



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
"ARAGON"

"ESTUDIO GEOTECNICO EN LA ENEP  
ARAGON"

T E S I S  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A :  
ROSENDO MATIAZ SANTIAGO

FALLA DE ORIGEN



ENEP  
ARAGON

escuela nacional de estudios profesionales  
aragón

San Juan de Aragón Edo. de México

1989



## **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.

# ESTUDIO GEOTECNICO EN LA ENEP ARAGON

## INDICE

	PAG
PROLOGO	2
<b>I</b> <b>INTRODUCCION</b>	<b>2</b>
1.1      ANTECEDENTES	2
1.1.1    IMPORTANCIA DE LA EXPLORACION Y EL MUESTREO	2
1.1.2    TIPOS DE MUESTREO	3
1.1.3    SONDEOS	4
1.2      OBJETIVOS DEL ESTUDIO	7
1.3      DESCRIPCION DEL SITIO	7
1.4      ALCANCE DEL ESTUDIO	8
<b>II</b> <b>EQUIPOS DE EXPLORACION Y MUESTREO</b>	<b>10</b>
2.1      EQUIPOS DE PERFORACION	10
2.1.1    EQUIPOS DE PERFORACION A ROTACION	10
2.1.2    EQUIPOS DE PERFORACION A PERCUSION	12
2.1.3    EQUIPOS DE PERFORACION POR BARRENACION	14
2.1.4    BOMBAS PARA PERFORACION	14
2.1.5    BARRAS Y ADEMÉS DE PERFORACION	14
2.2      EQUIPO Y PROCEDIMIENTOS DE EXPLORACION Y MUESTREO	16
2.2.1    MUESTREADOR O PENETROMETRO ESTANDAR	16
2.2.2    MUESTREO CON TUBO DE PARED DELGADA SHELBY	20
2.2.3    POZOS A CIELO ABIERTO	25
2.2.4    MUESTREADOR DENISON	28
2.2.5    MUESTREADOR PITCHER	30
2.2.6    MUESTREADOR KJELLMAN	31
2.2.7    SONDEOS DE MUESTREO INTEGRAL	31
2.2.8    EXPLORACION DEL SUBSUELO CON CONO ELECTRICO	32
<b>III</b> <b>TRABAJO DE CAMPO</b>	<b>38</b>
3.1      RECONOCIMIENTO DE LA ZONA	38
3.2      EQUIPO UTILIZADO	39
3.2.1    EQUIPO DE PERFORACION	39
3.3      EJECUCION DE SONDEOS PROFUNDOS	42
3.4      INSTALACION DE PIEZOMETROS TIPO CASAGRANDE	44
3.4.1    PERFORACION	46
3.4.2    INSTALACION	47
3.5      REGISTRO DE DATOS	50
3.6      PROTECCION DE LAS MUESTRAS	51
3.7      TRANSPORTE Y ALMACENAMIENTO DE MUESTRAS	53

<b>IV</b>	<b>ENSAYES DE LABORATORIO</b>	<b>55</b>
4.1	PRUEBAS INDICE	55
4.1.1	CONTENIDO NATURAL DE AGUA	55
4.1.2	LIMITES DE CONSISTENCIA	56
4.1.3	DENSIDAD DE SOLIDOS	58
4.1.4	PORCENTAJE DE FINOS	59
4.1.5	GRANULOMETRIA POR MALLAS	59
4.2	PRUEBAS MECANICAS	59
4.2.1	COMPRESION TRIAXIAL	60
4.2.2	CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL	65
4.3	REGISTROS DE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS	67
<b>V</b>	<b>RESULTADOS OBTENIDOS</b>	<b>69</b>
5.1	ESTRATIGRAFIA DEL SUBSUELO	69
5.2	CONDICIONES PIEZOMETRICAS	72
5.3	CAPACIDAD DE CARGA SUPERFICIAL	73
5.3.1	CAPACIDAD DE CARGA PARA UNA ZAPATA CONTINUA	74
5.3.2	CAPACIDAD DE CARGA PARA UNA ZAPATA CUADRADA	75
5.3.3	CAPACIDAD DE CARGA PARA UNA ZAPATA CIRCULAR	76
5.4	HUNDIMIENTOS	78
5.4.1	CALCULO DEL ASENTAMIENTO PARA UNA ZAPATA CUADRADA	81
5.4.2	CALCULO DEL ASENTAMIENTO PARA UNA ZAPATA CONTINUA	86
5.4.3	CALCULO DEL ASENTAMIENTO PARA UN CAJON DE CIMENTACION	89
<b>VI</b>	<b>CONCLUSIONES GENERALES DEL ESTUDIO</b>	<b>92</b>
	<b>REFERENCIAS</b>	<b>95</b>

## PROLOGO

Es de gran importancia y responsabilidad para mí la realización de este trabajo, ya que no únicamente se trata de una presentación académica, sino de un verdadero estudio geotécnico, práctico y de gran utilidad para los futuros proyectos, así como de las estructuras existentes en la ENEP ARAGON; para el diseño de cimentaciones ó revisión de las mismas según sea el caso.

Es por éso, que la publicación de este trabajo me produce gran satisfacción, debido al inmenso cariño que le tengo a mi carrera y a mi escuela, ya que los datos, soluciones y conclusiones del estudio realizado dentro de sus instalaciones, serán de primordial importancia en el futuro.

Agradezco a la compañía Tecnosuelo S. A. de C. V., por haberme permitido estar cerca del desarrollo del estudio así como de participar en la realización del trabajo de campo, laboratorio y gabinete.

## CAPITULO I

### INTRODUCCION

#### I. 1 Antecedentes

##### I. 1. 1 Importancia de la exploración y el muestreo

La investigación del subsuelo es una actividad muy importante y básica, para el conocimiento razonablemente exacto de las propiedades físicas y mecánicas de los suelos, con las cuales se podrá definir el futuro comportamiento de las estructuras de cualquier proyecto en la que se encuentre involucrada la Ingeniería Civil, por ejemplo en la cimentación de toda obra, ya sea puente, presa, fábrica, inmueble etc; se precisa del conocimiento de la naturaleza del subsuelo, se puede afirmar que cuanto más importante sea la obra, más detallado debe ser este conocimiento.

Para la investigación del subsuelo podemos citar en este caso de manera general, los métodos directos y los indirectos. Los primeros son los que se utilizan normalmente para estudios de suelo en general, y los segundos han sido aplicados sobre todo, en la resolución de problemas geológicos y mineros, estos métodos son rápidos y permiten tratar grandes áreas, pero nunca nos proporcionan suficiente información para fundar criterios del proyecto, en lo que a mecánica de suelos se refiere.

En la exploración del subsuelo, el muestreo es un factor muy importante ya que por medio de él, se conforman de alguna manera el perfil de los suelos que queremos

estudiar, para posteriormente con los resultados de los análisis realizados en el laboratorio de mecánica de suelos y los estudios geotécnicos en el gabinete, definir las soluciones de la cimentación, construcción y su comportamiento, para obtener resultados óptimos y que presenten en forma realista las condiciones del subsuelo que estemos estudiando, debemos tener cuidado que la obtención de las muestras se lleve a cabo con el método de exploración más adecuado y con la herramienta de muestreo apropiada para el tipo de suelo y condiciones del mismo en el momento en que se está realizando el trabajo de campo.

### 1.1.2 Tipos de muestreo

#### 1.1.2.1 Muestreo alterado

Las muestras alteradas son aquellas que se obtienen del subsuelo por cualquier método definido, los cuales no conservan el acomodo estructural de sus partículas, pero mantienen el contenido natural de agua y además no han sufrido cambio químico alguno, estas muestras generalmente son utilizadas para realizar pruebas índice en el laboratorio y para poder clasificar el suelo, conformando así el perfil estratigráfico del sitio en estudio, que permita interpretar preliminarmente el comportamiento mecánico y las características de los suelos en cuestión.

### I. 1.2.2 Muestreo Inalterado

Las muestras inalteradas, son aquellas que al obtenerlas conservan el acomodo de sus partículas y se consideran las máximas precauciones para que éstas mantengan, el mismo contenido, natural de agua lo que se realiza por medio de elementos como parafina y brea. Estas son obtenidas de pozos a cielo abierto o en el muestreo con tubos de pared delgada.

Sin embargo, es importante hacer notar que por el cambio de esfuerzos que sufren estas muestras al sacarlas de su confinamiento que tienen "in situ", presentan alteraciones menores, como expansiones, oxidación, expansión de los gases disueltos en el agua intersticial, etc., es por eso que en un régimen totalmente estricto, estas muestras no son totalmente inalteradas, pero se tratan de obtener lo menos alteradas posible, ya que con ellas se pueden conocer después de ser analizadas en el laboratorio parámetros esenciales que nos darán a conocer el comportamiento del suelo bajo ciertas condiciones de esfuerzo.

### I. 1.3 Sondeos

Los pozos de sondeos son excavaciones cilíndricas de pequeño diámetro y profundidad que pueden variar de algunos metros a considerables profundidades. Los sondeos son ampliamente utilizados en los trabajos de exploración, empleándose también en prospecciones hidrológicas y en geotecnia.



Si el pozo de sondeo es vertical, su profundidad será igual a la diferencia entre las cotas de su boca y su tajo, pero si el eje del pozo de sondeo está inclinado respecto al horizonte la profundidad será mayor que la diferencia entre las cotas e igual a:

$$L = \frac{(H \text{ boca} - H \text{ tajo})}{\cos \theta}$$

donde

- L profundidad del pozo
- $\theta$  ángulo zenital

#### I.1.3.1 Elementos de un pozo de sondeo

A) La boca del pozo (brocal del sondeo). Es el comienzo de éste, es decir, el punto de intersección del pozo con la superficie del terreno natural o en el caso de perforación subterránea, con la de la excavación.

B) El tajo del pozo. Es el fondo de éste, que se desplaza por la acción de la herramienta que disgrega el suelo ó roca.

C) Las paredes del pozo. Son la superficie lateral de éste.

D) La tubería de revestimiento (Ademes). Es una columna de entubación concéntrica que se destina para estabilizar las paredes del pozo, si éstas son de suelos firmes, la tubería de revestimiento no se introduce en el pozo o si se utiliza fluido para estabilizar la perforación.

E) El tronco del pozo. Es el espacio del subsuelo perforado, cuando es necesario hacer descender la tubería del revestimiento para estabilizar la perforación, el cual se estrecha por lo que se deben distinguir:

E\*) El tronco del pozo no revestido de tubos que es el espacio del subsuelo limitado por las paredes del pozo.

E\*\*) El eje del pozo. Es la línea imaginaria que une los cuatro centros de las secciones transversales del pozo.

Según el método de excavación, la perforación de los pozos se dividen en: perforación sin muestreo y perforación con muestreo, en el primer caso el suelo se tritura por toda el área del fondo que es un círculo y en el segundo la perforación avanza en el suelo por el fondo conservándose así como la muestra deseada.

Para la extracción de los residuos de la perforación, se pueden emplear varios métodos, como son:

- a) Mecánico, con la ayuda de la herramienta del sondeo u otra herramienta especial
- b) Hidráulico, de líquido de lavado
- c) Neumático, con inyección de aire o gas comprimido.
- d) Combinado, en parte con inyección de líquido de lavado y en parte con ayuda de la herramienta de perforación u otra herramienta especial.

En los sondeos a rotación normalmente se utiliza lavado y soplado, con lo que además, el aire y el líquido de lavado enfrían la herramienta.

## I.2 Objetivos del estudio

a) Conocer las características de los equipos y elementos de perforación utilizados en la exploración y muestreo en general, así como de los procedimientos de exploración y muestreo usados en la Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón.

b) Establecer las propiedades de las herramientas de muestreo, así como de los procedimientos de exploración.

c) Realizar el trabajo de exploración de campo mediante la ejecución de sondeos llevados hasta la profundidad necesaria.

d) Determinar la estratigrafía del subsuelo, en el sitio de interés, en base a los resultados de campo y laboratorio de mecánica de suelos.

e) Definir las características físicas y mecánicas de los suelos del lugar en base a los resultados obtenidos.

## I.3 Descripción del sitio

El predio está enmarcado dentro de las instalaciones que ocupa la Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón, actualmente el área objeto de la exploración está desocupada, cercana a las canchas deportivas y estacionamiento de la misma escuela.

En general el sitio puede considerarse plano y horizontal, aunque tiene algunos montículos formados con material de relleno y producto de excavaciones, su

localización se presenta en la figura 1, y se puede apreciar en la fotografía 1.

La Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón, colinda en su parte norte con la Avenida Hacienda de Rancho Seco, perteneciente a la colonia Impulsora Popular Avícola y también con un predio propiedad de FOVISSSTE, actualmente ocupada por asentamientos irregulares, al sur con la colonia Prados de Aragón, al oriente con el fraccionamiento Plazas de Aragón, y al poniente con la colonia Valle de Aragón.

En la figura 2 se presenta la localización de los sondeos ejecutados.

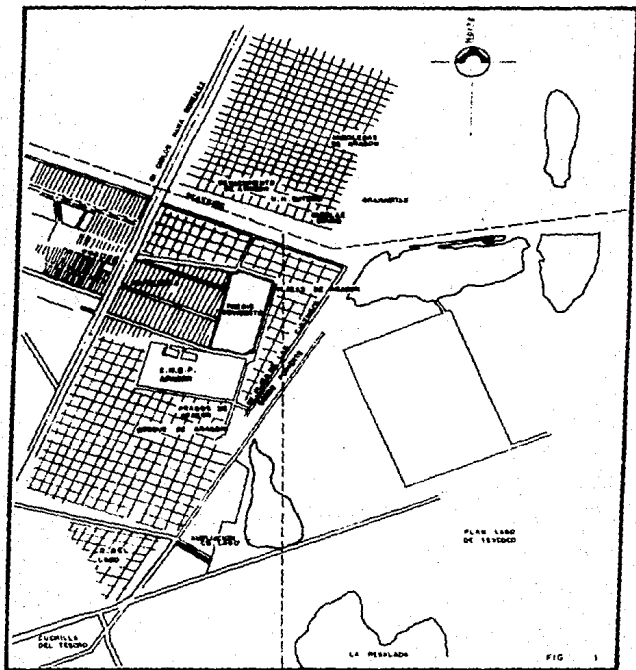
#### I.4 Alcance del estudio

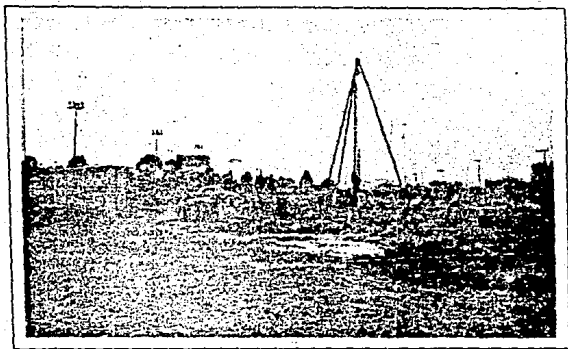
Con el fin de satisfacer los objetivos que se pretenden del presente trabajo, en el primer capítulo se enmarcan los elementos generales relacionados con la exploración y el muestreo, así como los objetivos y descripción de la zona en estudio.

En el capítulo 2 se presentan las características de los equipos de perforación y de los elementos que intervienen en la exploración del subsuelo, los utilizados en el presente trabajo y los más usuales actualmente en nuestro país, así como el procedimiento y las herramientas de muestreo en general.

En el tercer capítulo, se describen los trabajos llevados a cabo en el campo, desde el reconocimiento e inspección de la zona de estudio hasta el transporte y

U N A M ENEP ARAGON INGENIERIA	Croquis de localización del sitio YESIS PROFESIONAL	ROSENDO MATIAZ SANTIAGO
--------------------------------------	--	-------------------------





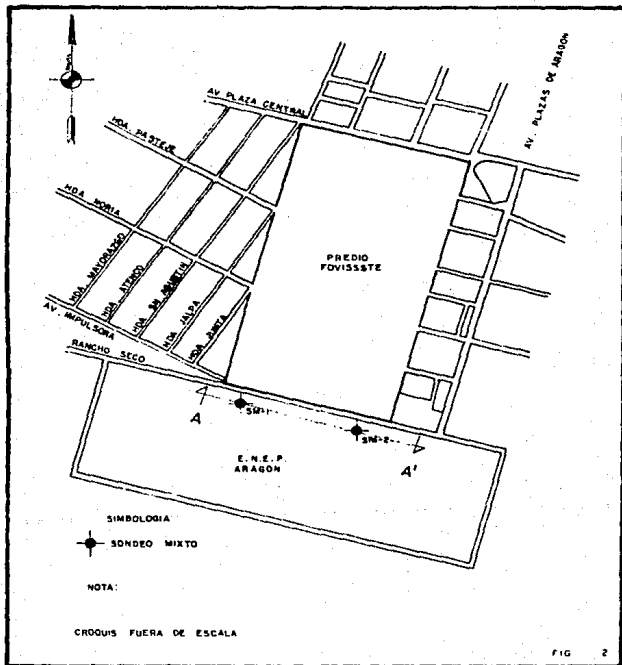
Fotografía 1. Vista panorámica del sitio en estudio

U N A M  
ENEP ARAGON  
INGENIERIA

Croquis de localización de sondeos

TESIS PROFESIONAL

ROSENDO MATIAZ SANTIAGO



almacenamiento de las muestras en el laboratorio de mecánica de suelos.

