<sup>2</sup>       $W_i = 103.393$  gr.  
 $D_c = 3.620$  cm.       $A_c = 10.282$  cm.<sup>2</sup>       $V_i = 87.975$  cm.<sup>3</sup>  
 $D_l = 3.710$  cm.       $A_l = 10.310$  cm.<sup>2</sup>       $\delta' m = 1.175$  Ton/m  
 $H_m = 9.500$  cm.       $A_m = \frac{A_s + (A_c \cdot A_l)}{6}$  = 10.350 cm.<sup>2</sup>

VELOCIDAD DE APLICACION DE LA CARGA 1 mm/min.  $\sigma_p = 0.5$  kg/cm<sup>2</sup>

TIEMPO seg	LECTURA ANILLO CARGA mm	CARGA CARGA kg	LECTURA MICROME TRO mm	DEFORMA CION TOTAL mm.	DEFORMA CION UNITARIA	1-DEFOR MACION UNITARIA	AREA CORRECI DA cm <sup>2</sup>	ESFUERZO kg/cm <sup>2</sup>	CONTENIDO DE HUMEDAD CONTENIDO DE HUMEDAD AL EMPEZAR
00	0.00	0.000	2.36	0.00	0.0000	1.000	10.360	0.000	Cápula No. 3 P. cáp. + s.h. = 158.329 gr P. cáp. + s.s. = P. agua = 82.279 gr P. cápsula = 54.836 gr P. suelo s. = 41.114 gr W = 151.48 %
05	0.48	1.420	3.18	0.82	0.0096	0.990	10.450	0.136	
10	0.93	2.961	3.99	1.62	0.0190	0.981	10.561	0.280	
15	1.32	4.278	4.67	2.31	0.0272	0.973	10.639	0.402	
30	1.58	5.094	5.53	3.17	0.0373	0.963	10.751	0.472	
45	1.72	5.638	6.13	3.77	0.0443	0.966	10.830	0.521	
60	1.97	6.469	6.69	4.53	0.0539	0.947	10.933	0.593	
75	2.24	7.407	7.32	4.96	0.0583	0.942	10.991	0.674	
90	2.67	8.530	7.97	5.61	0.0660	0.934	11.081	0.768	
106	2.75	9.142	8.54	6.18	0.0727	0.927	11.161	0.819	
120	2.96	9.866	9.29	6.87	0.0808	0.919	11.260	0.875	
136	3.15	10.502	10.06	7.69	0.0806	0.909	11.379	0.923	
150	3.42	11.421	11.13	8.77	0.1032	0.897	11.541	0.969	
166	3.78	12.648	11.91	9.55	0.1123	0.889	11.660	1.084	
180	4.06	13.698	12.67	10.31	0.1213	0.879	11.779	1.158	
196	4.45	14.924	13.24	10.86	0.1280	0.872	11.869	1.257	
210	4.72	15.843	13.94	11.58	0.1360	0.864	11.982	1.322	
215	4.93	16.557	14.63	12.27	0.1440	0.856	12.096	1.368	
240	4.66	15.606	15.13	12.77	0.1500	0.850	12.179	1.281	
255	4.43	14.896	15.62	13.26	0.1560	0.844	12.263	1.211	
									Cápula No. 3 y 4 P. cáp. + s.h. = 211.687 gr P. cáp. + s.s. = 150.045 gr P. agua = 81.422 gr P. cápsula = 108.891 gr P. suelo s. = 41.114 gr W = 149.38 %

Tabla IV.6.1

$$\text{Area corregida} = \frac{A_m}{1 - \text{Def. unit}}$$

**U. N. A. M.  
E. N. E. P. ARAGON**

BONDEO No. PS-1 PROF.: 2.40 m

LOCALIZACIÓN Col. Ma. Isabel Valle de Chico

MUESTRA No.: 1 CALCULO: M.B.C.

FECHA 18 - Diciembre - 94

DESCRIPCIÓN: Arcilla orgánica de alta elasticidad color gris oscuro

## COMPRESION TRIAIXIAL RAPIDA

**MEDIDAS DE LA MUESTRA:**

$D_s = 3.760$  cm.       $A_s = 11.148$  cm.<sup>2</sup>       $W_l = 110.548$  gr.  
 $D_c = 3.785$  cm.       $A_c = 11.237$  cm.<sup>2</sup>       $V_l = 87.517$  cm.<sup>3</sup>  
 $D_l = 3.795$  cm.       $A_l = 11.311$  cm.<sup>2</sup>       $\sigma'_m = 1.283$  Ton/m.  
 $H_m = 7.780$  cm.       $A_m = \frac{A_s + 4A_c + A_l}{6} = 11.234$  cm.<sup>2</sup>

VELOCIDAD DE APLICACIÓN DE LA CARGA 1 mm/mín.  $\dot{\sigma}_v = 1.0$  kg/cm<sup>2</sup>

TIEMPO seg	LECTURA ANILLO CARGA mm	CARGA CARGA kg	LECTURA MICROME- TRO mm	DEFORMA- CIÓN TOTAL mm.	DEFORMA- CIÓN UNITARIA	1-DEFOR- MACIÓN UNITARIA	AREA CORREGI- DA cm <sup>2</sup>	ESFUERZO kg/cm. <sup>2</sup>	CONTENIDO DE HUMEDAD AL EMPEZAR
00	0.00	0.000	1.42	0.00	0.0000	1.000	11.234	0.000	Cápsula No. 5 P. cáps. + s. h. = 168.728 gr P. cáps. + s. = P. agua = 87.749 gr P. cápsula = 55.180 gr P. suelo s. = 42.799 gr W = 159.28 %
05	0.59	1.795	1.97	0.56	0.0071	0.983	11.314	0.159	
10	0.98	3.121	2.41	0.99	0.0127	0.987	11.379	0.274	
15	1.46	4.764	2.83	1.41	0.0181	0.982	11.441	0.415	
30	1.82	5.979	3.25	1.83	0.0236	0.978	11.504	0.520	
45	2.15	7.101	3.50	2.08	0.0267	0.973	11.542	0.615	
60	2.51	8.325	3.67	2.45	0.0314	0.969	11.599	0.718	
75	2.83	9.414	4.15	2.73	0.0360	0.965	11.642	0.809	
90	3.24	10.808	4.53	3.11	0.0399	0.960	11.701	0.924	
106	3.58	11.936	4.71	3.29	0.0422	0.968	11.729	1.020	
120	3.97	13.291	5.31	3.89	0.0499	0.960	11.824	1.124	
136	4.32	14.482	5.64	4.22	0.0542	0.946	11.877	1.219	
150	4.61	15.488	5.98	4.56	0.0583	0.941	11.932	1.296	
165	5.15	17.308	6.18	4.78	0.0610	0.939	11.966	1.446	
180	5.46	18.326	6.67	5.26	0.0674	0.933	12.046	1.521	
196	5.69	19.142	6.95	5.53	0.0710	0.930	12.092	1.583	
210	5.92	19.924	7.17	5.75	0.0738	0.926	12.129	1.642	
225	6.71	19.210	7.41	5.98	0.0770	0.923	12.170	1.578	
240	5.57	18.734	7.62	6.20	0.0796	0.920	12.206	1.536	
									COTENIDO DE HUMEDAD AL TERMINAR  Cápsula No. 5 y 6 P. cáps. + s. h. = 218.840 gr P. cáps. + s. = 153.121 gr P. agua = 65.534 gr P. cápsula = 110.322 gr P. suelo s. = 42.799 gr W = 153.10 %

Tabla IV. 6.2

Area corregida =  $\frac{A_m}{1 - \text{Det. un.}}$

# FALLA DE ORIGEN



**U. N. A. M.**  
**E. N. E. P. ARAGON**

BONDEO No. PS-1 PROF.: 2.40 m

LOCALIZACION Col. Ma. Isabel, Valle de Chalco

NUESTRA No.: 1 CALCULO: M.B.C.