El capítulo 4 comprende los ensayos de laboratorio que se le practicaron a las muestras alteradas e inalteradas que se obtuvieron de los sondeos realizados.

En el capítulo 5 se presentan los resultados obtenidos, tanto de la exploración realizada, como de los análisis efectuados para estimar la capacidad de carga del suelo y hundimientos probables para diferentes tipos de cimentación y profundidades de desplante.

Finalmente en el capítulo 6 que es el último se hace referencia a las conclusiones generales del estudio.



## CAPITULO II

### EQUIPOS DE EXPLORACION Y MUESTREO

#### II.1 Equipos de perforación

Es relevante señalar que la elección de la máquina perforadora a utilizar en determinada exploración o estudio, es una decisión de gran importancia ya que de ello depende la correcta ejecución de los trabajos de campo y la eficiencia de los mismos, asimismo esta elección estará en función de los resultados de estudios preliminares en caso de que los hubiese o de las características del sitio en estudio observadas en la visita preliminar a la ejecución del trabajo en cuestión; ya que la realización de un sondeo implica la ejecución alternada del muestreo, del avance y rimado de la perforación que es una parte fundamental del trabajo de campo que influye en la calidad del muestreo.

Mencionamos en este caso tres tipos de equipos de perforación; los de rotación, los de percusión, y los de barrenación, se aclara que la utilización de una u otra técnica de perforación estará de acuerdo al tipo de estudio a realizar.

#### II.1.1 Equipos de perforación a rotación

En este tipo de exploración hay gran variedad de equipo para diferentes condiciones de trabajo, en ellos el motor se conecta a una cabeza que acciona a las barras de

perforación, las cuales llevan conectada una broca en su extremo inferior o el sondeo con recuperación.

Las barras se hacen girar con un engrane y es presionada hacia abajo por gatos neumáticos, la broca corta material que es extraído por fluidos de perforación, los cuales bajan a través de la tubería hasta el fondo y suben entre el varillaje y el ademe, si es que se utilizó, llevando en suspensión el material cortado.

Debe tomarse en cuenta que éstas máquinas perforadoras se han diseñado para dos objetivos fundamentales :

a) Para la exploración minera y geológica; en las que predomina la perforación en roca y que frecuentemente se realiza en túneles y galerías; se requieren máquinas capaces de desplazarse en laderas, con velocidades de rotación mayores de 700 RPM; de preferencia compactas y en las que la longitud de carrera de perforación no tiene mucha importancia, un ejemplo de este tipo de perforadora es la Long Year modelo 34, la cual es usada frecuentemente en trabajos de exploración geotécnica, como es el caso que nos ocupa.

b) Para la exploración geotécnica se han desarrollado máquinas montadas en vehículos o remolques de gran movilidad, con velocidades de rotación menores de 800 RPM y carrera de perforación mayor de 1.5 metros (se presentan sus características principales en la tabla 1 ).

TABLA 1

## CARACTERISTICAS DE LAS MAQUINAS DE PERFORACION

MAQ	Ax	Nx	Nw	4.5"	6"	PESO ton	CARRERA m	EMPUJE m	CAP ton	MALAC	POT HP
1	426	266	260	-	-	1.13	0.60	3.2	3.0		30
2	600	450	450	90	90	3.72	1.70	4.8	3.4		97
3	152	100	-	-	46	3.0	3.7	4.2	2.5		97
4	50	-	-	-	23	1.30	1.73	2.9	3.0		54
5	-	-	300	75	-	1.82	1.20	8.5	-		97
6	390	300	300	46	45	2.0	1.8	3.2	4.5		48
7	390	300	-	-	45	2.2	3.3	8.5	4.5		48
8	-	-	300	78	-	2.31	1.8	7.2	-		50
9	137	100	-	-	40	2.2	1.8	3.1	3.0		38
10	-	-	90	35	-	1.20	1.90	2.9	-		32
11	-	-	300	75	-	2.7	1.8	7.2	-		-
12	-	-	150	45	-	1.30	1.7	4.0	-		36

Donde

- 1 Long year modelo 34
- 2 Mobile drill modelo B61
- 3 Mobile drill modelo B40
- 4 Mobile drill modelo B305
- 5 Mobile drill modelo B53
- 6 Acker modelo MP50
- 7 Acker modelo MP100
- 8 Acker modelo ADII
- 9 Pendrill modelo PD
- 10 Simco modelo 2800 HS
- 11 CME
- 12 CME

Se observa como diferencia fundamental entre ambos tipos de perforadoras la carrera de perforación, señalando que para la operación de los muestreadores de suelos se requieren carreras mínimas de 75 centímetros, resulta entonces que las perforadoras mineras únicamente pueden hacerlo en dos etapas de avance, ya que tienen una carrera de 60 centímetros, que pueden producir alteración o remoldeo a las muestras como consecuencia que se desarrolla durante la interrupción.

Una variante de estas máquinas perforadoras a rotación, es la ejecución de la prueba de penetración estándar que se realiza a percusión como se especifica en el siguiente inciso.

#### II.1.2 Equipos de perforación a percusión.

Estos equipos emplean una varilla o un cable de acero, que en su extremo inferior tiene un trépano o un martillo, dependiendo de la perforadora, éstos elementos son levantados y dejados caer en el fondo de la perforación para romper el material; normalmente estos equipos son utilizados para avanzar en perforaciones de pozos para agua y en pantallas con equipo guiado (por ejemplo Kelly Casagrande), así como también en sistemas combinados de rotación y percusión, para perforaciones sin muestreo en obras de inyección y tratamiento de cimentaciones en presas.

Dentro de estas máquinas podemos incluir la perforadora Pilcon con muestreador hueco en diámetros de 4 y

6 pulgadas y una longitud de 1.30 m; en este caso el muestreador suspende por medio de un cable de acero que es controlado con un malacate y todo el sistema tiene una polea en la parte superior apoyada en un tripie, el muestreador penetra en el sondeo dejándolo caer verticalmente y de esa manera se van recuperando muestras a cada 50 cm, el sondeo se estabiliza con ademe de 6 y 8 pulgadas dependiendo del caso; normalmente es utilizada en la exploración y muestreo integral de aluviones.

Una variante es el lavado, el cual consiste en una serie de varillas huecas que se levantan y se dejan caer enrollando y desenrollando el cable que las sostiene con un malacate, la maniobra se realiza con un tripie que en su extremo superior tiene una polea. El fluido de lavado se inyecta por el interior del varillaje, éste está unido en su parte superior por medio de una conexión giratoria (swivel) a la manguera de inyección de la bomba de presión, la boca de la perforación se protege con un ademe metálico hincado con un martinete.

Otro equipo de percusión, es el cucharón, ya que además del movimiento ascendente y descendente, tiene un movimiento giratorio, lo que le permite recoger material con los dientes que tiene en su parte inferior, los hay desde 25 hasta 100 cm de diámetro, el cucharón se encuentra en la parte inferior de unas barras que le dan peso, una vez lleno el cucharón se extrae y se vacía inclinándolo.

El método se usa para perforar sobre el nivel de agua freática y en materiales arcillosos homogéneos.

### II. I.3 Equipos de perforación por barrenación

Este tipo de perforación se realiza con barras helicoidales, en la cual, la herramienta de corte es una varilla que tiene un helicoides, el que penetra en el terreno al girarla y presionarla hacia abajo. Los podemos encontrar en diferentes diámetros y longitudes, así como manuales y mecánicos; se usan normalmente para muestrear y para avanzar en la perforación dependiendo de la importancia de la obra, ya que al muestrear con estos equipos y al sacar la columna de barras, se desarrolla un efecto de succión que frecuentemente colapsa al suelo, debido a que la extracción de la muestra es por el efecto de tornillo, por lo que las muestras que se llegan a obtener están siempre remoldeadas.

### II. 1.4 Bombas para Perforación

Es de gran importancia la elección de la bomba para perforación a utilizar en el trabajo de exploración; en la tabla 2, se mencionan las características principales de las bombas para perforación más utilizadas en trabajos de perforación.

### II. 1.5 Barras y ademes de perforación

Las barras que se utilizan en la perforación son principalmente de dos tipos: Las de pared uniforme que

TABLA 2

CARACTERISTICAS DE LAS BOMBAS PARA PERFORACION

MARCA	TIPO	GASTO MAX l/min	PRESION MAX Kg/cm <sup>2</sup>	POTENCIA HP	PESO Kg	OPERA
Moyno 3L8	Cavidad progresiva	162	16	7.5	250	Agua y lodos densos
Bean Royal 420	Pistón triple	132	35	7.5	350	Agua
Bean Royal 535	Pistón triple	150	40	15	350	Agua y lodos densos
Barnes modelo caracol	Centrí fuga de alta presión	150	8	10	-	Lodos medios

corresponden a las barras de menor diámetro que son EW y AW; y las de pared aligerada (recalcadas) que se utilizan en los diámetros BW y NW; sus dimensiones y geometría se muestran en la tabla 3.

Los ademes metálicos que se usan en las exploraciones geotécnicas, son utilizados de preferencia cuando los suelos al realizar la perforación son inestables, o cuando a pesar de la utilización de lodos, las paredes del pozo de perforación o de sondeo se cae y no permite extraer muestras no contaminadas; ya que si se utilizan como norma a seguir, sus diámetros interiores de 76 y 101 mm, limitan el diámetro de los muestreadores que pueden pasar a través de ellos; por lo que en los sondeos en los que se pretenda utilizar muestreadores de mayor diámetro, queda obligado el uso de lodos de perforación que eliminen la necesidad del ademe metálico; las características de estos elementos se presentan en la tabla 4.



TABLA 3

MEDIDAS DE LAS BARRAS MAS USUALES

BARRA	øe		øi		øc		Peso en Kg/3m	Cuerdas por Pulg
	pulg	mm	Pulg	mm	Pulg	mm		
KW	1 3/8	34.9	7/8	22.2	7/6	12.7	14.0	3
AW	1 23/32	44.4	1 7/32	30.9	5/8	15.9	19.9	3
BW	2 1/8	54.0	1 3/4	44.5	3/4	19.0	19.0	3
NW	2 5/8	66.7	2 1/4	57.2	1 3/8	34.9	24.5	3

Donde en todos los casos la longitud estándar por barra es de 3.05 m, es decir 10 ft, asimismo:

- øe diámetro exterior
- øi diámetro interior
- øc diámetro interior del cople

TABLA 4

MEDIDAS DE LOS ADEMES MAS USUALES

ADEME	øe		øi		Peso Kg/3 m	Cuerdas por pulg
	Pulg	mm	Pulg	mm		
NW	3 1/2	88.9	3	76.2	39.1	4
RW	4 1/2	114.3	4	101.60	51.3	4

Donde

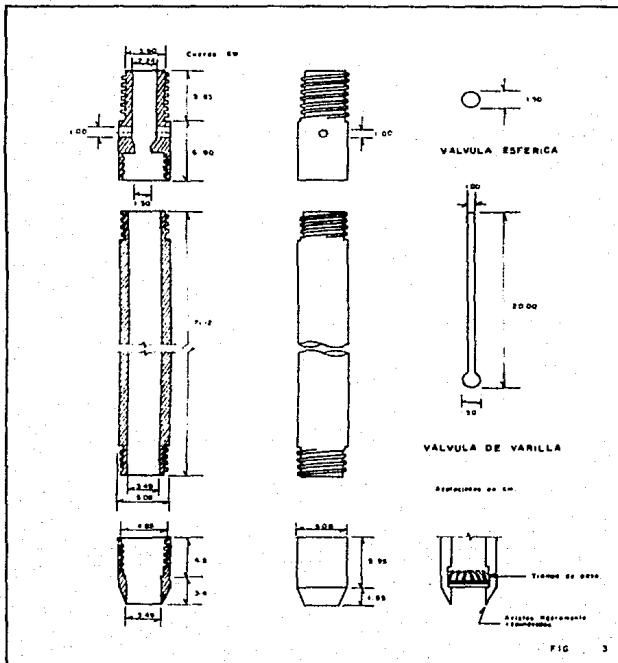
- øe diámetro exterior
- øi diámetro interior

## II.2 Equipos y procedimientos de exploración y muestreo

### II.2.1 Muestreador o penetrómetro estándar

El muestreador estándar de penetración de suelos se construyó hace ya muchos años, como medio para obtener muestras pequeñas de suelos en perforaciones de prueba; este consiste en un tubo de pared gruesa, partido longitudinalmente (media caña), con una zapata de acero endurecido y una cabeza que le une al extremo inferior de una columna de barras de perforación que le transmite la energía de hincado; en la figura 3 se muestra el penetrómetro con las dimensiones que debe satisfacer estrictamente. La cabeza tiene una válvula esférica que se levanta y permite, durante el hincado, aliviar la presión del fluido y azolves que quedan en el interior del muestreador, y cae por peso propio durante la extracción del muestreador, para evitar que la presión del fluido de perforación expulse la muestra. Una variante de esta válvula es el utilizar una esfera con varilla, que sirva para la misma operación.

El tubo generalmente está partido longitudinalmente, para recuperar fácilmente la muestra; otra solución poco recomendable, consiste en un tubo sólido con funda de polietileno delgado. La zapata de acero endurecido es una pieza de consumo que debe sustituirse cuando pierde las dimensiones especificadas. opcionalmente el penetrómetro



estándar puede tener trampa en forma de canastilla para obtener muestras en suelos arenosos.

El equipo auxiliar para el hincado consiste en una masa golpeadora (martinete), de 63.5 Kg con caída libre guiada de 76 cm, que impacta a una pieza yunque (contramartinete), integrada a la columna de barras de perforación, el diámetro de estas últimas se elige en función a la profundidad a explorar.

Así también, la cabeza de gato es un malacate de fricción que levanta el martinete a la altura de caída con un cable de manila de 3/4 de pulgada, cuidando que éste sólo tenga dos vueltas en el malacate y que el operador suelte rápidamente; para sostener el cable, se requiere un tripie o una torre con polea.

#### II.2.1.1 Operación del equipo

Esta prueba de penetración dinámica consiste en hincar a percusión un penetrómetro o muostreador (tubo partido), obteniendo así muestras alteradas representativas del suelo, que sirven para identificar los mismos, realizar pruebas índice y en base a éstas poder hacer las correlaciones de campo y de laboratorio; es utilizado sobre todo en arenas, en donde es posible relacionar aproximadamente el ángulo de fricción interna  $\phi$ , con el número de golpes y también en arcillas donde se correlaciona de igual forma la resistencia a la compresión simple  $q_u$ .

La prueba se ejecuta introduciendo a golpes con el martinete, de las características antes mencionadas, el

penetrómetro que va colocado en el extremo de la tubería de perforación. Durante la penetración se cuenta el número de golpes necesarios para hincar cada tramo de 15 cm (en total 4); se define como resistencia a la penetración estándar, el número de golpes N, para hincarlo los 30 cm intermedios (la suma de los golpes de los dos tramos intermedios de 15 cm); si el penetrómetro no se puede hincar cuando se han dado 50 golpes, se suspende la prueba y por extrapolación se deduce el número  $N > 50$ .

Para la realización de esta prueba en arenas, se deben tener los siguientes cuidados adicionales:

a) El nivel del agua dado en la perforación debe mantenerse constante, porque el flujo de agua cambia la resistencia aparente del suelo.

b) El movimiento de las barras de perforación, al meterlas y sacarlas del sondeo, debe ser lento porque si no es así, puede generarse succión y con ello reducir la compacidad. Que la perforación sea de baja velocidad para evitar la erosión excesiva.

Una variante en la operación de este penetrómetro que ahorra tiempo, es utilizarlo con una válvula de varilla en cuyo caso se introduce el penetrómetro sin la válvula, inyectando agua o lodo en el sondeo, a través del mismo muestreador para eliminar los azolves y asegurarse que el tubo partido esté limpio; después se hace la prueba de penetración y enseguida se deja caer la válvula desde la

superficie a través de las barras para sellar el tubo y proteger la muestra como se observa en la figura 3.