FECHA 16-Diciembre-94

DESCRIPCION Arcilla arcénica de alta plasticidad color gris oscuro

**COMPRESION  
TRIAxIAL RAPIDA**

**MEIDAS DE LA MUESTRA:**

De = 3.556 cm.      As = 9.981 cm.<sup>2</sup>      V<sub>1</sub> = 103.383 gr.  
 Dc = 3.520 cm.      Ac = 9.731 cm.<sup>2</sup>      V<sub>2</sub> = 82.581 cm.<sup>3</sup>  
 DI = 3.580 cm.      AI = 9.953 cm.<sup>2</sup>      σ<sub>1m</sub> = 1.237 Ton/m.  
 HM = 9.520 cm.      Am = As + 4Ac + AI =                           Am = 9.810 cm.<sup>2</sup>

VELOCIDAD DE APLICACION DE LA CARGA 1 mm/min.      σ<sub>3</sub> = 1.5 kg/cm<sup>2</sup>

TEMPO seg.	LECTURA ANILLO CARGA mm	CARGA CARGA kg	LECTURA MICROMETRO mm	DEFORMACION TOTAL mm.	DEFORMACION UNITARIA	1-DEFORMACION UNITARIA	AREA CORREGIDA cm <sup>2</sup>	ESFUERZO kg/cm <sup>2</sup>	CONTENIDO DE HUMEDAD AL EMPEZAR
00	0.00	0.000	1.050	0.00	0.0000	1.000	9.810	0.000	Cápsula No. 7 P. cáp. + s. h. = 158.531 gr P. cáp. + s. a. = 0.158 P. agua = 82.280 gr P. cápsula = 56.136 gr P. suelo s. = 41.133 gr W = 151.36 %
05	0.52	1.556	1.120	0.07	0.0008	0.999	9.810	0.158	
10	1.06	3.369	1.360	0.33	0.0039	0.996	9.848	0.341	
15	1.32	4.278	1.540	0.49	0.0059	0.994	9.867	0.433	
30	1.72	6.638	1.720	0.67	0.0079	0.992	9.868	0.570	
45	2.17	7.169	1.960	0.91	0.0107	0.989	9.916	0.723	
60	2.67	8.369	2.170	1.12	0.0131	0.986	9.940	0.841	
75	2.86	9.516	2.310	1.26	0.0148	0.985	9.957	0.956	
90	3.16	10.636	2.570	1.62	0.0178	0.982	9.988	1.056	
105	3.42	11.421	2.870	1.82	0.0214	0.977	10.024	1.139	
120	3.77	12.611	3.050	2.00	0.0236	0.976	10.046	1.256	
135	4.02	13.461	3.130	2.08	0.0244	0.975	10.056	1.339	
150	4.42	14.822	3.260	2.21	0.0258	0.974	10.071	1.472	
166	4.76	15.979	3.430	2.38	0.0279	0.972	10.092	1.583	
180	5.07	17.033	3.580	2.53	0.0297	0.970	10.110	1.686	
196	5.36	18.020	4.040	2.99	0.0351	0.965	10.167	1.772	
210	5.78	19.448	4.270	3.22	0.0378	0.962	10.196	1.908	
226	6.06	20.367	4.510	3.46	0.0406	0.969	10.226	1.992	
240	6.37	21.456	4.740	3.69	0.0439	0.967	10.254	2.092	
256	6.14	20.672	4.960	3.90	0.0458	0.964	10.280	2.011	
270	5.39	19.618	5.190	4.14	0.0486	0.961	10.310	1.903	
									Cápsula No. 7 y 8 P. cáp. + s. h. = 209.421 gr P. cáp. + s. a. = 149.548 gr P. agua = 59.872 gr P. cápsula = 106.416 gr P. suelo s. = 41.133 gr W = 145.56 %

Tabla IV. 6.3

Area corrigida =  $\frac{Am}{1 - Def. unit}$

PROBETA		Wl	Ss	Ym	$\sigma_{III}$	$\sigma_I$
Nº	Prof. m					
1	2.40	151.48	2.44	1.17	0.5	1.868
2	2.40	158.29	2.44	1.26	1.0	2.642
3	2.40	151.36	2.44	1.24	1.5	3.592

Descripción: Depósito arcilloso c/arena color gris oscuro

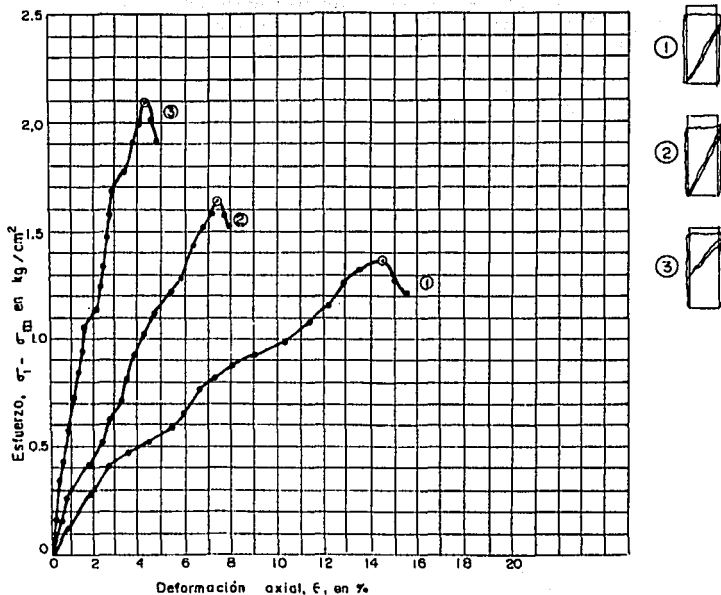


Fig. IV.6.4 Pruebas de compresión triaxial sondeo PS-1

### CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL

DESCRIPCIÓN: Arcilla con arena color gris obscuro      ENSAYE No. 1, 2 y 3  
 ESTUDIO POR EFECTUAR: Triaxial rápida      FECHA: 16 - Dic. - 54  
 LOCALIZACIÓN: Col. Ma. Isabel, Valle de Chalco.

SONDEO No. PB-1      MUESTRA No. 1  
 TIPO DE PRUEBA: RÁPIDA (R)  CONSOLIDADA RÁPIDA (Rc)  LENTA (L)  CALCULO: M. S. C.

PRUEBA No.	W <sub>i</sub>	W <sub>f</sub>	S <sub>s</sub>	$\sigma_B$	$\sigma_1 - \sigma_B$	$\gamma_m$	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE  $\phi = 25^\circ$  $C = 0.4 \text{ kg/cm}^2$
1	151.48	149.39	2.44	0.5	1.368	1.175	
2	158.29	153.10	2.44	1.0	1.642	1.263	
3	151.36	145.56	2.44	1.5	2.052	1.237	
4							

**U.N.A.M**  
**E.N.E.P. ARAGON**

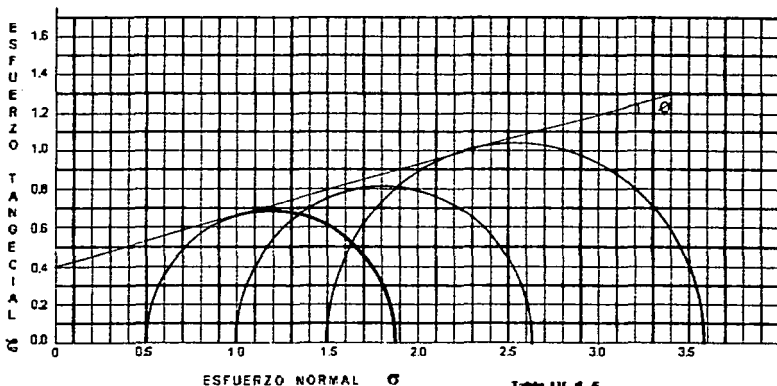


Tabla IV.6.5

#### 4.5. Interpretación de resultados.

Hasta la profundidad de exploración (4 m.), se observaron estratos de arcilla de alta compresibilidad con contenidos variables de arena (resumen fig.4.3), distribuidos de la siguiente manera:

1. De la superficie y hasta los 50 cm. se encontró material de relleno, formado por pedasería de tabique, tezontle, concreto y superficialmente una capa de arena fina de color oscuro.
2. Entre los 50 cm y los 2.40 m se tiene material con un contenido de humedad de 103.54%, compuesto por un 59.38% de material fino y el restante 46.62% de arena. El material fino se clasifica como una arcilla de alta plasticidad (OH), con un límite líquido  $LL=117.00\%$  e índice de plasticidad  $I_p=47.78\%$  en promedio, por lo que el estrato se clasifica como un suelo orgánico de alta plasticidad (OH).
3. De los 2.4 m. y hasta los 2.75 m. el material posee un contenido de humedad  $w=349.76\%$ , se compone de un 59.31% de material fino mezclado con el 40.69% de material grueso, del cual el 4% es grava y el 36.69% arena. El material fino se clasifica como un suelo orgánico de alta plasticidad (OH), con  $LL=361.50\%$  e  $I_p=225.71\%$ , por lo que se clasifica al estrato de la misma manera.
4. El material extraído entre los 2.75 y 3.20 m. tiene un contenido de humedad  $w=346.19\%$  y una densidad de partículas sólidas  $S_s=2.21$ , se compone de un 85.30% de arcilla inorgánica de alta plasticidad con un  $LL=412.56\%$  e  $I_p=294.77\%$ . El material grueso se compone de un 2.5% de grava y un 12.20% de arena, clasificándose de tal manera al estrato como una suelo inorgánico de alta plasticidad (CH).

5. El estrato que se encuentra entre los 3.20 y los 3.45 m. se clasifica como un caso frontera denominado como Sp-Sc (arena mal graduada con arcilla) con un contenido de humedad de 46.28% ,  $C_u = 1.77$  y un  $C_c = 0.86$ , el material fino se compone de un suelo orgánico de alta plasticidad con un  $LL = 87.25\%$  e  $IP = 15.65\%$ .
6. El estrato comprendido entre los 3.45 y hasta la profundidad de la excavación (4.0 m.) tiene un contenido de humedad de 368.84% y se compone de un 56.60% de material fino y el 43.40% de material grueso del cual el 0.68% es grava y el 42.72% es arena. El material fino tiene un  $LL = 428.70\%$  y un  $IP = 217.37\%$ , por lo que su clasificación y la del estrato es de un suelo orgánico de alta plasticidad (OH).

De la muestra inalterada obtenida a los 2.40 m se determinó su densidad de sólidos teniendo esta un valor de 2.44 y se sometió al ensayo de laboratorio de consolidación unidimensional, para determinar su compresibilidad, obteniéndose coeficientes de compresibilidad altos, lo que hace suponer la presencia de grandes asentamientos. Los tiempos en que se consigue la consolidación son relativamente pequeños y varían de 2.56 a 22 minutos en el proceso de carga y de 2.86 a 22.04 min. en el proceso de descarga.

De la misma muestra inalterada se labraron cilindros para someterlos a la prueba de compresión simple y compresión triaxial. En el ensayo de compresión simple se obtuvo un esfuerzo desviador de  $0.836 \text{ kg/cm}^2$  es decir un esfuerzo último  $q_u = 0.418 \text{ kg/cm}^2$ . Para la prueba de compresión triaxial se utilizaron esfuerzos de compresión en la cámara de 0.5, 1 y  $1.5 \text{ kg/cm}^2$ , obteniéndose una cohesión de  $0.39 \text{ kg/cm}^2$  y un ángulo de fricción interna de  $17.95^\circ$ , de los datos recabados en esta prueba se observa que es un suelo con poca resistencia al esfuerzo cortante, característico de la zona de lago.

Los datos que se obtuvieron en las diferentes pruebas de laboratorio son similares a los obtenidos por la compañía Geotec. en una exploración realizada a 1 Km. aproximadamente del lugar de nuestra exploración, marcado en el croquis de localización con las siglas SM-1 y que se resume en la tabla IV.7.1 y la figura 4.4.

Tabla IV.7.1.

Profundidad m	Composición sondeo SM-1 exploración Geotec.	Composición pozo PS-1 Exploración Tesis.
0.0 a 0.50	Relleno	Relleno.
0.50 a 2.40	Relleno hasta 1 m. Arcilla orgánica de alta plasticidad. OH. y un es trato de arena. w= 120%, S <sub>a</sub> = 2.25 N.A.F. a 1.20 m.	Arcilla orgánica de alta plasticidad OH w= 103.54%, LL= 116.53% N.A.F. a 1.10 m.
2.40 a 2.75	Arcilla orgánica de alta plasticidad OH. w= 240%, S <sub>a</sub> = 2.3	Arcilla orgánica de alta de alta plasticidad OH w= 349.76% LL= 361.50% I <sub>p</sub> = 225.71%, S <sub>a</sub> = 2.44
2.75 a 3.20	Arcilla orgánica de alta Plasticidad OH w= 310%, S <sub>a</sub> = 2.3	Arcilla inorgánica de alta plasticidad CH w= 346.19% LL= 412.56%
3.20 a 3.45	Arcilla orgánica de alta plasticidad OH w=330%, S <sub>a</sub> = 2.31	Arena mal graduada con ar cilla Sp-Sc, w=46.28%
3.45 a 4.00	Arcilla orgánica de alta plasticidad OH w= 230%, S <sub>a</sub> = 2.35	Arcilla orgánica de alta Plasticidad OH w= 368.84%, LL= 428.70% I <sub>p</sub> = 217.37%

Comparación entre el estudio realizado por Geotec. MS-1 y el  
realizado en la tesis PS-1.