Después de hincado el muestreador, se giran las barras para romper la base de la muestra, a continuación se saca el penetrómetro a la superficie, donde se abre, se le extrae la muestra que se coloca en frascos de vidrio de 0.5 litros de capacidad con tapón hermético o en rollos de polietileno debidamente identificados.

Podemos apreciar en la figura 4, los elementos necesarios para la ejecución y control de la prueba de penetración estándar y el reporte de perforación en campo para la misma.

Las muestras se clasifican en el campo de acuerdo al criterio del SUCS, como se indica en la referencia 5, con los adjetivos necesarios y las observaciones pertinentes. Esta muestra además, como se mencionó anteriormente, se coloca en rollo de polietileno debidamente identificada para su envío al laboratorio y la conservación de su contenido natural de agua.

El muestreo debe realizarse en cada estrato importante; después de sacar el muestreador, es conveniente efectuar una ampliación del pozo de perforación con métodos rotatorios para evitar fricciones excesivas en el tubo.

La prueba se interpreta por medio de un perfil en el que se confrontan el número de golpes con la profundidad; este perfil acompañado de la clasificación de los suelos, el

DISPOSITIVO		MATERIAL NECESARIO	
		<p>1 BARRA GUIA ①</p> <p>LOTE-BARRAS DE PERFORACION SEGUN PROF. DE SODEO ②</p> <p>1 PENETROMETRO (TUBO PARTIDO) CON ZAPATA Y REDUCTOR PARA CONECTAR A BARRAS DE PERFORACION ③</p> <p>1 MARTINETE 63 Kg ④</p> <p>1 CONTRA MARTINETE (CONECTA A BARRAS DE PERFORACION) ⑤</p> <p>1 COPLÉ DE TOPE ⑥</p>	
SONDEO N°	<input type="checkbox"/>	SONDEO N°	<input type="checkbox"/>
PRUEBA N°	<input type="checkbox"/>	PRUEBA N°	<input type="checkbox"/>
PROFUNDIDAD		PROFUNDIDAD	
FECHA		FECHA	
RESULTADO DE LA PRUEBA		RESULTADO DE LA PRUEBA	
PROFUNDIDAD DE HINCADO	N° DE GOLPES	PROFUNDIDAD DE HINCADO	N° DE GOLPES
TERRENO:		TERRENO:	
RESPONSABLE DE LA PRUEBA		RESPONSABLE DE LA PRUEBA	

contenido de agua y otras propiedades permitirá la determinación de la estratigrafía del sitio.

En arenas y en suelos friccionantes puede hacerse una correlación entre el número de golpes  $N$ , de penetración, la compacidad relativa  $C_r$ , y el ángulo de fricción interna  $\phi$ . Aunque para estas relaciones hay que tomar en cuenta la influencia de la presión vertical sobre el número de golpes. En este caso el número de golpes corresponde a diferentes compacidades relativas, según sea la presión vertical actuante sobre la arena, la cual, a su vez, es función de la profundidad a que se haga la prueba.

En arcillas las correlaciones no son del todo válidas, pues hay mucha dispersión y deben usarse con cuidado.

En las tablas 5 y 6 se presentan algunas correlaciones.

## II.2.2 Muestreo con tubo de pared delgada Shelby

### II.2.2.1 Características del muestreador

El tubo portatestigos abierto, agregado al cabezal de sondeo está constituido por un tubo de acero o latón, con el extremo inferior afilado y unido por el superior con la cabeza muestreadora, a su vez montada al final de la columna de barras de perforación, con el que se empuja al muestreador desde la superficie.

En la figura 5 se presenta este muestreador con los dos tipos de unión de tubo-cabeza usuales, el primero con



TABLA 5

CORRELACIONES ENTRE N, qu, Y CONSISTENCIA RELATIVA

CONSISTENCIA	N° DE GOLPES	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE qu T/m²
Muy blanda	2	2.5
Blanda	2 a 4	2.5 a 5.0
Media	4 a 8	5.0 a 10.0
Firme	8 a 15	10.0 a 20.0
Muy firme	15 a 30	20.0 a 40.0
Dura	>30	>40

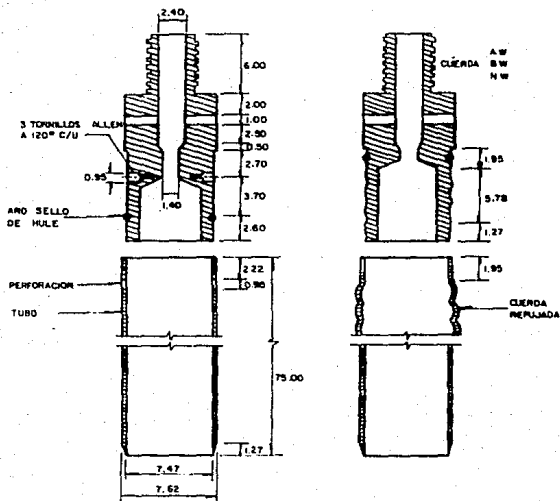
Donde

N Número de golpes en la prueba de penetración estándar  
 qu resistencia a la compresión simple en t/m²

TABLA 6

DENSIDAD RELATIVA EN ARENAS Y EL NUMERO DE GOLPES OBTENIDO EN PRUEBAS DE PENETRACION ESTANDAR

NUMERO DE GOLPES	DENSIDAD RELATIVA
0 - 4	Muy suelta
4 - 10	suelta
10 - 30	media
30 - 50	densa
> 50	Muy densa



UNION CON TORNILLOS ALLEN

UNION CON CUERDA

NOTA:  
ACOTACIONES EN CM

tres tornillos Allen y el segundo con cuerda, que ha mostrado ser más confiable que el primero aún operando en suelos duros. La cabeza tiene perforaciones laterales y una válvula esférica de pie que abre durante la etapa de muestreo, para permitir el alivio de la presión del interior del tubo. Posteriormente se cierra para proteger a la muestra de las presiones hidrodinámicas que se generan durante la extracción del muestreador.

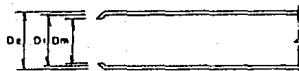
Las dimensiones que deben satisfacer los tubos de pared delgada para los diámetros usuales de 7.5 y 10 cm se observan en la figura 6 y se describen en la tabla 7. También se utilizan tubos de 2.5 y 6 pulgadas en casos especiales.

#### II.2.2.1.1 Condiciones geométricas

La observación cuidadosa de muestras obtenidas con tubos de pared delgada de condiciones geométricas diferentes, mediante la técnica de secado de láminas de suelo, permitió a Hvorslev fundamentar las relaciones de áreas y diámetros que deben satisfacer estos muestreadores para asegurar su buen funcionamiento.

#### II.2.2.2 Operación del muestreador Shelby

Este método de exploración se utiliza en suelos cohesivos, blandos o semiduros, no importando que se localicen encima o debajo del nivel freático.



Relación de áreas	$\frac{D_e^2 - D_i^2}{D_m^2} < 10 \%$
Relación de diámetros	$0.7\% < \frac{D_e - D_i}{D_m} < 1.5\%$

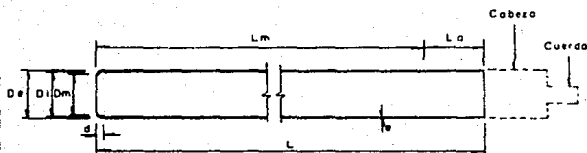


Tabla 7

Diám nominal, en cm	$D_e$ , en cm	$D_i$ , en cm	$D_m$ , en cm	$e$ , en cm	$d$ , en cm	$L$ , en cm	$L_m$ , en cm	Cuerda de unión
7.5	7.62	7.22	7.11 7.17	0.20	1.27	75	60	AW BW
100	10.16	9.76	9.61 9.69	0.20	1.20	90	75	BW NW

TABLA 7

DIMENSIONES DE LOS TUBOS SHELBY MAS USUALES

Diámetro nominal	De	Di	Dm	e	d	L*	Lm	Cuerda unión
7.5	7.62	7.22	7.11	0.20	1.27	75	60	AW y BW
			7.17					
10.0	10.16	9.76	9.61	0.20	1.20	90	75	BW Y NW
			9.69					

Donde:

- De      diámetro exterior
- Di      diámetro interior
- Dm     diámetro de la muestra
- e      espesor del tubo
- d      longitud aguzada
- L      longitud tubo
- Lm     longitud de muestreo recomendable
- La      espacio para azolves

\* Actualmente la longitud del tubo es de 1 m-comúnmente para cada uno de los diámetros.

En la operación, el muestreador se hince 80 cm, con velocidad constante entre 15 y 30 cm/seg, dejando una longitud de 15 cm, donde se alojen los azolves que pudieran haber quedado dentro del tubo; después del hincado se deja reposar el muestreador un cierto tiempo, aproximadamente tres minutos, para que la muestra se expanda en el interior y aumente su adherencia, después se gira dos vueltas el muestreador para cortar la base de la muestra y extraerla, limpiarla e identificarla.

La información de campo se recopila en un registro con los datos que se van obteniendo durante la ejecución del sondeo; para simplificar la presentación normalmente se utilizan abreviaturas y anotaciones al pie del registro con observaciones que se hacen durante la ejecución y que pueden ayudar a la interpretación del sondeo; debe también anotarse la presión necesaria para hincar el muestreador y el porcentaje de recuperación de muestra, que expresa cualitativamente la calidad que se alcanza en cada operación del muestreador según se muestra en la tabla 8.

Las muestras contenidas en los tubos Shelby se someten al siguiente procedimiento:

Después de desmontar el tubo de la cabaza que lo sostiene, se coloca en el soporte para especímenes, con la parte inferior de la muestra hacia abajo; se limpia la superficie exterior; los azolves del interior se eliminan con una veleta o con una espátula; posteriormente se coloca

un sello de parafina con brea caliente, 15 % de brea a 70 °C, para formar un sello de 0.7 cm de espesor.

A continuación se invierte la posición del tubo, se extrae 1 cm de muestra con la veleta o con la espátula para hacer lugar al sello de parafina con brea; con el material extraído se clasifica en campo, después se identifica al tubo adhiriéndole una etiqueta que contenga información de la obra como: Nombre de la obra, número de sondeo, profundidad explorada, clasificación SUCS, fecha, etc., se señala además la parte superior de la muestra.

No es aconsejable el almacenar testigos durante demasiado tiempo, a no ser en una atmósfera fría y húmeda (cuarto húmedo). Se ha observado que, incluso muestras parafinadas totalmente, pierden un porcentaje pequeño, aunque creciente, de humedad en periodos de varios meses, una norma excelente es pesar el testigo al encerrarlo y hacerlo de nuevo antes de someterlo a ensayos, para tener una idea de la posible pérdida de humedad durante el intervalo de tiempo entre ambas medidas.

Se deben proteger las muestras evitando que durante el transporte rueden o vibren los tubos que los contienen. Esto se puede lograr poniendo cuidadosamente los tubos en una caja de madera o metal para tres o cuatro especímenes, recubiertas interiormente con espuma de poliuretano de 5 cm de espesor o envolviendo cada testigo con un material de embalar, como aserrín, viruta fina o papel (en el norte de los Estados Unidos los testigos se protegen embalándolos en

musgo); si se piensa enviarlos por avión hay que protegerlos contra la congelación, incluso en verano, ya que las cajas con los testigos pueden ir en una parte del avión que no tenga calefacción y quedar expuestas a las bajas temperaturas que se encuentran a grandes altitudes.

Para la extracción de la muestra del tubo en el laboratorio se deben tomar las siguientes consideraciones:

Frecuentemente se puede sacar un testigo blando, del tubo que lo contiene, para someterlo a ensayo, con sólo tirar de él mientras se sostiene el testigo con una paleta de tamaño suficiente. Otras veces se aplica en la parte alta del testigo, para invertir los esfuerzos naturales, una presión hidráulica ó neumática, o simplemente un gato.

Antes de presionar sobre el testigo, se debe sujetar el tubo en su posición y eliminar los tapones de parafina. Al sacar el testigo se puede separar con una segueta la parte saliente del mismo.

Existe también una prensa de extrusión, proyectada y construida en los talleres de Berkeley, de la Universidad de California. Un pistón con aceite ligero, empuja al testigo. La presión se produce por una bomba pequeña de mano, en muchos laboratorios los tubos se cortan en pequeñas porciones con el testigo todavía en su interior, para extraerlo.

No es aconsejable el utilizar sierras giratorias para cortarlos, por las vibraciones que producen.



El resultado final del muestreo con tubo Shelby es la obtención de muestras inalteradas de la mayor calidad posible; además del índice de calidad que proporciona el porcentaje de recuperación, en campo, se revisarán ambos extremos de cada tubo para comprobar que la estructuración del suelo esté inalterada, y que no exista fracturamiento hidráulico, fisuramiento, remoldeo, etc. Los especímenes que hayan sufrido alguna alteración no servirán para ser ensayados en pruebas mecánicas de laboratorio; el ingeniero encargado de los trabajos de campo deberá supervisar la correcta aplicación de las técnicas de perforación y muestreo para alcanzar la calidad requerida.

### II.2.3 Pozos a cielo abierto

Son excavaciones efectuadas con equipo manual, de 1.5 por 1.5 m de sección para que permitan la entrada de un hombre y su profundidad puede variar hasta los 3 m, podrían realizarse a mayor profundidad pero se encontraría con el problema de tener que revestir las paredes del pozo; sin embargo se han llevado a cabo hasta 10 m aproximadamente en suelos que se prestan para ello y sobre todo en estudios de prospección de cavidades, donde son utilizados como accesos a minas hechas por el hombre en épocas pasadas.

Por medio de este método, es posible obtener muestras cúbicas inalteradas y muestras alteradas representativas, las cuales son analizadas en el laboratorio de mecánica de

suelos, para determinar las características físicas y mecánicas de los suelos en estudio.

Asimismo es posible conocer directamente la columna estratigráfica, las características de cada uno de los materiales atravesados y la profundidad a la que se encuentra la roca sana (en zonas de rellenos, o en que existen estos depósitos).

Es conveniente que la excavación sea supervisada por un geotecnista, para ir identificando los suelos en su estado natural, observando las dificultades y la herramienta necesaria para el avance; también podrá observarse la consistencia, la cantidad de agua, el nivel de aguas superficiales y de ser posible su estado de estudio preliminar.

En suelos suaves, en general cohesivos y sin grava, las muestras inalteradas se obtienen utilizando un tubo muestreador de lámina, con filo en una de sus bocas, efectuando los siguientes pasos:

a) Después de limpiar y nivelar el terreno, se introduce el tubo muestreador hasta donde la resistencia del terreno lo permita.

b) Si con la simple presión no se logra introducir todo el tubo muestreador, se excava a su alrededor para eliminar la fricción en la cara exterior del mismo.

c) Después de introducir todo el tubo muestreador, se recorta la muestra por su base y se enrasa al tamaño del tubo.

d) Se protegen las bases de la muestra con vendas de manta impregnadas con parafina y brea, y se le empaca en un cajón con aserrín, papel o paja, para evitar que se rompa o se maltrate durante el transporte al laboratorio de mecánica de suelos.

Se deberá llevar un registro de todas las condiciones y cambios en el subsuelo que se presenten durante la excavación.

Las ventajas de utilizar este método son:

- La obtención de muestras, sin utilizar equipo especial de perforación.
- La recuperación de muestras inalteradas a cualquier profundidad del pozo y del tamaño que sea más conveniente.
- La realización de observaciones y pruebas in situ
- Su utilización como pozos de comparación o correlación con los realizados con equipo de perforación.

Las desventajas del método son:

- Es demasiado lento, por hacerse con equipo manual (pico y pala) y los materiales o las condiciones pueden variar de un día a otro.
- El costo de la excavación se incrementa notablemente a mayor profundidad, siendo económica hasta 4 ó 5 metros.
- Si se presentan grandes cantos rodados o bloques que cubran la sección del pozo se puede tener la impresión de que se trata de rocas fijas o se puede dificultar el

avance, siendo necesario usar explosivos que quizás alteren la constitución del suelo en esa zona.

- Si el material no es consistente, y la profundidad es excesiva, se requerirán ademas, elevándose el costo y el tiempo.

- Si se excava abajo del nivel freático, pueden presentarse problemas de extracción de agua o deformaciones en el suelo por el flujo de agua, limitando de esta manera la profundidad y elevando los costos por el bombeo, o por la necesidad de ademas.