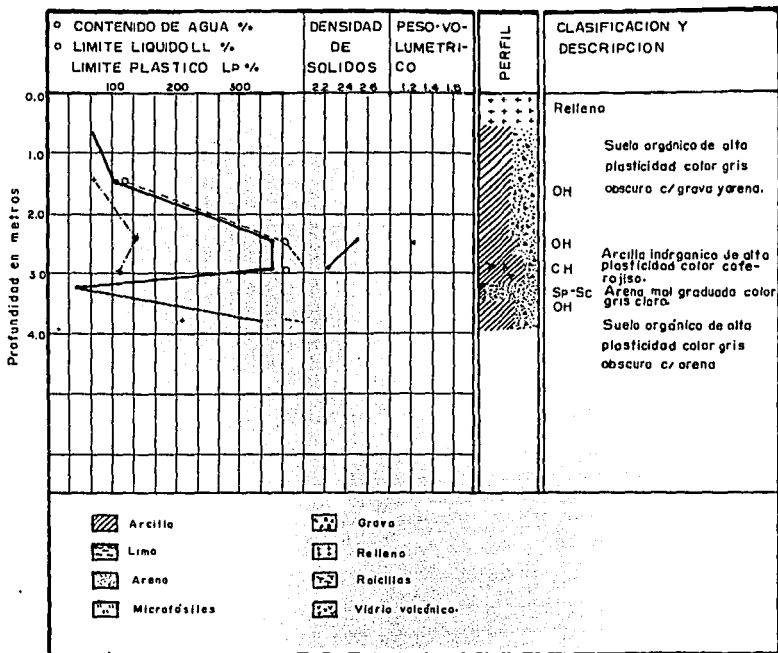
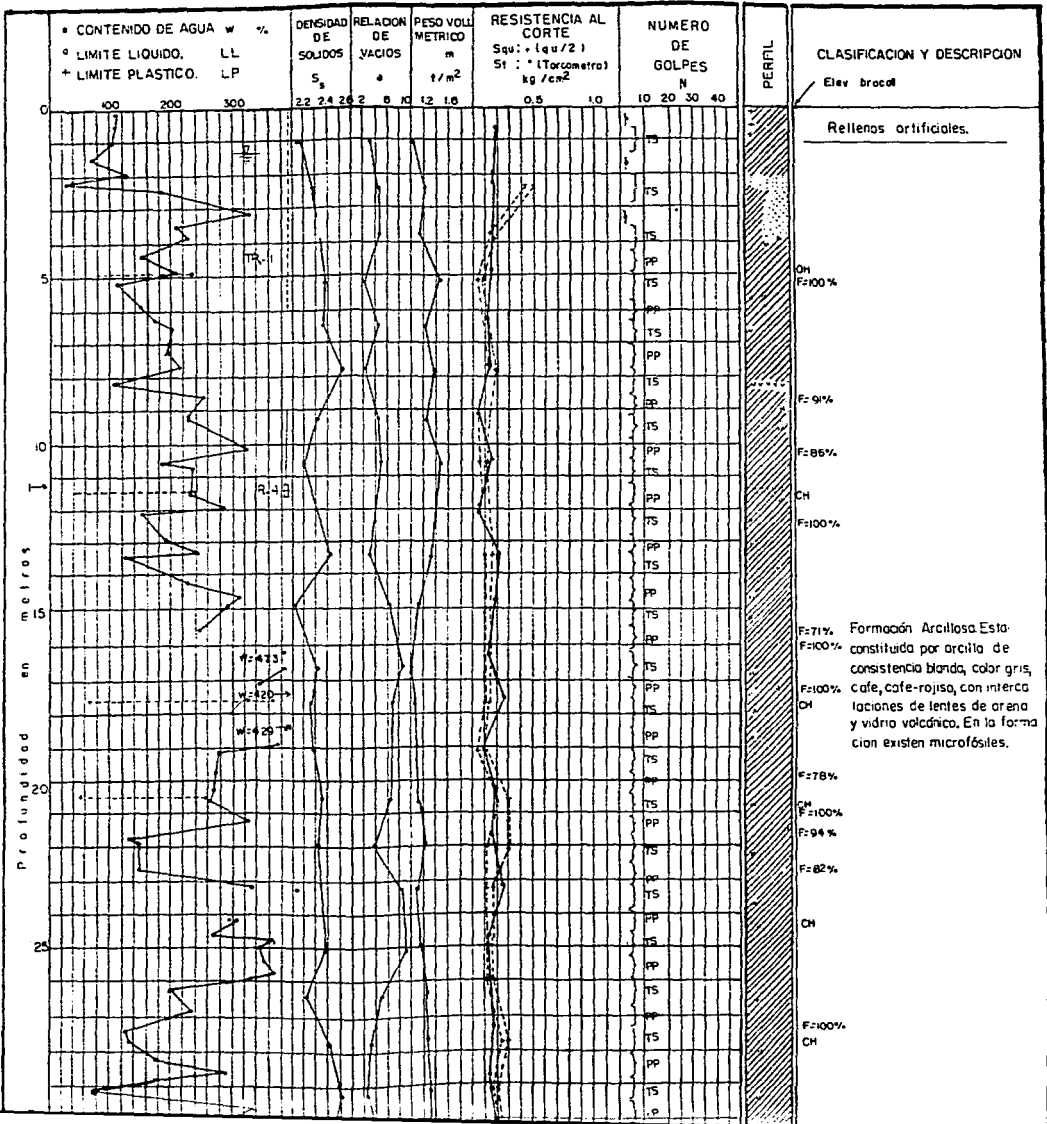


Fig. 4.3. Estratigrafía y propiedades del subsuelo en el sondeo PS-1





CLASIFICACION Y DESCRIPCION  
Elev brocal

Rellenos artificiales.

CH  
F=100%

F=91%

F=86%

CH  
F=100%

F=71% Formación Arcillosa Esta  
F=100% constituida por arcilla de  
consistencia blanda, color gris,  
F=100% café, café-rojizo, con interca  
CH laciones de lentes de arena  
y vidrio volcánico. En la forma  
cion existen microfósiles.

F=78%

CH  
F=100%

F=94%

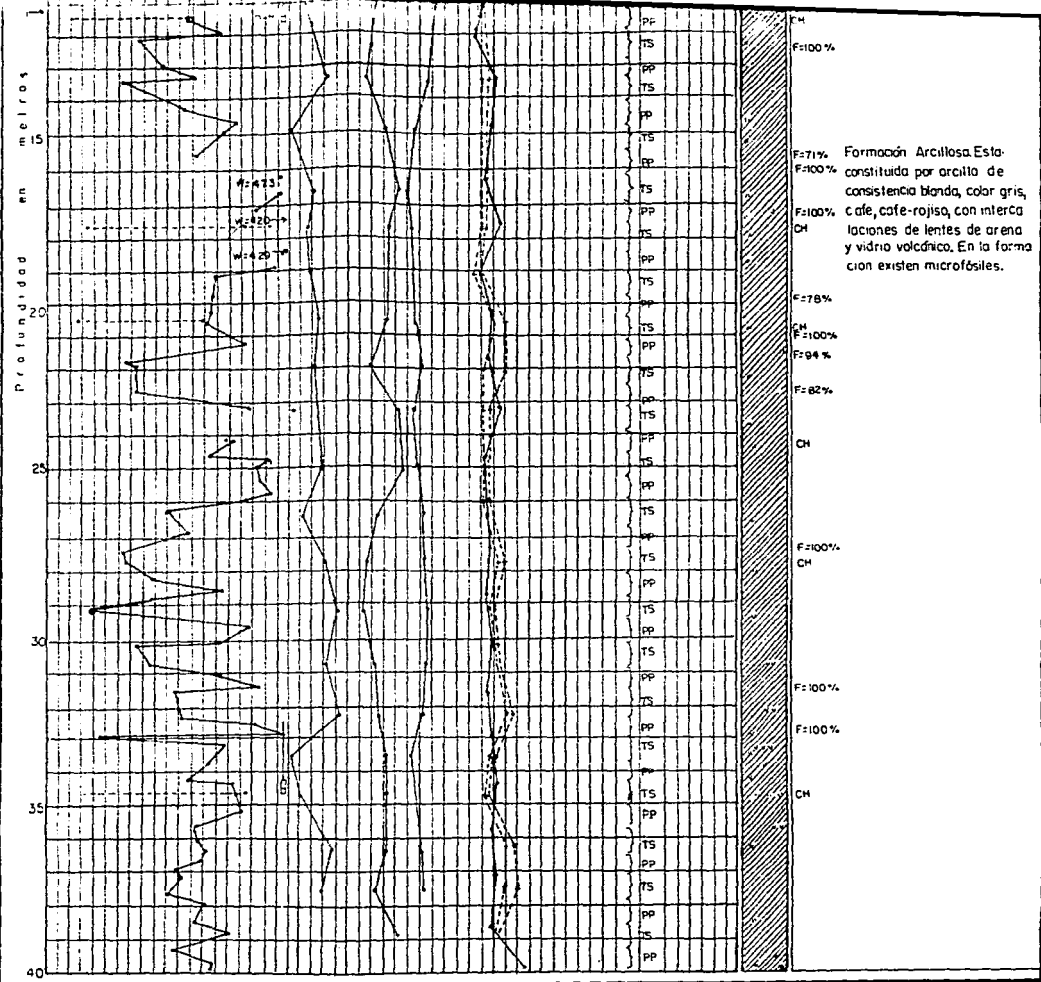
F=82%

CH

F=100%

CH

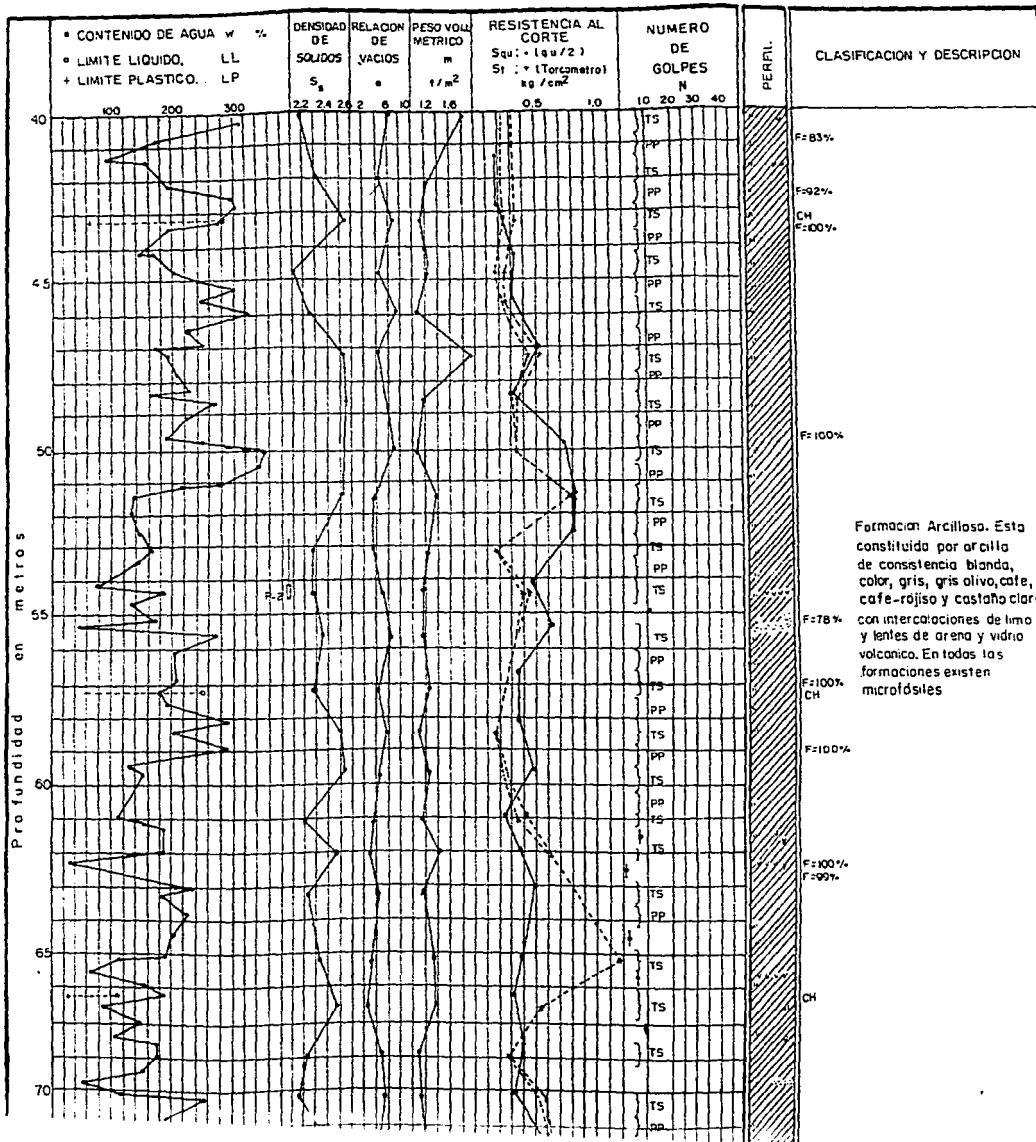
FALLA DE ORIGEN



- |                  |                  |                       |                      |                  |
|------------------|------------------|-----------------------|----------------------|------------------|
| Arcilla          | Grava, G         | A. avance en muestreo | N. norma ASTM D-1586 | TS. Tubo Shelby  |
| Limo             | Reteno           | MP. muestra perdida   | PP. peso propio      | D. Barri Denison |
| Arena, S         | Rocillas         | Prof. del edema       | 45/15. golpes/cm     |                  |
| Microfósiles     | Vidrio volcánico |                       |                      |                  |
| Materia orgánica |                  |                       |                      |                  |