#### II.2.4 Muestreador Donison

Actualmente, el diseño de este muestreador consiste esencialmente, de dos tubos concéntricos acoplados a una cabeza con baleros axiales, que los une a la columna de barras de perforación y permite que el tubo interior se hincque a presión en el suelo, sin inducir esfuerzos de torsión a la muestra; mientras que el exterior, gira y corta el suelo circundante. La cabeza del muestreador tiene una tuerca de ajuste que controla la posición relativa entre ambos tubos; así durante el muestreo, el tubo interior penetra en el suelo la distancia  $d$ , antes que la broca, para proteger a la muestra de la erosión y contaminación que le puede ocasionar el fluido de perforación; en la figura 7 se presentan sus principales características y en la tabla 9 el ajuste necesario de la broca.

TABLA 8

RECUPERACION DE MUESTRAS

Recuperación %	Calidad
100	excelente
80	bueno
50 < rec < 80	malo
rec < 50	inaceptable

TABLA 9

AJUSTE d, ENTRE BROCA Y TUBO INTERIOR

Tipo de suelo	d, en cm
blando	2
duro	0.5
muy duro	0 ó el menor

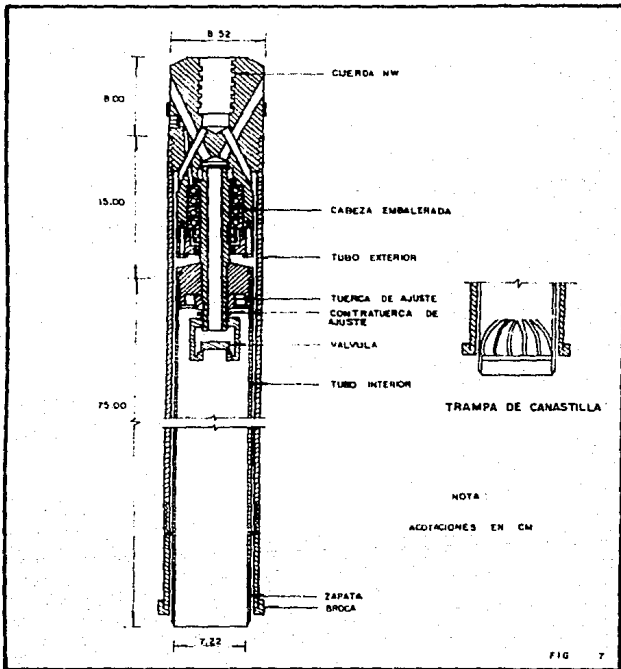
TABLA 10

DIMENSIONES DEL TUBO DENISON EN CM

Diámetro nominal	Tubo interior				Tubo exterior				Barras de operación
	De	Di	Dm	L	De	Di	L	Lm	
7.5	7.62	7.22	7.11	75	8.52	7.92	90	60	BW
			7.17						
10.0	10.16	9.76	9.61	90	11.16	10.46	105	75	NW
			9.69						

Donde

De diámetro exterior  
 Di diámetro interior  
 Dm diámetro de la muestra  
 L longitud del tubo  
 Lm longitud de la muestra



Las dimensiones del muestreador o barril Denison que permiten obtener muestras de 7.5 y 10 cm de diámetro nominal, se observa en la tabla 10.

Para el muestreo de materiales granulares, conviene adaptarle una trampa de canastilla que consiste en lenguetas de lámina de acero flexible remachadas al tubo interior como se mostró anteriormente.

La broca de corte que normalmente se utiliza es una pieza de acero con pastillas de carburo de tungsteno que protegen las zonas de mayor desgaste.

#### II.2.4.1 Operación del muestreador Denison

Al principio de la operación se ajusta la distancia  $d$ , entre el tubo interior y la broca, de acuerdo con el material que se va a muestrear, también se necesita verificar que la cabeza esté limpia, engrasados los baleros y que la válvula opere correctamente. Posteriormente se baja el muestreador al fondo de la perforación y se hinca por lo menos la profundidad  $d$ , para evitar que el tubo interior gire al iniciar la rotación del tubo exterior. Durante el muestreo, la máquina perforadora transmite, a través de la columna de barras, rotación y fuerza vertical y la primera varía entre 50 rpm para materiales blandos y 200 rpm para los duros; en cuanto a la fuerza vertical puede ser hasta de 3 ton.

Cuando ya se ha penetrado la longitud prevista a que el muestreador no puede avanzar, se suspende la rotación y

la fuerza axial, se deja reposar 3 minutos, a fin de permitir que la muestra expanda, después se gira en sentido contrario a la rotación, para romper el espécimen por la base y posteriormente extraer el muestreador.

La extracción del material que corta la broca, así como el enfriamiento de la misma se hace con un fluido de perforación que circula por el espacio anular que dejan los dos tubos; cuando se muestrea arriba del nivel freático se debe utilizar aire; podría ser admisible utilizar lodo, sólo si se demuestra que la contaminación que induce a la muestra es tolerable. En muestras abajo del nivel freático puede utilizarse agua o lodo bentonítico.

El muestreador Denison se utiliza para extraer testigos de arcilla firmes o duras, pizarras blandas, areniscas blandas desmenuzables y también de algunos tipos de arenas y limos cohesivos, sobre todo si están sobre el nivel hidrostático; la presencia de partículas duras, como gravas o fragmentos de roca puede estropear e incluso destruir una muestra de un terreno blando, ya que la corona los tritura contra el testigo al ir avanzando el sondeo.

#### II.2.5 Muestreador Pitcher

El muestreador Pitcher es similar al Denison excepto porque la posición del tubo interior se regula con un resorte axial; mientras que el exterior, con la broca de corte en su extremo, gira y corta el suelo que encuentra alrededor. La función del resorte es regular la posición



longitudinal del tubo interior con la cabeza, se hace por medio de tornillos Allen, aunque también se puede hacer con rosca, como el tubo Denison. En la figura 8 se describen sus características primordiales. Los tipos de suelo que se pueden muestrear con esta herramienta son prácticamente los descritos para el muestreador Denison.

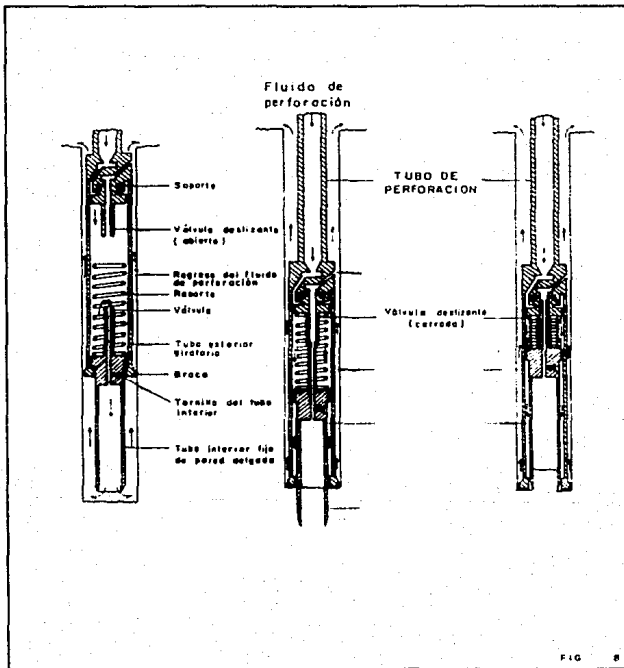
#### II.2.6 Muestreador Kjellman

El método de penetración con el aparato sueco Kjellman in situ, consiste básicamente en un pequeño anclaje que se clava plegado en el terreno; se despliega a una profundidad dada y se tira de él. El cable del anclaje se engancha de una cabria pequeña (polea), con un registrador se traza automáticamente el diagrama de la resistencia al arranque del anclaje. La altura del aparato sobre el suelo es alrededor de 30 cm, este aparato da buenos resultados especialmente en suelos blandos.

#### II.2.7 Sondeos de muestreo integral

Para realizar este tipo de exploración se utiliza una perforadora marca Pilcon, se obtienen muestras integrales a percusión e inalteradas hincando una camisa de aluminio, como se observa en la figura 9.

Para obtener una muestra alterada se hinca el pistoneador tantas veces como sea necesario hasta avanzar una longitud de 50 cm. Si el terreno es blando, con una vez se obtiene el tramo requerido, si el terreno es duro o



U N A M  
E N E P A R A G O N  
I N G E N I E R I A

PERFORADORA PILCON

TESIS PROFESIONAL

ROSENDO MATIAZ SANTIAGO

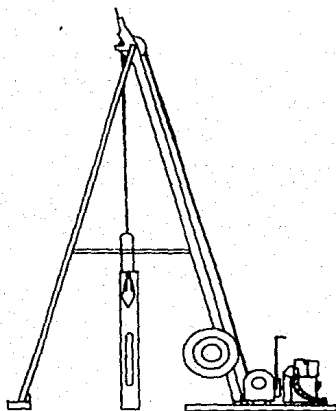


FIG 9

presenta boleos, es necesario moler con un trápamo y después recuperar la muestra con el pistoneador.

En la recuperación de muestras no se utiliza agua, excepto si son arenas, gravas o boleos. Cuando el pistoneador ha penetrado y está lleno, se cierra una válvula que tiene en su extremo inferior y se extrae mediante un cable, una vez fuera, se vacía en una artesa y se coloca en un costal, asegurando su identificación.

Para obtener una muestra inalterada, se hinca el martillo que lleva un tubo de aluminio de 50 cm de longitud, se recupera la muestra y se protege con cera, brea y tapones en ambos extremos.

La profundidad que puede alcanzar es de 30 m, con 6 a 8 pulgadas de  $\varnothing$ , y utilizando ademe metálico recuperable de 6 a 8 pulgadas de  $\varnothing$ , para estabilizar la perforación o para emboquillar el sondeo. Con este tipo de exploraciones se pueden obtener muestras de suelo integrales, y de mayor cantidad en relación a otros muestreadores con las cuales se pueden realizar pruebas de compactación en los materiales representativos del subsuelo (cuando así se requiera), para compararlas con sus propiedades in situ.

#### II.2.8 Exploración del subsuelo con cono eléctrico

Este aparato de exploración del subsuelo consta de un cono de acero de 3.60 cm de  $\varnothing$ , (10.18 cm<sup>2</sup> de área), con ángulo de ataque de 60°, una funda de fricción de 3.60 cm de diámetro y 13 cm de longitud (147.02 cm<sup>2</sup>). La tubería

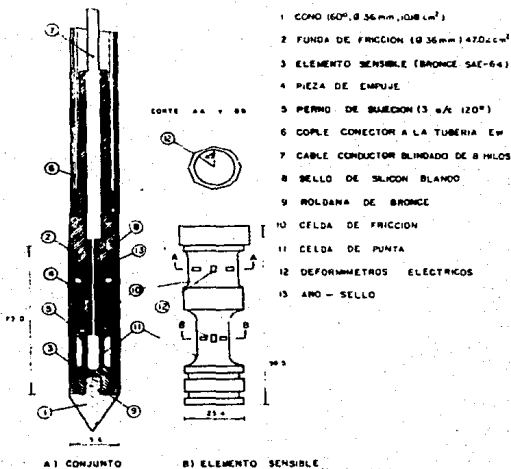
interior de 1.5 cm de diámetro con un tope, que limita el movimiento de la barra central dentro de la funda a 4 cm y la tubería exterior de 3.6 cm de diámetro; los tramos de ambas tuberías son de 1 m de longitud y se unen para lograr la profundidad requerida.

El sistema consiste de una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con doformímetros eléctricos (strain gages). Usualmente tiene 2 ton de capacidad de carga y resolución de  $\pm 1$  kg, pero en el caso de suelos duros, podrá alcanzar una capacidad de 4 ton y resolución de  $\pm 2$  kg; en la figura 10 se muestra esquemáticamente dicho instrumento; usualmente tiene 3.6 cm de diámetro exterior, aunque para suelos blandos se han utilizado hasta de 7 cm.

Como puede observarse en la figura 10, la fuerza que se desarrolla en la punta cónica, se mide en la celda inferior; y la que se desarrolla en la funda de fricción, se mide en la celda superior.

La señal de salida del cono se transmite con cables a la superficie, la recibe un aparato receptor y la transforma en señal digital impresión numérica o directamente en una gráfica.

El cono deberá calibrarse después de cada 20 sondeos a fin de comprobar su confiabilidad.



### II.2.8.1 Operación del equipo

El cono se hincan en el suelo empujándolo con la columna de barras de acero, usualmente de 3.6 cm de diámetro exterior, por cuyo interior sale el cable que lleva la señal a la superficie. La fuerza necesaria para el hincado se genera con un sistema hidráulico con velocidad de penetración controlada.

La velocidad de hincado del cono es usualmente 2 cm/seg; sin embargo, en la norma tentativa ASTM 03441-75T se propone de 1 a 2 cm/seg  $\pm$  25 %. Para las arcillas de la ciudad de México se ha adoptado 1 cm/seg, debido a que así se controla mejor la prueba; sin embargo es admisible operar con 2 cm/seg, sabiendo que se obtienen valores del orden del 10 % más altos (Norma 2.214.05 PEMEX).

Es muy importante que durante la prueba, la velocidad de penetración se mantenga constante, ya que es inevitable que en las capas duras el cono pierda velocidad de penetración y que al pasarlas se acelere.

### II.2.8.2 Interpretación de resultados

Esta prueba de penetración estática permite definir las variaciones de la resistencia de punta y fricción con la profundidad (fig 11), así como detectar con precisión los cambios estratigráficos utilizando como indicador la variación de la resistencia de punta.

La identificación de los suelos se hace de manera indirecta mediante correlaciones empíricas como las de la

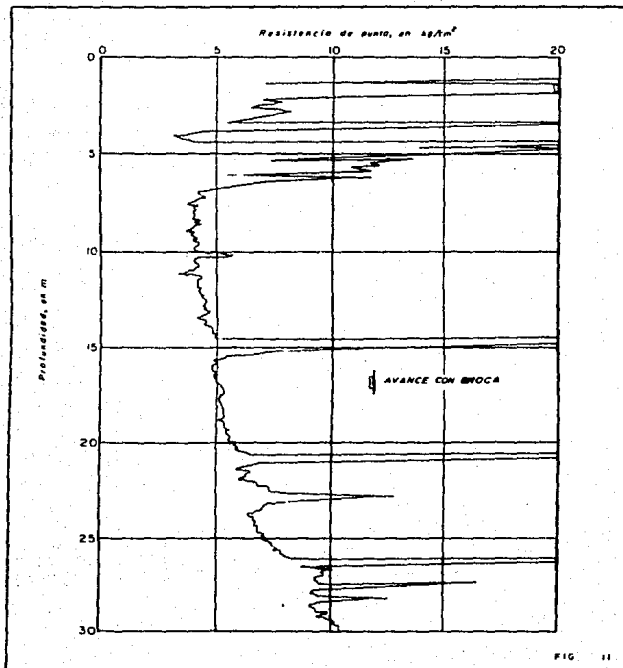




figura 12, una elaborada por Sanglerat y la otra por Schmertman; en el caso de la ciudad de México, particularmente en la zona del lago, la identificación de los suelos se puede hacer comparando la variación de la resistencia de punta con la estratigrafía definida mediante sondeos con muestreo inalterado continuo.

#### II.2.8.3 Obtención de parámetros de resistencia en suelos cohesivos.

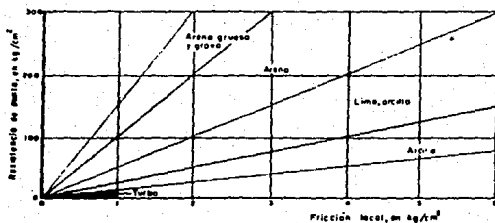
La resistencia al corte de suelos cohesivos en condiciones no drenadas se puede obtener aproximadamente con la expresión:

$$C_{uu} = \frac{q_c}{N_k}$$

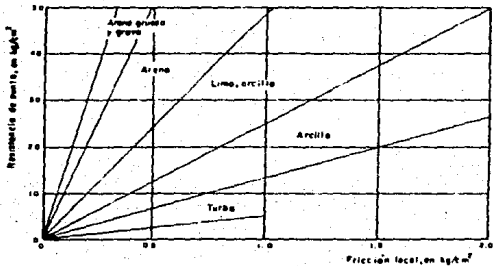
donde:

- $C_{uu}$  resistencia al corte no drenada, ton/m<sup>2</sup>
- $q_c$  resistencia de punta del cono en kg/cm<sup>2</sup>
- $N_k$  coeficiente de correlación

Los valores del coeficiente de correlación  $N_k$  entre las mediciones con cono y la resistencia al corte no drenada de los suelos, están basados en un número definido de sondeos inalterados de correlación por lo que su aplicación se realiza con mucho cuidado.



CORRELACION SEGUN SANGLERAT



CORRELACION SEGUN SCHMERTMAN

#### II.2.8.4 Obtención de parámetros de resistencia en suelos granulares

La correlación entre la resistencia de punta del cono y la densidad relativa de arenas finas se muestra en la figura 13. Para determinar el valor del ángulo de fricción interna,  $\phi'$ , usualmente se utilizan las fórmulas de capacidad de carga, empleando como datos la capacidad de carga última y la estimación del peso volumétrico.