Fig. 4.4. Estratigrafía y propiedades del subsuelo en el sondeo SM-1





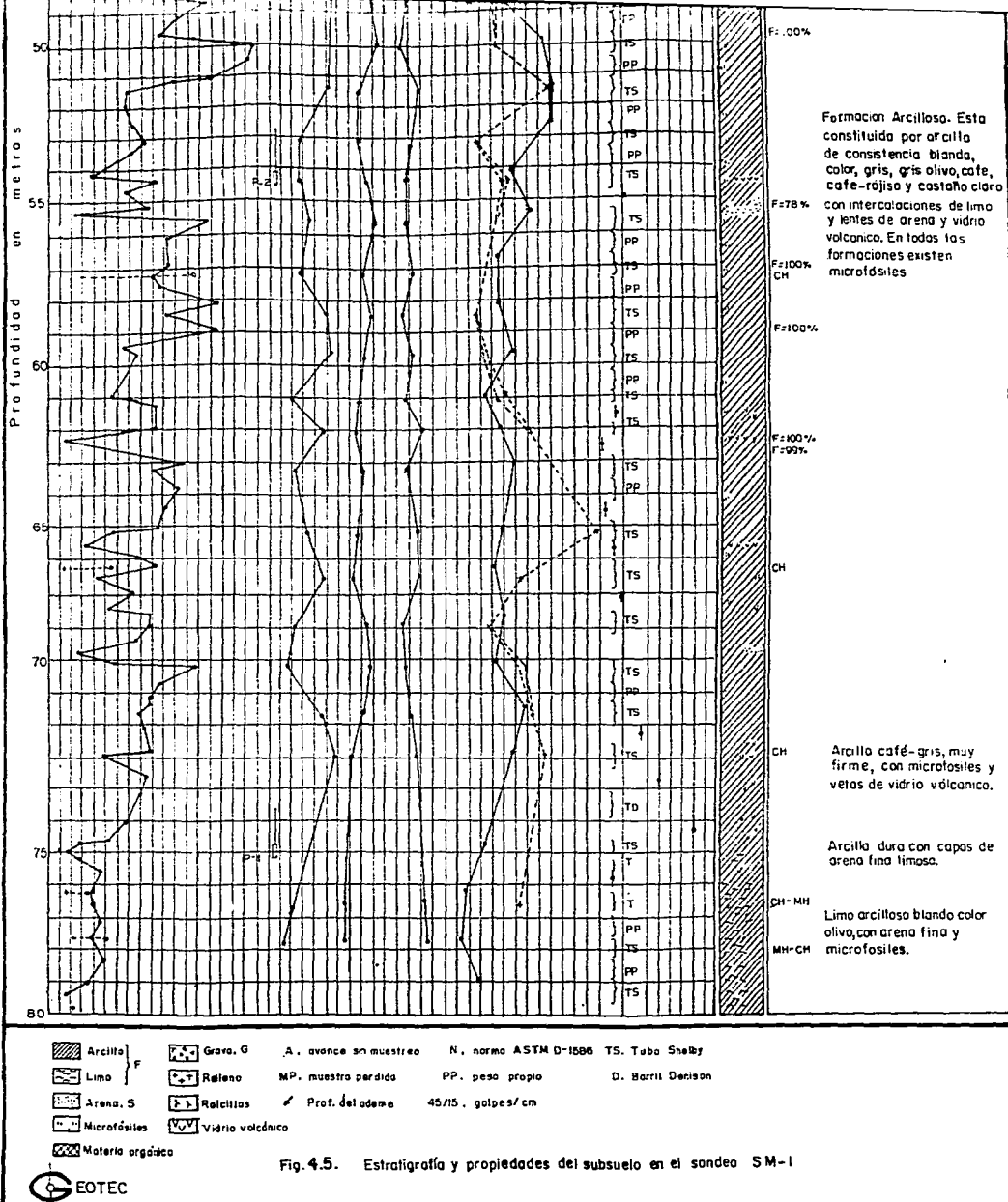


Fig. 4.5. Estratigrafía y propiedades del subsuelo en el sondeo SM-1

## CAPÍTULO V

### INSTRUMENTACIÓN

La instrumentación consiste en establecer el control de una estructura durante y después de su construcción, control que tiene por objeto comprobar los resultados de los cálculos y tomar las medidas oportunas cuando se presenten defectos en el proyecto debido a los inevitables errores en el conocimiento de las condiciones del subsuelo existente. La instrumentación puede realizarse tanto para tramos de ensayo como en estructuras en construcción y en ambos casos proporciona información que puede aplicarse en obras posteriores, generando un ahorro de dinero.

La instrumentación de las estructuras puede dividirse en tres tipos principales: Medida de desplazamientos, medición de empujes de tierra y medición de presiones de poro. En el caso particular de cimentaciones desplantadas en suelos blandos, la instrumentación se realiza determinando los desplazamientos horizontales y verticales, la presión de poro y el empuje de tierras a través de celdas de presión.

#### 5.1. Medición de desplazamientos.

Los desplazamientos de las estructuras pueden ser verticales u horizontales. Los desplazamientos verticales se asocian generalmente a los asentamientos y levantamiento de estructuras, ocasionados por la consolidación o expansión del subsuelo. Los desplazamientos horizontales por su parte se asocian a empujes laterales, producidos por agua o tierra.

Los asentamientos suelen ser la parte más importante de los movimientos que se presentan en la cimentación de estructuras, por lo que la observación de los asentamientos proporciona información

respecto a la magnitud, velocidad y distribución de los desplazamientos verticales.

Para realizar una observación se debe contar con un buen punto fijo de referencia, el cual debe estar fundado sobre roca o sobre una estructura que con seguridad no se asienta, cuando esto no es posible se acostumbra utilizar un edificio existente a cierta distancia, de no contar con un registro de los asentamiento del mismo se recomienda establecer de 2 a 3 puntos de referencia colocados en edificios de diferente edad. En la figura 5.1 se muestra un punto fijo de referencia para nivelaciones de precisión, de largo alcance en tiempo, el cual es ampliamente utilizado para estructuras situadas por encima de un depósito compresible de gran espesor.

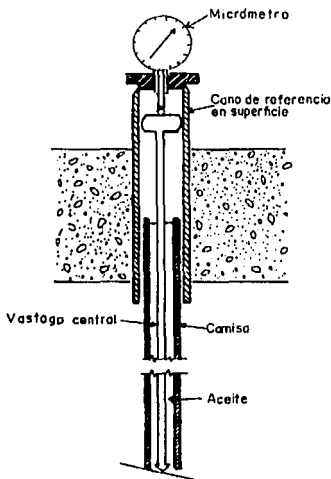


Fig. 5.1. Punto fijo de referencia para nivelaciones de precisión.

Las nivelaciones pueden hacerse con un nivel topográfico o con un nivel de agua. El nivel topográfico es satisfactorio para

observaciones en el exterior de una estructura, pero no en el interior de edificios, donde se recomienda el uso del nivel de agua mostrado en la figura 5.2 que ofrece mayor exactitud y facilidad para medir los asentamientos.

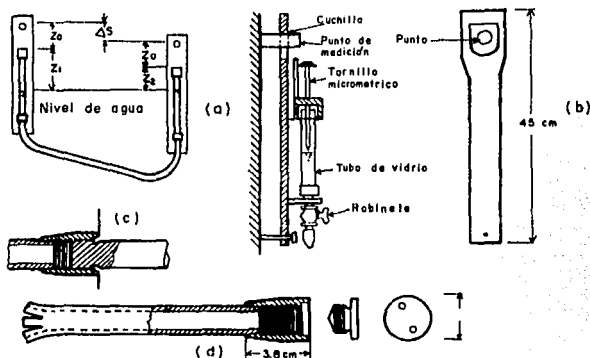


Fig. 5.2. (a) Diagrama esquemático de un nivel de agua: (b) detalle de los tubos de vidrio y del tornillo micrométrico utilizados para medir: (c) punto de observación: (d) detalle de la tapa de protección utilizada antes de empotrar el caño en su lugar.

Cualquiera que sea la característica de los desplazamientos que se presenten en puntos elegidos, se deben hacer observaciones sistemáticas durante periodos de tiempo cortos, para permitir la construcción de una adecuada curva de tiempo-asentamiento en cada uno de ellos. Cuando las observaciones tienen por objeto determinar los asentamientos de una estructura producidos por una excavación o construcción vecina, deberán realizarse observaciones constantes hasta que resulte evidente que los movimientos han cesado,

espaciándose entonces los intervalos de tiempo. Cuando las observaciones tienen por objeto determinar los asentamientos de una estructura bajo sus propias cargas, las primeras lecturas deben hacerse antes de que la cimentación soporte cualquier carga, varias veces más durante la construcción, otra cuando se termina la construcción, otra cuando se pone en servicio y posteriormente una al año hasta que el asentamiento termina.

Cuando lo que se desea es determinar la fuente de los asentamientos o la distribución de la compresión de los estratos, es necesario ubicar puntos de observación subterráneos a varias profundidades.

La medición de desplazamientos horizontales puede realizarse con un buen teodolito apoyado en un lugar firme y al menos dos puntos fijos que puedan ser utilizados como referencia. Una forma más fácil, exacta y que requiere de menor esfuerzo para hacer mediciones, es el empleo de barras horizontales colocadas como se muestra en la figura 5.3.

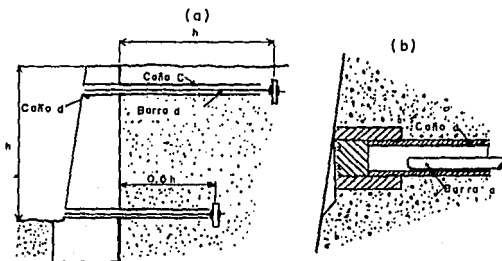


Fig. 5.3. a Diagrama de instalación para observar el movimiento de un muro de sostenimiento; (b) detalle de la barra de medición y del topón de protección.



Los desplazamientos horizontales pueden medirse también por medio de inclinómetros. Los inclinómetros se componen de secciones de tubo unidas mediante acoplamientos. Los tubos siguen las deformaciones del terreno, y su inclinación se mide mediante un torpedo que se introduce en su interior. El inclinómetro más empleado es el tipo Wilson que se muestra en la figura 5.4.

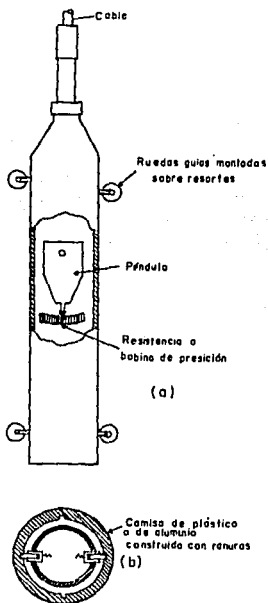


Fig. 5.4. Diagrama del inclinómetro Wilson (a) Vista del inclinómetro; (b) sección transversal mostrando el instrumento dentro de las ranuras de la camisa.

## 5.2 Medición de presión de poro.

La determinación "in situ" de la presión de poro es de gran importancia en los aspectos prácticos de la Mecánica de Suelos, debido a su estrecha relación con las teorías de consolidación y resistencia al esfuerzo cortante.

Los aparatos empleados para medir la presión de poro son los llamados piezómetros. Los piezómetros son en general aparatos que llevan en la punta una piedra porosa rodeada o no de una bolsa de arena para que el agua penetre a través de él.

Existen dos tipos de piezómetros; abiertos y cerrados, la utilización de uno u otro depende del tiempo de reacción o retardo, y de las características físicas de los lugares.

En los piezómetros abiertos el agua es conducida a la superficie a través de un tubo vertical y la presión se mide por la elevación del líquido sobre el tubo del piezómetro. El tipo de piezómetro abierto más utilizado es el de tipo Casagrande que se muestra en la figura 5.5.

Los piezómetros cerrados miden la presión de poro mediante manómetros que miden la presión que ejerce el agua sobre una membrana, los más comunes son los hidráulicos y los de diafragma. En la figura 5.6 se muestran los piezómetros hidráulicos más utilizados.

En los piezómetros de diafragma se mide la presión que ejerce el agua del terreno contra una membrana situada en la punta del piezómetro, existen dos tipos principales de piezómetros de diafragma, los eléctricos y los neumáticos y tienen la ventaja de que miden la presión de poro en la punta y no la altura piezométrica. En la figura 5.7 se muestra el esquema de un piezómetro de tipo neumático.

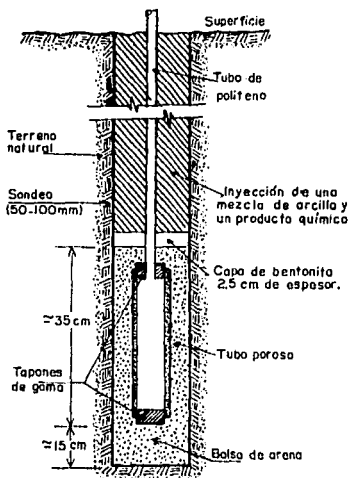


Fig. 5.5. Esquema del piezómetro tipo Casagrande

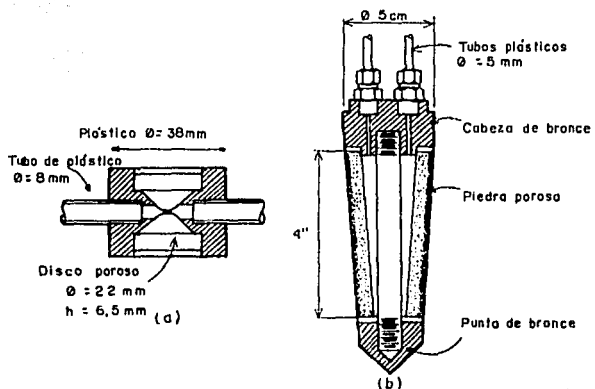


Fig. 5.6. Piezómetros hidráulicos cerrados. (a) Punta plástica para terraplenes tipo USBR (b) Punta tipo Bishop.

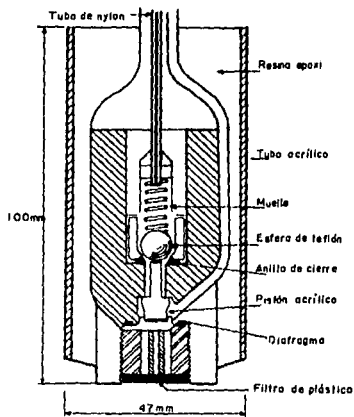
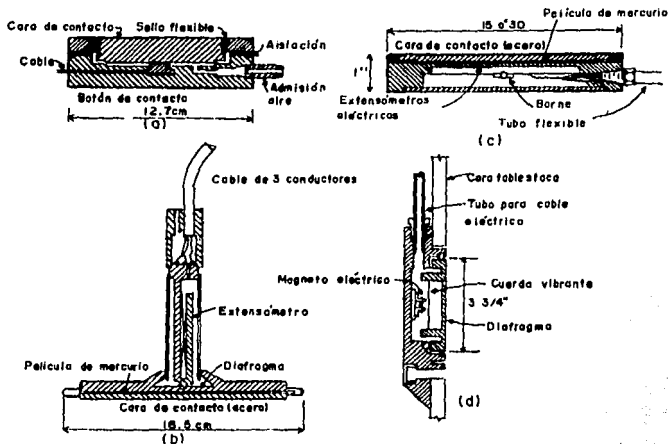


Fig. 5.7. Esquema del piezómetro hidráulico Tru Tec.

### 5.3 Medición de presiones.

La medición de presiones o empujes de tierra se realiza con el fin de determinar la magnitud y distribución de las presiones entre el suelo y estructura, con el objetivo de; 1) verificar las bases del proyecto; 2) determinar la fuerza y distribución de las tensiones que se desarrollan en el suelo. La medición de las presiones en caras planas de estructuras de concreto se realiza generalmente con células de presión embebidas en concreto de modo que la superficie de contacto entre el suelo y célula estubiese enrasado con la superficie plana del concreto, en la figura 5.8 se muestran los tipos de celdas más empleadas.



**Fig. 5.8.** Célidas para medir la presión. (a) Célida Goldbeck; (b) célula Carlson (c) célula Waterways Experiment Station; (d) adaptación de célula para medir la presión contra la cara de un tablestacado.

## CAPITULO VI

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Uno de los inconvenientes más grandes que se presentan en el análisis y diseño de una cimentación es el establecer las características y propiedades del subsuelo donde se desplantará una estructura, de ahí la importancia de establecer un adecuado sistema de exploración y extracción de muestras, el cual debe estar acorde con las características propias del lugar, lo que se logra recabando información general de la zona de estudio y realizando una exploración visual de la superficie del lugar y sitios cercanos, buscando evidencia de discontinuidades en el lugar.