#### II.2.8.5 Obtención de parámetros de resistencia en suelos cohesivo-friccionantes

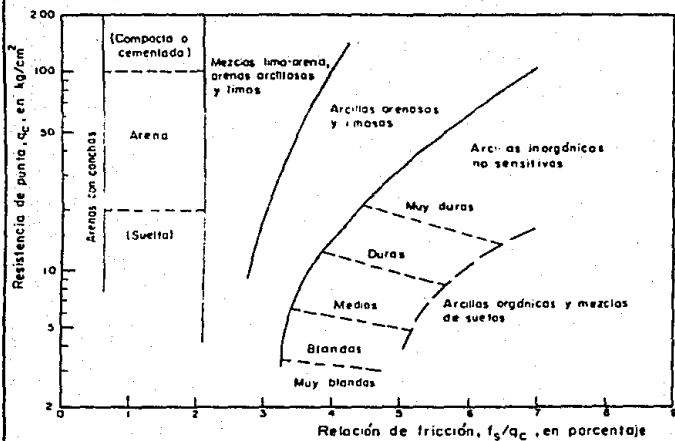
En este caso el problema se resuelve tomando dos valores de la resistencia de punta cercanos, que corresponden a un mismo estrato:  $qc_1$  y  $qc_2$ . Así se pueden plantear dos expresiones de la capacidad de carga última, que al considerarla simultáneamente resulta:

$$\phi = \tan^{-1} \frac{qc_2 - qc_1}{(Z_2 - Z_1) N_q} - 1$$

$$c = \frac{(qc_1 + qc_2) - N_q (1 + \tan \phi) (Z_1 + Z_2)}{2 N_c (1 + N_q/N_c)}$$

Donde

- $c$  y  $\phi$             parámetros de resistencia al corte
- $qc_1$  y  $qc_2$         valores de la resistencia de punta
- $Z_1$  y  $Z_2$             Profundidades de medición
- $N_c$  y  $N_q$             Coeficiente de capacidad de carga



DONDE :

$q_c$  Y  $f_s$  RESISTENCIA DE PUNTA Y FRICCIÓN

$$Nq = \frac{qc_2 - qc_1}{(1 + \tan \phi) (Z_2 - Z_1)}$$

Para determinar el valor de  $\phi$  se deben resolver por aproximaciones sucesivas las ecuaciones; para ello primero se supone un valor de  $\phi$  para calcular  $Nq$  en la ecuación; este último se toma como valor inicial y se repite el cálculo, que converge en dos o tres iteraciones.

## CAPITULO III

### TRABAJO DE CAMPO

#### III.1 Reconocimiento de la zona

Para tratar de identificar algún problema típico en la zona, desde el punto de vista de mecánica de suelos, se realizó un recorrido por toda el área que ocupa la Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón, considerando la zona de edificios así como de Jardines, estacionamientos, campos deportivos y áreas libres.

En los alrededores de la escuela no fué posible detectar problemas específicos, debido a que las principales estructuras existentes son casas unifamiliares pertenecientes a fraccionamientos de interés social y que generalmente cuentan con uno o dos niveles como máximo.

Sin embargo, en la inspección que se realizó por el interior de la ENEP ARAGON, se pudo corroborar que el edificio que ocupan actualmente los laboratorios y talleres del área de ingeniería mecánica y eléctrica ha sufrido asentamientos, a pesar de las precauciones tomadas en la cimentación de éstos edificios.

Se pudo constatar también que en zonas más alejadas donde hay edificios más altos, han demolido y modificado algunas estructuras, que han presentado problemas de hundimientos diferenciales, así como también otras estructuras que han emergido como consecuencia directa del

hundimiento regional que existe, y en general de toda la zona perteneciente al antiguo lago.

### III.2 Equipo utilizado

El equipo de perforación y muestreo utilizado para la ejecución del estudio del subsuelo, en la Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón, se describe a continuación:

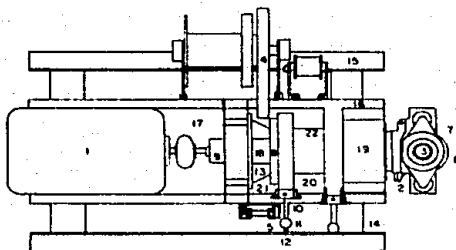
#### III.2.1 Equipo de perforación

La perforadora utilizada en este caso es la Long Year modelo 34, sus principales elementos se consignan en la figura 14 y se puede apreciar físicamente en la fotografía 2.

A esta máquina perforadora comúnmente se le ha dado en llamar perforadora de diamante, ya que está diseñada para operar en forma óptima las herramientas de corte diamantadas que requieren velocidades de corte en la broca de 200, 450, 800 y 1300 RPM, como promedios.

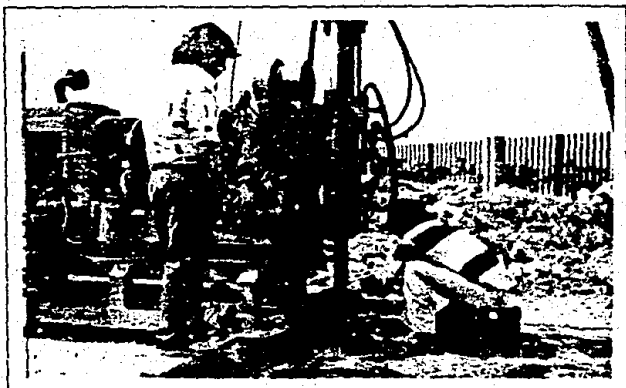
El motor que viene acoplado a esta máquina, es un motor diesel marca Lister con una potencia de 30 HP; la carrera del gato es de 60 cm, por lo que este equipo es utilizado también en trabajos mineros, usualmente el motor trabaja a 2200 RPM aproximadamente.

La potencia del motor es transmitida al cabezal giratorio y al cabrestante por medio de un embrague del tipo de disco seco, de una caja de cambios de 4 velocidades y de una transmisión de doble gama que actúa sobre el tambor de cabrestante. El embrague se utiliza para detener la rotación



- |  |  |
|--|--|
| 1 MOTOR  | 13 COJINETE DE ACCIONAMIENTO DE ENBRAGUE         |
| 2 ENGRANAJES CONICOS                                     | 14 SEGUNDOS DE LEVA                              |
| 3 CHAVETAS 'Y BARRA' DE ROTACION                         | 15 RODILLO DE ARRASTRE Y RODILLOS DE -<br>GUIADO |
| 4 CADENAS DE RODILLO-CARRRESTANTE DE WIRELINE            | 16 RAILES DE GUIADO EN CHASS DE TRACCION         |
| 5 MANDOS DE FRENO Y ENBRAGUE CABRESTANTE-<br>DE WIRELINE | 17 POLEA DE ARRASTRE POR DEBAJO DE LA DOMCOE     |
| 6 RODAMIENTO DE BARRA DE ROTACION                        | 18 EJE DE ENBRAGUE                               |
| 7 RODAMIENTO DE LOS YUGOS                                | 19 CARTER DE ENGRANAJES PRINCIPAL                |
| 8 COJINETES DE EJE DE ENGRANAJE                          | 20 CAJA DE CAMBIOS DE 4 VELOCIDADES              |
| 9 COJINETE DE EJE DE ACCIONAMIENTO                       | 21 COJINETES DE EJE DE ENBRAGUE                  |
| 10 SOPORTE DE MANGUATO EN ENBRAGUE HIDRAULICO            | 22 COJINETES DE TAMBOR DE CARRRESTANTE           |
| 11 LEVA EN ENBRAGUE HIDRAULICO                           |  |
| 12 SUPERFICIE DE LEVA EN ENBRAGUE HIDRAULICO             |  |





Fotografía 2. Perforadora Long Year Modelo 34

del mecanismo de la sonda sin parar el motor ni la bomba de aceite hidráulico.

La presión o carga de corte aplicada a la broca por la bomba hidráulica, fluctúan desde 0 Kg/cm<sup>2</sup> hasta 70 Kg/cm<sup>2</sup>, la que es aplicada por los pistones del sistema hidráulico a la sarta de perforación que se encuentra sujeta a la barra de avance, por el chuck o broquero.

La caja de cambios, es una caja del tipo empleado para camión, con cambio sincronizado de cuatro marchas hacia adelante, las diferentes gamas de velocidad se representan en un diagrama de cambios situado en la sonda.

El tambor de cabrestante cumple varias funciones que son las siguientes:

- a) Elevar las varillas
- b) Bajar las varillas
- c) Desplazar la sonda por medio de su propio sistema de accionamiento
- d) Introducir la tubería de revestimiento, etc. cuando la sonda no está equipada con un cabrestante de golpeo.

La perforadora cuenta con un malacate de maniobras que opera el cable de acero, el cual eleva a la superficie las barras de perforación para extraer la lingada y recobrar la muestra, y así cambiar el muestreador o sustituir la broca.

El chasis está equipado de un cilindro hidráulico y de unos pernos de fijación de guiado que lo hacen retráctil; de este modo, la sonda puede ser alejada del agujero para despejar una zona de trabajo más amplia que permita extraer

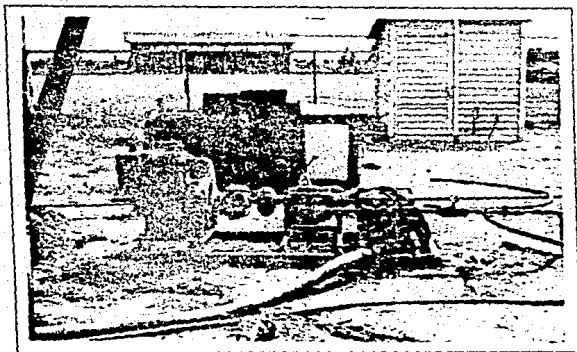
las varillas o introducir los tubos sin abrir el cabezal giratorio.

La perforadora puede desplazarse con la fuerza de su propio motor sobre sus patines de base deslizante a cortas distancias, en los movimientos entre sondeos, utilizando el cable de elevación, el tambor y anclando un extremo del cable de acero normalmente de 1/2 pulgada, a un objeto resistente ya sea un árbol, una roca o como en éste caso clavando muertos en el suelo para que sirvan de apoyo.

La bomba para perforación utilizada en este trabajo, es la Bean Royal modelo 535 RQ; en el capítulo II, tabla 2 se presentan sus principales características, se observa también en la fotografía 3.

Las barras de perforación que se utilizaron para realizar las maniobras de muestreo son BW, utilizando una broca tricónica de 4 1/2 pulgadas de  $\phi$ , para limpiar el fondo de la perforación, lo cual se realizó con ayuda de lodo bentonítico para estabilizar la perforación, esto se pudo llevar a cabo sin contaminar las muestras extraídas debido a que el nivel de aguas superficiales se encontró a 1.20 m de profundidad en promedio.

Es importante mencionar que las muestras para explorar el subsuelo de la ENEP ARAGON, se obtuvieron mediante el tubo Shelby o tubo de pared delgada, que se hinca a presión para recuperar muestras inalteradas, y la ejecución de la prueba de penetración estándar que sirvió para medir la resistencia del suelo a la penetración y la recuperación de muestras



Fotografía 3. Bomba para perforación Bean Royal 535 RQ

alteradas para la ejecución de pruebas índice en el laboratorio, las características de estos muestreadores se presentan en el capítulo II.

### III.3 Ejecución de sondeos profundos

Para determinar las propiedades y estratigrafía del subsuelo, se realizaron dos sondeos mixtos profundos, mediante la recuperación de muestras alteradas e inalteradas hasta una profundidad de 55.05 m, en el sondeo mixto 1 y 40 m en el sondeo mixto 2.

Como ya se mencionó, los sondeos fueron tipo mixto, es decir se alternó la prueba de penetración estándar con el muestreo inalterado usando tubos Shelby, en una proporción de 2 penetraciones por cada shelly utilizado generalmente.

El procedimiento para ejecutar la prueba de penetración estándar consiste en hincar en el suelo una herramienta estándar (penetrómetro estándar o tubo partido), ver fotografía 4, mediante la energía que le proporciona la caída libre de un martinete de 63.5 Kg de peso, al soltarlo desde una altura de 76 cm, como puede observarse en las fotografías 5 a 7. Durante la ejecución de la prueba se determina el número de golpes (N), necesario para hincar la herramienta una longitud de 30 cm.

La descripción de las herramientas que se utilizan en la prueba, el modo de realizarla y la interpretación de los resultados, se reporta ampliamente en el capítulo II, por lo que aquí no se mencionarán.



potencia 4 repetidor estándar



Fotografías 5 y 6. De izquierda a derecha, inicio de la prueba de penetración estándar y el transcurso de la misma

Con la prueba de penetración estándar se logran tres finalidades de gran importancia, que son :

- Obtener muestras alteradas representativas del subsuelo, como la que se observa en la fotografía 8.

- Conocer el resultado de la prueba estándar de penetración, mediante el número de golpes N para penetrar 30 cm en el suelo.

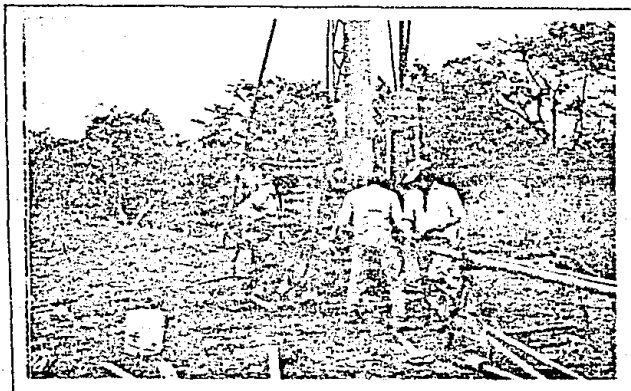
- Hacer las correlaciones necesarias para obtener en forma aproximada la resistencia a la compresión simple  $q_u$ .

Además, con las muestras que se obtienen durante la ejecución de estas pruebas de campo, es posible determinar las propiedades índice de los materiales en que se efectúen, las cuales son indispensables para formar el perfil estratigráfico del sitio estudiado.

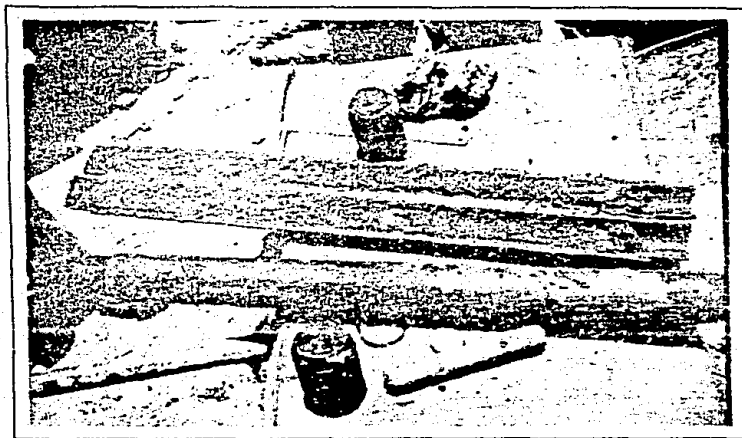
La recuperación de muestras inalteradas con el tubo Shelby, o tubo de pared delgada, ver fotografía 9, (sus principales características se presentan en el capítulo II), se realizó hincándolo a presión con el cabezal del equipo de perforación en los materiales del subsuelo de consistencia blanda a muy blanda, como también se puede observar en las fotografías 10 y 11.

Con las muestras inalteradas obtenidas podemos realizar además de las pruebas índice en el laboratorio, pruebas mecánicas para conocer las características de resistencia al esfuerzo cortante del suelo y su deformabilidad.