Debe recordarse que la exploración tiene que llevarse hasta una profundidad adecuada y estar acorde con las características del subsuelo, recordando que para determinar el tipo de exploración más adecuado se deben balancear varios factores como son: características de los estratos que espera encontrarse, importancia de la estructura que se desplantará en el lugar de exploración y la economicidad de la misma, estableciendo que el costo de la exploración no debe ser tan elevado que modifique de manera considerable el costo de la estructura, pues de no tener cuidado en este aspecto podría resultar que el costo de la exploración resultara demasiado elevado en comparación con la construcción de la estructura.

Una aclaración que debe hacerse es que la exploración y muestreo son solamente justificables para estructuras de mediana a gran extensión, pesadas o con excavaciones profundas, no así en el caso de estructuras para casa habitación o construcciones pequeñas, en los cuales realizar una exploración y muestreo muy profundo resultaría económicamente incoachable de acuerdo con la importancia y costo de la estructura, en este tipo de casos bastaría con realizar una exploración visual de la superficie de terreno, buscando evidencia de discontinuidades graves y de no encontrar señal de las mismas bastará con utilizar los datos y recomendaciones

propuestas por una zonificación oficial.

Dentro del análisis y diseño de una cimentación uno de los pasos más importantes es la exploración y obtención de muestras, de ahí que en esta etapa el ingeniero tenga que poner en práctica su capacidad y conocimiento para determinar un adecuado plan de exploración y muestreo, acorde con las condiciones del subsuelo, efectivo y económicamente aceptable, la importancia de este proceso es que genera las muestras de suelo necesarias para clasificar y determinar por medio de ensayos de laboratorio la característica de los estratos localizados.

Dentro de la exploración y extracción de muestras hablamos erróneamente de muestras alteradas e inalteradas, ya que prácticamente puede decirse que no existen muestras completamente inalteradas, al no existir un método que nos genere muestras inalteradas, por lo que estaríamos hablando de muestras con un mayor o menor grado de alteración, con lo que nuestro objetivo será el obtener muestras con el menor grado de alteración posible.

Un paso muy importante dentro del proceso de análisis y diseño de cimentaciones es la realización de los ensayos de laboratorio, teniendo un especial énfasis en que los ensayos deben estar acorde con las características de las muestras obtenidas en la exploración, ya que un inadecuado ensayo de laboratorio arrojaría resultados discordantes con la realidad que presenta el suelo en su estado natural. Debe ponerse un especial interés en la realización de cada uno de los ensayos de laboratorio ya que ellos nos generan datos utilizados en el diseño de cimentaciones, realizando el número de ensayos suficientes en cada prueba para verificar la autenticidad de los datos obtenidos, realizando posteriormente un buen resumen de las características y comportamiento de los estratos localizados, a fin de facilitar el manejo de la información generada en los ensayos de laboratorio.

Un proceso complementario y de gran importancia dentro del análisis y diseño de una cimentación es una adecuada instrumentación, ya que aunque teóricamente el suelo es homogéneo y que la realización de un estudio geotécnico nos arrojará una

información precisa de las características y comportamiento del suelo no es así, ya que el suelo varía su composición y comportamiento en ocasiones drásticamente ya sea horizontal o verticalmente, lo que nos genera inevitables huecos en el conocimiento del comportamiento del subsuelo, de tal manera resultará necesario realizar una buena instrumentación que tiene como objetivo prevenir y corregir errores que se hallan cometido a causa de esos huecos de información.

La instrumentación cumple pues con la tarea de verificar los datos obtenidos con anterioridad en el estudio geotécnico y a su vez genera información adicional para el diseño y construcción de otras estructuras. Lamentablemente la instrumentación resulta poco económica, por lo que sólo se realiza en estructuras de gran magnitud y en muchas ocasiones ni siquiera en estas se realiza, lo que origina que los problemas generados por un mal funcionamiento de la cimentación se detectan cuando están muy adelantados y la estructura ya se ha visto afectada.

Debe recordarse que un ingeniero encargado de realizar un estudio geotécnico tiene una gran responsabilidad, tal vez mayor a la que tiene un estructurista, ya que cualquier información errónea de las características del subsuelo genera errores en el diseño de la cimentación, errores que no sólo afectan el comportamiento de la cimentación sino de la estructura en general, de ahí que deba ponerse un gran empeño en cada una de las etapas que componen el estudio geotécnico para el diseño de cimentaciones, teniendo presente la importancia que cada uno de ellos tiene.

La importancia de un ingeniero que tiene a su cargo el estudio geotécnico para el análisis y diseño de una cimentación radica en su capacidad, experiencia y tenacidad a fin de realizar un buen balance que genere un buen estudio, que resulte eficiente, que este acorde con las características del subsuelo y la importancia de la estructura que en él se desplantará y que además resulte económicamente aceptable.



## BIBLIOGRAFIA

**Bowles, Joseph, Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil, 1a. edición, McGraw-Hill, 1981.**

**Bowles, Joseph, Propiedades Geofísicas de los Suelos, 1a edición, McGraw-Hill, 1982.**

**Costet, J. y Sanglerat, Curso Práctico de Mecánica de Suelos, 1a. edición, Ediciones Omega, 1975.**

**Crespo, Carlos, Mecánica de Suelos y Cimentaciones, 4a. edición, Limusa, 1981.**

**Dunham, W., Cimentación de Estructuras, 1a. edición, McGraw-Hill, 1979.**

**Fletcher, Gordon y Smoots, Vernon, Estudios de Suelo y Cimentaciones en la Industria de la Construcción, 1a. edición, Limusa, 1990.**

**Graux, Daniel, Fundamentos de Mecánica de Suelos (Proyecto de Muros y Cimentaciones), 2a. edición, Editores Técnicos Asociados, 1975.**

**Hermerier, R., Mecánica de Suelos y Dimensionamiento de firmes, 1a edición, Blume, 1976.**

**Jiménez, José A. Geotécnia y Cimientos II (Mecánica de Suelos y Rocas),**

**Juaréz, E. y Rico, A., Mecánica de suelos I (Fundamentos de Mecánica de Suelos), 3a. edición, Limusa, 1990.**

**Juaréz E. y Rico, A., Mecánica de Suelos II (Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos), 2a. edición, Limusa, 1991.**

**Lauder, V.G., Cimiento, 1a edición, Blume, 1977.**

**Lambe T. y Whitman, Mecánica de Suelos, 1a. edición, Limusa, 1990.**

**Legget, Robert, Geología para Ingenieros, 1a. edición, Gustavo Gili, 1964.**

**Little, A., Cimentaciones, 1a. edición, Compañía Editorial Continental, 1965.**

**Muzas, Fernando, Cimentaciones Urbanas, 1a. edición, Editores Técnicos Asociados, 1975.**

**Marshal, Raul y Mazari, Marcos, El Subsuelo de la Ciudad de México, 1a. Edición, Facultad de Ingeniería, 1959.**

**Peck, Hanson, Thurnburn, Ingeniería de Cimentaciones, 1a. edición, Limusa, 1993.**

**Reunión de Ingenieros, Mécanica de Suelos, 1a. edición, Editores Técnicos Asociados, 1975.**

**Sower, George, Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones, 1a. edición, Limusa, 1980.**

**Schulze, W., Cimentaciones, 1a. edición, Blume, 1979.**

**Terzaghi, Karl y Peck, Ralph, Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica, 2a edición, El ateneo, 1980.**

**Tumlinson, M.J., Diseño y Construcción de Cimentaciones, 1a. edición, URMO ediciones, 1976.**