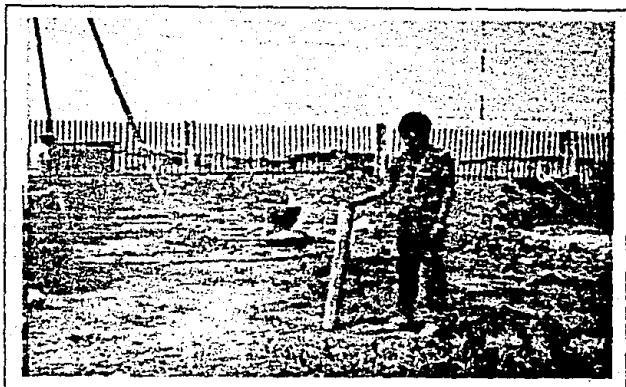




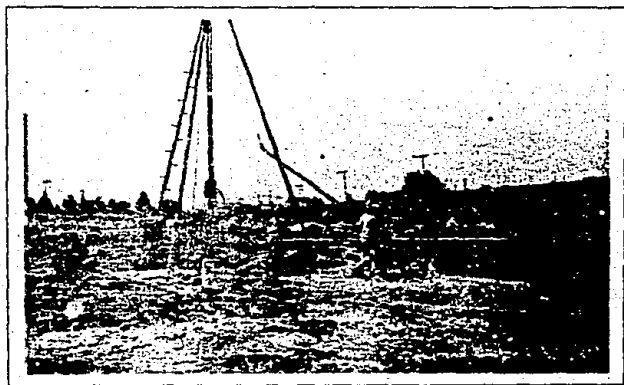
fotografía 7. Prueba de penetración estándar terminada



fotografía 8. Muestra obtenida con el penetrometro estandar



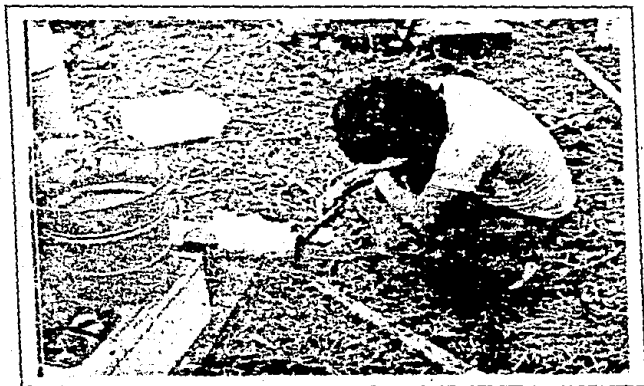
Fotografía 10. Muestreador Sneloy



Fotografía 11. Muestreador Sneloy listo para nincarse



Fotografía 11. Hincado del muestreador Shelby



Fotografía 12. Enrasado de la muestra obtenida con tubo Shelby

En el perfil de los sondeos SM-1 y SM-2, figuras 15 y 16 respectivamente, se consignan las profundidades a las cuales se recuperaron muestras con el tubo Shelby, indicándolo con las letras TS.

Los resultados de las pruebas de campo y procedimientos de exploración y muestreo mencionados, se presentan en forma gráfica en las figuras 15 y 16.

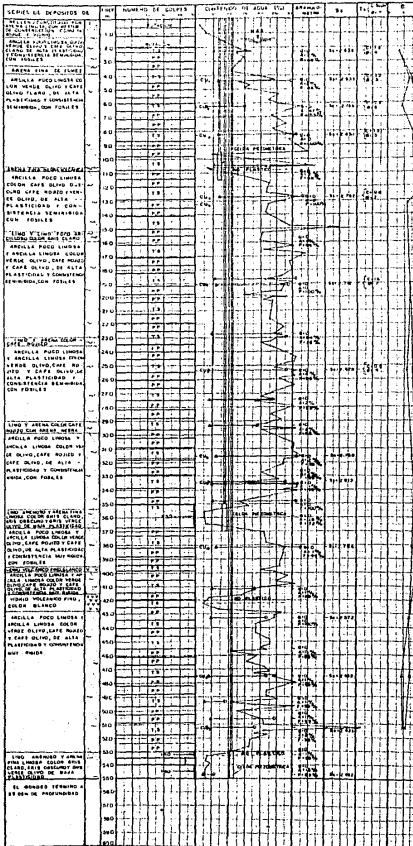
Con esta interpretación gráfica, es posible determinar las características de los materiales que se encontraron durante la ejecución de los sondeos realizados.

Las principales características de los sondeos realizados se consignan en la tabla 11.

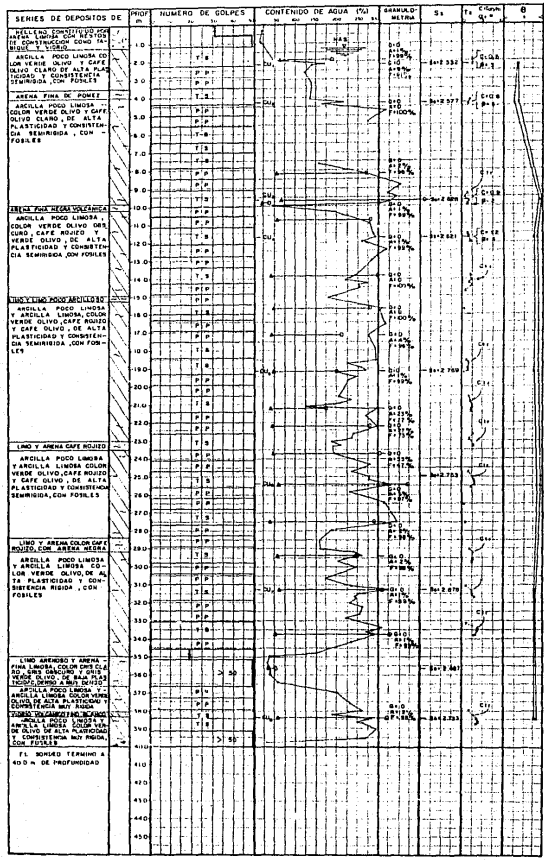
Todas las muestras obtenidas se clasifican en forma preliminar en campo, y debidamente identificadas y empacadas se llevaron al laboratorio de mecánica de suelos, para su clasificación definitiva y ensaye.

#### III.4 Instalación de piezómetros tipo Casagrande

Para conocer el estado de presión intersticial  $u$ , del agua en el suelo, se instaló una estación piezométrica formada por 3 bulbos, los cuales se localizaron de 9.50 a 11.50 m, de 35 a 37 m y de 53 a 55 m de profundidad respecto al brocal del sondeo. En las figuras 15 y 16 se indica esquemáticamente la profundidad a las que llegaron los piezómetros; su diseño conceptual se presenta en la figura 17.



NOTAS: N = TUBO ANALIZADO      H = HORIZONTAL DE FUEGO      PP = POCO FUEGO DE LA MAREJA  
 S = LIMITE PLASTICO      M = SENSIBLE AL VIENTO      CM = COMPACTACION, INHOMOGENEIDAD  
 C = LIMITE LOMOSO      G = IMPERMEABLE DE GASES      T = FRACTURA, NO CONSOLIDACION NO LOMOSO  
 B = POROSIDAD DE BARRA      P = PRODUCCION DE FUEGO      LN = PLANTELAS DE LIMITE DE UN HORIZONTAL  
 H = POROSIDAD DE CASCAS      A = RESERVOIR DE AGUA

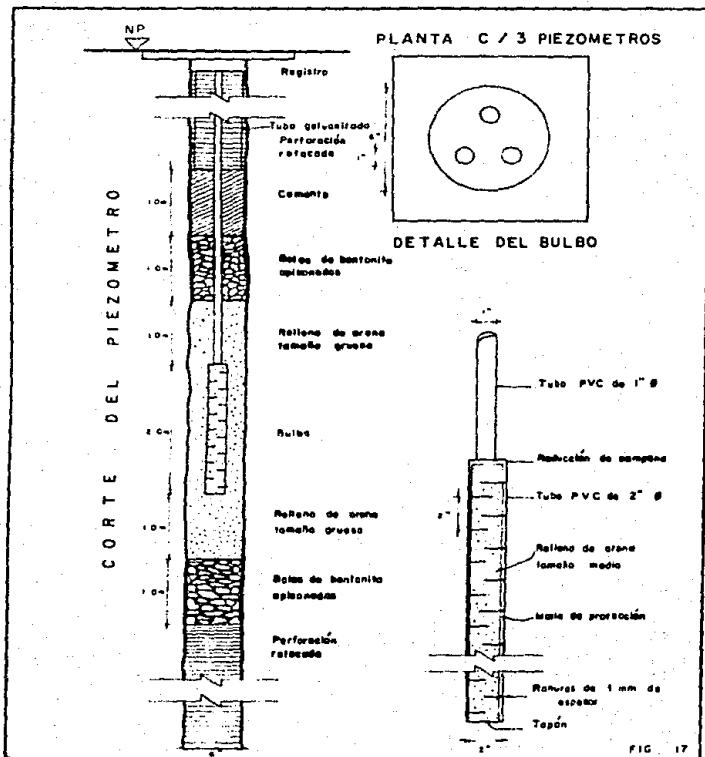


TS TUBO SHELBY      S PORCENTAJE DE GRAVA      C PARAMETRO DE COHESION  
 A LIMITE PLASTICO      F PORCENTAJE DE ARENA      B PARAMETRO DE FRICCION  
 L LIMITE LIQUIDO      F PORCENTAJE DE FINOS      CUN CONTROLACION UNIDIMENSIONAL  
 S DENSIDAD DE SUELO      R RELACION DE VAZIOS      DP PESO PROMEDIO DE HORMONAMENTA      CH PARAMETRO DE COHESION CON TORCIMENTO

TABLA 11

CARACTERISTICAS DE LOS SONDEOS REALIZADOS

sondeo	profundidad	profundidad del NAS
	m	m
SM-1	55.05	1.40
SM-2	40.00	1.40





Como ya se mencionó, este dispositivo se colocó con el interés de conocer los incrementos de poro generados por sobrecargas en la superficie del suelo  $\mu$ , y su evolución con el tiempo, debido al proceso de consolidación.

La diferencia con un pozo de observación, es que la medición se realiza dentro de una cámara piezométrica cerrada, en la que no hay comunicación con los estratos superiores; la columna de agua en un pozo de observación normalmente coincide con el nivel freático, porque los excesos de presión de poro se disipan en los estratos con menos presión, y porque es muy grande el tiempo en el que fluye el volumen de agua necesario para formar la columna de agua que equilibre a  $\mu$ .

Para el funcionamiento de los piezómetros requiere que fluya cierta cantidad de agua del suelo adyacente al interior del dispositivo; el tiempo que tarda en realizarse este flujo es función de la permeabilidad del suelo y de la geometría de la cámara piezométrica, se le llama tiempo de respuesta; todo cambio de presión de poro requerirá un tiempo de respuesta finito para registrarse en el piezómetro.

El piezómetro utilizado es el denominado abierto, propuesto por A. Casagrande en 1949, su diseño se puede observar en la figura 17; el agua intersticial del suelo penetra por la punta porosa y asciende por el tubo hasta formar una columna de agua que equilibre a  $\mu$ , como se puede constatar en la figura 17, el diseño de A. Casagrande se ha

modificado en este caso en cuanto a materiales, aunque sus principales características persisten.

Antes de instalar la estación piezométrica, se realizó un análisis de la estratigrafía encontrada durante la exploración, incluso tomando en cuenta los resultados de algunas pruebas índice, las que el tiempo permitió realizar, a partir de los cuales se determinaron las profundidades de instalación, tratando de cubrir los bulbos piezométricos en estratos arenosos o limo-arenosos.

#### III.4.1 Perforación

Lo más conveniente es aprovechar la perforación que quedó del sondeo exploratorio, como se realizó en este caso, ya que es básico conocer el suelo en que el piezómetro quedó instalado. Para estar en posibilidades de interpretar sus mediciones; basta con recuperar muestras alteradas con tubo partido o tubo liso, aunque si se requiere mayor refinamiento en el estudio de las condiciones piezométricas de un sitio, puede extraerse una muestra inalterada para realizar pruebas de permeabilidad en el laboratorio.

Si se encuentran caídos, no es aceptable usar lodo bentonítico para estabilizar la perforación, ya que es muy difícil retirarlo después y altera las características de permeabilidad del suelo; se deberá emplear ademe metálico o inyección de agua.

Cuando se instalen piezómetros abiertos en suelos de permeabilidad media a baja, conviene que la perforación sea

del mayor diámetro posible, ya que de esta manera aumenta el área de aportación a la cámara piezométrica, con lo que disminuye el tiempo de respuesta.

El agua que se emplee durante la perforación y la instalación debe ser totalmente limpia, en el caso que nos ocupa, se amplió la perforación a un diámetro de 6 pulgadas, ya que además se colocaron 3 bulbos en el orificio.

#### III.4.2 Instalación

El procedimiento que se siguió para la instalación de los tres bulbos piezométricos a las profundidades ya mencionadas, es el siguiente:

a) Una vez concluida la perforación, es decir, la ampliación a 6 pulgadas de diámetro, es conveniente inyectar agua limpia, durante un periodo de 5 a 10 minutos, para remover totalmente el recorte de la perforación.

b) Se llena de agua la perforación y se conserva el nivel del agua en el brocal, para provocar un flujo descendente.

c) Se verifica la profundidad del fondo de la perforación con una sonda, que puede ser el pisón para compactar el sello de bentonita o un tubo PVC. Si se observa que hay caídos, será necesario bajar el ademe hasta el fondo de la perforación.

d) Se forma el sello arrojando esferas de bentonita, hechas con anterioridad ya endurecidas, compactándolas con un pisón adecuado, es conveniente compactar el sello en capas

pequeñas hasta llegar a 1 m de espesor en total y debe formarse fuera del ademe.

e) Enseguida se arroja lentamente el volumen necesario de gravilla, para formar el filtro bajo el piezómetro, se verifica con la sonda el nivel alcanzado después de retirar el ademe en este tramo, habiendo llegado a la profundidad de proyecto, siendo también el espesor de gravilla bajo el piezómetro de 1 m.

f) Se baja lentamente el piezómetro, que previamente debe haberse unido en su longitud total; es conveniente tratar de bajar el piezómetro lleno de agua, y conservar este nivel durante toda la instalación. Debe bajar hasta la profundidad de proyecto, en caso contrario lo mejor es retirarlo y reperforar, teniendo cuidado de bajar el ademe hasta la profundidad de instalación.

En piezómetros profundos, la tubería PVC se flexiona considerablemente durante la operación anterior, para reducir esta flexión conviene apoyarla en la torre de la perforadora.

Para evitar que se desacople, se debe esperar a que seque bien el pegamento de los coples. Una vez colocada la tubería, se retira el ademe hasta el nivel de la parte superior del bulbo.

g) Se vierte el volumen necesario de gravilla para formar el espesor de filtro sobre el piezómetro, que en este caso también es de 1 m. En esta etapa es conveniente vibrar ligeramente el tubo; se verifica con la sonda el nivel superior del filtro.

h) Se forma el sello superior arrojando bolas de bentonita, compactándolas con el pisón de la misma forma que en el inciso d, y también con un espesor de 1 m. En esta etapa se debe tener cuidado de formar este sello fuera del ademe, para evitar fugas y que se extraiga el bulbo piezométrico al retirarlo.

i) Una vez formado el sello, se coloca un tapón de mortero cemento-arena, aunque recientemente se ha empleado una mezcla bentonita-cemento, que se coloca fácilmente en la perforación bombeándola con la bomba de lodos.

j) Finalmente, se permite que baje el nivel de agua en el piezómetro y se tapa con un tapón perforado para mantener la presión atmosférica en su interior.

De la misma manera, se colocan los otros dos bulbos a las profundidades que se hayan proyectado en el perfil del suelo, para completar la estación piezométrica.

k) Por último, se coloca un registro con tapa y contratapa, en el sitio de la estación piezométrica y se cierra con candado para evitar su violación o destrucción.

l) Es conveniente llevar una estadística de las lecturas en la estación piezométrica, para llevar un control del estado de presión del subsuelo en el sitio. Es recomendable hacer mediciones cada semana en un día específico y a una hora determinada, para hacerlo así consecuentemente.

### III.5 Registro de datos

La información obtenida de la exploración en campo, es importante llevarla ordenadamente y con bastante precisión, ya que de ello depende la correcta interpretación de los datos para poder correlacionarla, con los resultados de las pruebas ensayadas en el laboratorio de mecánica de suelos y los análisis geotécnicos de gabinete.

Para ello existe una forma de registro que condensa los datos e incidentes del trabajo de campo, que es la forma que se presenta en la figura 18.

En este reporte, en la parte superior se registran el nombre de la obra, la fecha y el número de sondeo de acuerdo al programa preestablecido según el proyecto.

Posteriormente, aparecen los datos de control de la perforación y cuidados, es decir, el tipo de la perforadora que se está utilizando, el nivel del brocal del sondeo, profundidad a la que se pierde el agua y profundidad a la que retorna.

En el cuerpo del reporte en la parte izquierda, se anotan los trabajos ejecutados del personal de perforación (perforistas y ayudantes), en función del tiempo como son: Desplazamientos, perforación, alimentos, paros, etc.

En la parte que corresponde al registro de la perforación se colocan respectivamente: el tramo de la profundidad explorada, tipo de suelo atravesado, nivel de agua superficial (tomada al inicio del turno). Posteriormente aparecen los tipos de muestreo que son mas frecuentes de



utilizar en mecánica de suelos para muestras inalteradas, ya sea con el barril Denison o el tubo Shelby; después se registra el resultado de la prueba de penetración estándar, centímetros penetrados por número de golpes; enseguida se observa la columna para colocar la información cuando se utilice broca tricónica para limpiar, ampliar o avanzar la perforación.

Finalmente, en la parte inferior del reporte se registran los consumos de materiales como pueden ser, bentonita, ademes, diesel etc. y los datos de la cuadrilla de perforación que ejecuta el trabajo y control de la perforación.

### III.6 Protección de las muestras

El cuidado y protección de las muestras en el campo, antes de su envío al laboratorio de mecánica de suelos para su ensaye, es una labor de gran importancia, ya que solamente mediante el buen trato en el transporte de las muestras y la protección contra pérdidas de humedad, éstas nos podrán proporcionar datos de mayor confiabilidad para los análisis geotécnicos.

El procedimiento que se llevó a cabo para realizar esta función en las muestras alteradas es el siguiente:

Después que se abre el tubo partido se limpian los azolves que pudieran existir, se toma la muestra y se introduce en una camisa de polietileno de 3 pulgadas de diámetro aproximadamente y se cierra perfectamente, a



continuación se le coloca una etiqueta identificando debidamente a la muestra y conteniendo los siguientes datos:

- Nombre de la obra
- Número de sondeo
- Número de muestra
- Profundidad a la que se obtuvo la muestra
- Fecha

Enseguida, se coloca en una nueva camisa del mismo polietileno o en otro de mayor diámetro para su mejor cuidado.

A las muestras inalteradas obtenidas con tubo Shelby, el procedimiento de protección de las mismas contra pérdida de humedad es el siguiente:

Después de desacoplar el tubo Shelby de las barras de perforación, se coloca sobre una superficie plana, posteriormente se enrasa, quitándole los azolves que pudiera tener o hasta un centímetro de muestra, enseguida se le coloca una protección de manta de cielo y se le impregna totalmente de parafina formando una película de protección de aproximadamente 1 cm; en el otro extremo del tubo se hace el mismo procedimiento que el anterior; ver fotografías 12 a 14.

Después de identificar correctamente el tubo colocándole una etiqueta con los datos que se mencionaron, para las muestras alteradas del tubo partido, igualmente se marca en el tubo una flecha indicando la parte inferior de la muestra; esto se puede realizar con marcador que quede lo



Fotografía 13. Protección de la muestra con manta de cielo



Fotografía 14. Película de protección de parafina al tubo  
Sheloy

superficialmente visible.

### III.7 Transporte y almacenamiento de las muestras

Es de suma importancia, el cuidado que hay que tener con el manejo de las muestras alteradas e inalteradas en su viaje al laboratorio, esto se puede realizar colocando paja, aserrín o algún elemento cercano a la obra, que amortigue los movimientos de la camioneta en que se transportarán las muestras para evitar que éstas se golpeen, y colocar sobre ellas una lona o es mejor si la camioneta o transporte tiene techo, para evitar que las muestras pierdan humedad con los rayos solares.

A su llegada al laboratorio, las muestras deben someterse a inspección, en particular sobre su identificación. Es conveniente asegurarse del buen estado del recubrimiento de protección de las muestras inalteradas y remediar cualquier defecto (rotura de la parafina, por ejemplo) en el instante.

Las pérdidas de agua de las muestras, pueden estimarse por la variación de su peso respecto al peso inicial determinado en el campo.

Las muestras inalteradas deben almacenarse en un local fresco, pero protegido contra heladas, las saturadas en un cuarto cuya humedad sea mantenida cerca del 100 % por un sistema de inyección de vapor de agua, controlado por un higrómetro. En caso de no disponer de un cuarto de este tipo, las muestras saturadas deben almacenarse en cajas y rodearse

con aserrín permanentemente húmedo. El ambiente húmedo retarda pero no elimina las pérdidas de agua, por lo que en todos los casos es imprescindible verificar, con sumo cuidado la protección de las muestras.

Las muestras alteradas recibidas en costales, deben pasarse a cajones de madera o a botes de lámina galvanizada. Los costales comunes, se deterioran rápidamente al estar en contacto con el suelo y no son propios para un almacenamiento prolongado.

Las muestras alteradas recibidas en recipientes herméticos, deben verificarse a su llegada en la misma forma que las anteriores, y almacenarse en un lugar fresco o cuarto húmedo.

A pesar de todas las precauciones, siempre existe el riesgo de que ocurran cambios químicos y físicos del suelo durante un almacenamiento prolongado. Las muestras deben por tanto, probarse tan pronto como sea posible después de su llegada al laboratorio.

## CAPITULO IV

### ENSAYES DE LABORATORIO

#### IV. I Pruebas índice

Todas las muestras que se recuperaron de los sondeos profundos, se clasificaron manual y visualmente en el laboratorio de mecánica de suelos, en húmedo y en seco, con base en el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS), así como también se les determinó su contenido natural de agua ( $w$ ).

#### IV. I. I Contenido natural de agua

Las características de los suelos compuestos por partículas finas, como las arcillas, dependen de su contenido de agua, la cual modifica las fuerzas de interacción entre partículas, y por tanto, influye sobre el comportamiento del material. Un elevado contenido de agua corresponde a una distancia promedio alta entre partículas y a una resistencia baja al esfuerzo cortante, al disminuir el contenido de agua, la resistencia aumenta, hasta alcanzar un estado plástico en que el material es fácilmente moldeable; posteriormente, el suelo llega a adquirir las características de un sólido, pudiendo resistir esfuerzos de compresión y tensión.

El contenido de agua de un suelo es un porcentaje, en el que se compara el peso del agua con el del suelo seco. Se

determina por medio del procedimiento siguiente:

$$\text{contenido de agua} = \frac{\text{peso del agua}}{\text{peso del suelo seco}} * 100$$

$$w(\%) = \frac{W_w}{W_s} * 100$$

En general, el contenido de agua o humedad de los suelos en el lugar, varía de aproximadamente 30 a 40 % para el limo y de 200 a 250 % para la arcilla. Excepto algunas lentes arcillosas típicas de la ciudad de México, que resultaron con contenidos de agua de hasta del 450 %.

Cuando una muestra de suelo tiene un contenido de humedad de 100%, esto indica que un kilogramo de suelo se compone de aproximadamente, 500 gramos de agua y 500 gramos de partículas de tierra. Como contraste, los suelos arenosos de las zonas desérticas suelen tener contenidos de agua del 5% o menos.

Para poder determinar adecuadamente el perfil estratigráfico del subsuelo en el lugar, se realizaron las siguientes determinaciones a muestras seleccionadas:

- Límites de consistencia líquido (LL) y plástico (LP) en los materiales plásticos.
- Densidad de sólidos
- Peso volumétrico natural

#### IV. I.2 Límites de consistencia.

A. Atterberg marcó las fronteras de los cuatro estados en que pueden presentarse los materiales muy finos; para ello

estableció los límites siguientes: líquido, plástico y de contracción.

El límite líquido (LL), es la frontera entre el estado líquido y el plástico; y es el contenido de agua (expresado como porcentaje del peso seco), que deberá tener un suelo remoldeado para que una muestra en que se haya practicado una ranura de dimensiones normalizadas se cierre, sin resbalar en su apoyo, al someterla a un impacto de 25 golpes bien definidos.

El límite plástico (LP), es la frontera entre el estado plástico y el semisólido; y se define como el contenido de agua con el que se rompe en fragmentos de tamaño definido un rollo de 3.175 mm de diámetro formado con el suelo al rodarlo, con la palma de la mano sobre una superficie plana.

El límite de contracción, es la frontera entre el estado semisólido y el sólido; y es el contenido de agua que saturaría a un suelo contraído por secado.

A la diferencia entre el límite líquido y el plástico, se le llama índice de plasticidad (IP) y mide el intervalo de contenido de agua en el cual el suelo es plástico.

$$IP = LL - LP$$

El índice de contracción, se define como la diferencia entre los límites plástico y el de contracción.

$$IC = LP - LC$$

#### IV. I.3 Densidad de sólidos

Se define como densidad de fase sólida de un suelo, la relación entre el peso específico de la materia que constituye las partículas del suelo y el peso específico del agua destilada a 4 grados centígrados.

La densidad de sólidos ( $S_s$ ), se obtiene en la práctica como la relación entre el peso de los sólidos y el volumen de agua que desalojan a la temperatura ambiente; al valor obtenido se le hace una corrección por temperatura.

Las partículas gruesas contienen, generalmente, aire atrapado en poros impermeables, que sólo podría eliminarse rompiendo las partículas en granos más finos. Por ésto, la densidad obtenida en esos casos es un resultado aparente.

En mecánica de suelos, generalmente interesa la densidad aparente de las partículas integrales y, por tanto, las partículas que se usen en la determinación de densidades no deben ser molidas o rotas. Convencionalmente a la densidad de sólidos aparente se le llama, simplemente, densidad de sólidos y se denota con el símbolo  $S_s$ .

El valor de la densidad de sólidos interviene en la mayor parte de los cálculos de mecánica de suelos y, sirve también para fines de clasificación.

Las pruebas anteriores se realizaron con las muestras representativas de cada uno de los depósitos del subsuelo.

Con los resultados anteriores, se calculó la variación con la profundidad de la relación de vacíos ( $e$ ) y del peso



volumétrico ( $\bar{V}_m$ ).

#### IV. I.4 Porcentaje de finos

Adicionalmente, se determinó el contenido de suelos finos de los depósitos arenosos, tanto para conocer su contenido de material fino (limo y arcilla), así como para clasificarlos correctamente.

#### IV. I.5 Granulometría por mallas

En aquellos depósitos en que el contenido de arena fué importante, se determinó la curva de distribución granulométrica de las muestras representativas de ellos.

Las propiedades índice obtenidas y calculadas se presentan en forma gráfica, en las figuras 15 y 16. El contenido de suelos finos que tuvo cada muestra analizada, se presenta en forma condensada en estas figuras, mediante las letras (G), (A), y (F) que indican el porcentaje de grava, arena y suelos finos obtenido, respectivamente.

Es importante mencionar que el procedimiento que se siguió para la realización de todas estas pruebas es de acuerdo a la referencia 5.

#### IV.2 Pruebas mecánicas

En la exploración ejecutada con los sondeos profundos llevados a cabo en la Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón, y para conocer las características de resistencia al esfuerzo cortante de los depósitos

muestreados, se ejecutaron en el laboratorio de mecánica de suelos pruebas de compresión en la cámara triaxial, realizadas con tres probetas y con una probeta; en este último caso la probeta ensayada se sometió al esfuerzo de confinamiento de campo, antes de llevarla a la falla.

#### IV.2.1 Compresión triaxial

Las pruebas de compresión triaxial, son las más usuales para determinar las características de esfuerzo-deformación y de resistencia de los suelos. Estas pruebas consisten en aplicar presiones laterales y axiales diferentes a un espécimen cilíndrico, y estudiar su comportamiento.

La resistencia al esfuerzo cortante de los suelos depende de un número importante de factores. En suelos gruesos los principales son la compacidad, la forma de los granos y la granulometría. En suelos cohesivos existen dos enfoques en cuanto a los factores que afectan su resistencia. El primero consiste, en considerar que la resistencia depende esencialmente del esfuerzo efectivo, de la trayectoria de esfuerzos y de la velocidad de deformación.

El predominio del primer factor se expresa en el principio de los esfuerzos efectivos, que conduce a modificar la ley de Coulomb en la forma siguiente:

$$\tau = c' + (\sigma - \mu) \tan \phi'$$

donde:

$\tau$  Esfuerzo cortante en el plano de falla

$\sigma$  Esfuerzo normal total sobre el plano considerado

$\phi$  Angulo de fricción aparente

$c$  Cohesión aparente

$\mu$  Presión de poro

donde  $c$  y  $\phi$  están en términos de esfuerzos efectivos

Para aplicar el principio de los esfuerzos efectivos en suelos no saturados, la presión desarrollada en el aire contenido en los poros del material debe, en rigor tomarse en cuenta.

Sin embargo, las presiones de poro positivas que pueden causar la falla de las estructuras de tierra se presentan, en general, para altos grados de saturación. En tales casos, la observación o estimación de la presión del aire de los poros no es indispensable.

El segundo enfoque, expresa el hecho experimental de que la resistencia de un suelo cohesivo que se deforma a volumen constante, depende principalmente de su historia previa de carga, de la trayectoria de esfuerzos y de la velocidad de deformación, siendo el primer factor el más importante.

La ley de resistencia se expresa entonces en términos de esfuerzos totales, es decir :

$$\tau = c + \sigma \tan \phi$$

donde

$\tau$  esfuerzo cortante en el plano de falla

$\sigma$  esfuerzo normal total sobre el plano considerado

$c$  cohesión aparente ) en términos de esfuerzos

$\phi$  ángulo de fricción aparente ) totales

En este caso la  $c$  y la  $\phi$  no son propiedades del material, sino funciones de sus características, de la historia de carga previa, y de sus condiciones de carga y de drenaje.

La resistencia al corte de un suelo cohesivo puede, por lo tanto, expresarse en términos de esfuerzos efectivos o totales. Es importante subrayar que ambas expresiones son igualmente válidas, pues en el método de los esfuerzos totales la influencia de los efectivos aparece implícitamente en los resultados. El uso de una u otra expresión depende de la facilidad con la que se pueda aplicar en cada problema.

Para la determinación de los parámetros de las ecuaciones, se han desarrollado pruebas triaxiales con ciertas condiciones extremas de drenaje; en ocasiones especiales las pruebas usuales pueden no ser representativas de las condiciones de campo. En tal caso, las condiciones deben modificarse y ajustarse al problema en estudio.

Las pruebas triaxiales usuales se realizan en dos etapas:

Consolidación y ruptura. La primera consiste generalmente, en aplicar a un espécimen cilíndrico una presión hidrostática (consolidación isotrópica); en ocasiones, simultáneamente se aplica una carga o descarga vertical (consolidación anisotrópica). Durante la segunda

etapa, el espécimen se lleva a la falla por carga (prueba de compresión) o descarga vertical (prueba de extensión), manteniendo constante la presión confinante.

Las pruebas triaxiales, se clasifican en función de las condiciones de drenaje durante las dos etapas de la prueba; las pruebas más usuales son:

a) No consolidada- No drenada (UU); en la cual se impide el drenaje durante las dos etapas de la prueba, que es la que se realizó en el caso que nos ocupa.

b) Consolidada- No drenada (CU); se permite el drenaje durante la primera etapa solamente.

c) Consolidada- Drenada (CD); en esta prueba, se permite el drenaje durante toda la prueba, y no se dejan generar presiones de poro, aplicando las cargas con una velocidad adecuada durante la segunda etapa.

Generalmente, cada prueba se realiza en tres o cuatro especímenes bajo presiones confinantes distintas. La representación de los resultados es un diagrama de Mohr, está constituida por una serie de círculos, cuya envolvente permite obtener los parámetros del material estudiado en el intervalo de esfuerzos considerado.

Las pruebas consolidada-no drenadas, se realizan generalmente saturando previamente la muestra; se reproduce en esta forma la inmersión de la estructura o del estrato

estudiado. La saturación permite que la segunda etapa de la prueba se desarrolle a volumen constante, y facilita eventualmente la medición de las presiones de poro. Tal estado, se logra aplicando una contrapresión al fluido intersticial del material, con el fin de comprimir o disolver el aire no disuelto.

En muchas aplicaciones, se han encontrado correlaciones satisfactorias entre las pruebas de laboratorio y las observaciones de campo. Para que exista tal correlación, es de suma importancia elegir para el estudio en el laboratorio, el tipo de prueba que mejor represente las condiciones que determinan la resistencia en el campo. La prueba No consolidada-no drenada, usada como en el caso que nos ocupa, permite determinar la resistencia de una arcilla saturada sometida a cargas o descargas aplicadas a una velocidad tal, que no haya disipación de las presiones de poro generadas. Esta prueba se presta, al estudio al final de la construcción.

La prueba Consolidada-Drenada, permite por lo contrario determinar la resistencia después de la disipación de la presión de poro, lo que corresponde para suelos cohesivos a la estabilidad a largo plazo en el campo.

La prueba Consolidada-no drenada, es la más adecuada para determinar la resistencia de suelos consolidados sometidos a cargas rápidas, como en el caso de vaciado rápido de una presa, o de sismos.

Los parámetros de cohesión y fricción obtenidos de las pruebas triaxiales só presentan en las figuras 15 y 16, a la profundidad a la que se realizaron indicándolos con las letras C y  $\phi$ .

En las figuras 19 y 20, se presentan como modelo los resultados obtenidos de cada prueba triaxial con tres probetas, indicando:

- propiedades índice de las probetas ensayadas.
- la curva esfuerzo-deformación de cada probeta.
- el círculo de Mohr de cada probeta.
- la envolvente de falla y parámetros de resistencia obtenidos. En la tabla 12 se reporta un resumen de los resultados obtenidos para C y  $\phi$  en las pruebas triaxiales realizadas.

Adicionalmente, se realizaron pruebas con el torcómetro de laboratorio, para determinar el parámetro de cohesión (c), de los suelos cohesivos y compararlo con el obtenido de las pruebas triaxiales realizadas con una probeta. La variación de c contra la profundidad se presenta en las figuras 15 y 16, indicándolo con las letras Ctr.

#### IV.2.2 Consolidación unidimensional

Finalmente, se investigaron las características de esfuerzo-deformación-tiempo de los materiales muestreados, mediante pruebas de consolidación unidimensional.

U N A M

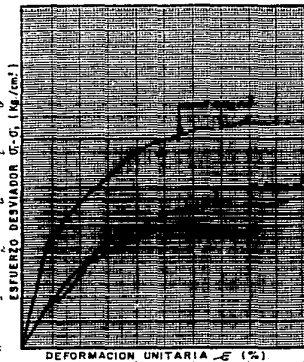
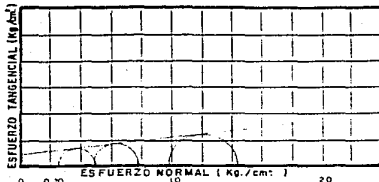
INGENIERIA

compresión triaxial

PRUEBA No.	C <sub>31</sub> %	C <sub>32</sub> %	s <sub>1</sub>	s <sub>2</sub>	G <sub>1</sub> %	G <sub>2</sub> %	s <sub>1</sub> kg/cm <sup>2</sup>	s <sub>2</sub> kg/cm <sup>2</sup>
1	34.5		8.74		93		0.25	0.26
2	32.3		8.98		99		0.40	0.42
3	31.4		8.90		97.6		0.30	0.31

PESOS VOLUMETRICOS		ρ = 7°	c = 0.8 Ton/cm <sup>2</sup>
INICIALES	FINALES		
Y S <sub>1</sub>	2.80	kg/cm <sup>3</sup>	TIPO DE PRUEBA:
Y M <sub>1</sub>	1.67	kg/cm <sup>3</sup>	NO CONNO. IDADA
Y S <sub>2</sub>		kg/cm <sup>3</sup>	NO UNIFRADA
Y M <sub>2</sub>	1.84 = 2.16	kg/cm <sup>3</sup>	



5-101

Procedencia: ENEP ARAGON Sondaje No. SM-1  
 Muestra No. 18 Profundidad: 12.85 a 12.85 m. Fecha: MAYO DE 1967  
 Observaciones: TESIS PROFESIONAL ROSELDO MATEIAS SANTIAGO



U N A M

INGENIERIA

compresión triaxial

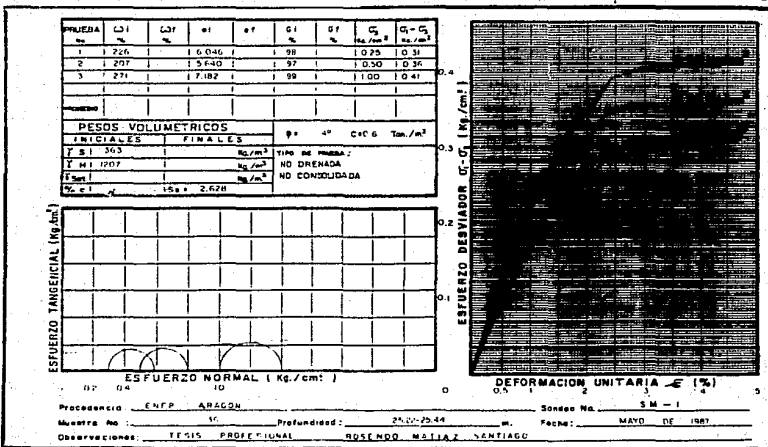


TABLA 12

## RESULTADOS DE PRUEBAS TRIAXIALES UU

sondeo	profundidad (m)	$\sigma$ ( $^{\circ}$ )	c (T/m $^2$ )	$\bar{\sigma}$ (Kg/m $^3$ )
SM-1	2.15 a 2.35	4	1.4	1329
SM-1	4.23 a 4.45	3	1.2	1191
SM-1	6.10 a 6.33	6	0.4	1286
SM-1	8.20 a 8.43	5	1.5	1183
SM-1	12.65 a 12.85	7	0.8	1167
SM-1	18.92 a 19.15	7	1.6	1217
SM-1	25.22 a 25.44	4	0.6	1207
SM-2	2.04 a 2.30	3	0.6	1318
SM-2	4.21 a 4.40	3	0.6	1387
SM-2	9.58 a 9.79	2	0.9	1164
SM-2	11.65 a 11.87	4	1.2	1188

saturándolas desde el principio debido a lo superficial del nivel de aguas superficiales NAS del sitio, en las figuras 15 y 16 se indican con las letras CU, las profundidades a las que se hicieron.

La consolidación, es la reducción paulatina de la relación de vacíos que sufre un suelo de baja permeabilidad, sometido a cargas de larga duración. El fenómeno de consolidación, puede atribuirse a la compresión y expulsión del aire contenido en los poros de los suelos parcialmente saturados y a la expulsión de agua.

Dos aspectos del fenómeno de consolidación son de interés en mecánica de suelos: la magnitud de las compresiones totales que pueden presentarse bajo distintas cargas, y la evolución con el tiempo de la compresión sufrida por un suelo, bajo una carga determinada.

Las pruebas de consolidación, se realizan con el objeto de obtener información sobre los dos aspectos mencionados. La relación entre reducciones de relación de vacíos y presiones efectivas aplicadas, obtenida durante la prueba, permite estimar los asentamientos totales que pueden esperarse en una construcción dada. Por otra parte, la relación deformación contra tiempo, obtenida para un incremento de carga dado durante la prueba, permite por medio de la teoría de la consolidación unidimensional de Terzaghi, prever la evolución de los asentamientos con el tiempo.

La prueba de consolidación unidimensional consiste en comprimir verticalmente un espécimen de material, confinado en un anillo rígido, de acuerdo con una secuela de cargas establecida de antemano. Para cada incremento de carga, el espécimen sufre una primera deformación, atribuirle al proceso de expulsión de agua o aire, que se llama consolidación primaria o hidrodinámica, y una segunda deformación debida a fenómenos de flujo plástico en el suelo, cuyos efectos son más notables después de que se ha terminado el proceso de consolidación primaria. La extrapolación de los datos de laboratorio a problemas de evolución de asentamientos en el campo, mediante la teoría de la consolidación, no toma en cuenta la consolidación secundaria.

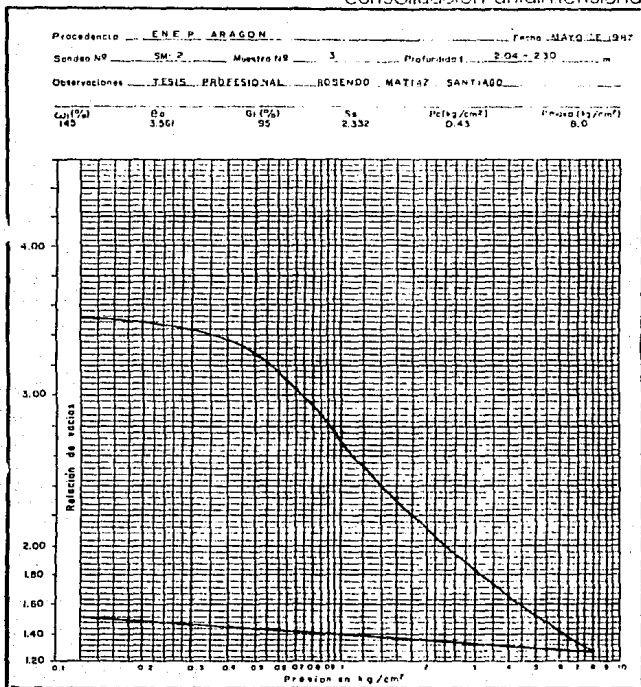
Los resultados de estas pruebas se presentan mediante la curva de compresibilidad de cada prueba, las cuales se consignan en las figuras 21 a 25.

Asimismo todas las pruebas se realizaron de acuerdo a la referencia 5.

#### IV.3 Registros de laboratorio de mecánica de suelos

Los registros de laboratorio utilizados para la ejecución del programa, se anexan a este capítulo de acuerdo a la siguiente relación respectivamente, (ver registros en las figuras 26 a 31):

- contenido de agua y clasificación



U N A M  
INGENIERIA

consolidación unidimensional

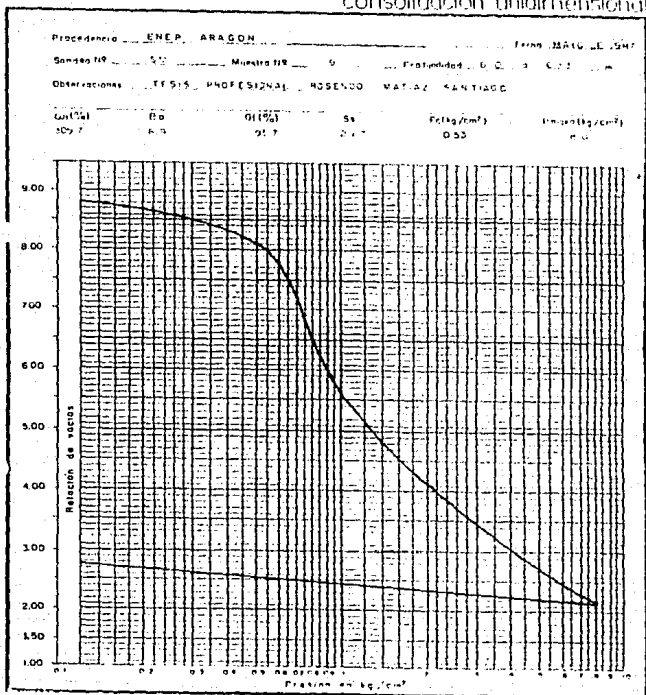
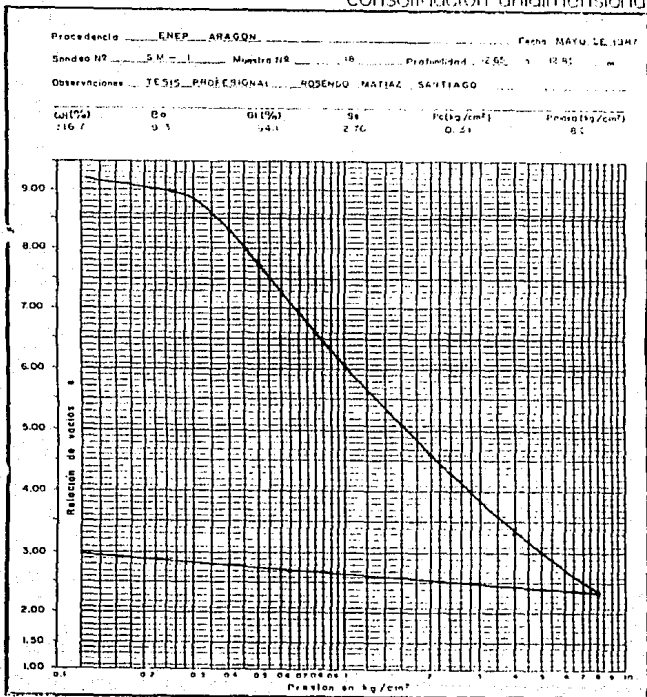


Fig. 22

U N A M

INGENIERIA

consolidación unidimensional



U N A M

INGENIERIA

consolidación unidimensional

Frecuencia: ENER. ARAGON Fecha: MAYO DE 1977  
 Sonda N°: 537 Muestra N°: 77 Espesor: 1.50 m  
 Características: TESIS PROFESIONAL HOSENFO MATÍAZ SANTIAGO  
 Col (Pa) (Pa) (Gr (%)) (Gr (%)) (Gr (%)) (Gr (%))  
 25.5 6.4 26.1 2.7 0.55 4.4

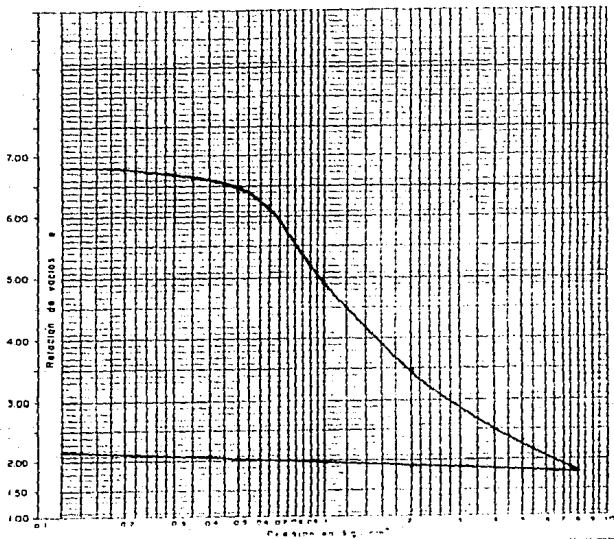


Fig 2-4



U N A M

INGENIERIA

consolidación unidimensional

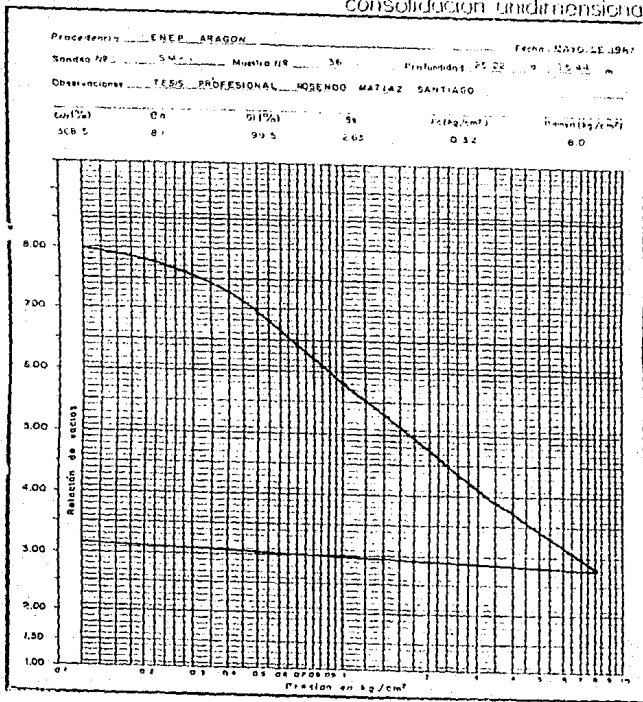


Fig. 25

- límites de consistencia
- granulometría por mallas
- densidad de sólidos
- compresión triaxial
- consolidación unidimensional

Cabe aclarar que estos registros se pueden utilizar para cualquier estudio de mecánica de suelos, porque están diseñados para ello precisamente.

El procedimiento de cálculo de cada una de estas pruebas, se especifica ampliamente en la referencia 5.





RET No 4 PASA No 4				LOCALIZACION _____			
PORCENTO				CALCULO _____			
TARA MUESTRA HUMEDA				FECHA _____			
TARA MUESTRA SECA				ENSAYE No _____ SONDEO No _____			
PESO TARA				MUESTRA No _____ PROFUNDIDAD _____			
PESO MUESTRA SECA				DESCRIPCION _____			
CONTENIDO DE HUMEDAD				PESO DE LA MUESTRA _____			

MALLA N°	Apertura		Porcentaje retenido	Porcentaje que pasa	MALLA N°	Apertura		Porcentaje retenido	Porcentaje que pasa
	mm	in				mm	in		
2"	50.80	2			10	2.00			
1 1/2"	38.10				20	0.840			
1"	25.40				40	0.420			
3/4"	19.05				60	0.250			
1/2"	12.70				100	0.149			
3/8"	9.52				200	0.075			
N° 4	4.75				Pasa 200				
Suma					Suma				

100      10      1      0.1

GRAVA      DIAMETRO      LER      MM      D'      0.01

ARENA      FINOS

$D_{10} = \dots$        $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \dots$        $S = \dots$  %

$D_{30} = \dots$        $C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}} = \dots$        $G = \dots$  %

$D_{60} = \dots$        $A = \dots$  %       $F = \dots$  %

Clasificación SUCS \_\_\_\_\_  
 OBSERVACIONES \_\_\_\_\_









## CAPITULO V

### RESULTADOS OBTENIDOS

#### V.1 Estratigrafía del subsuelo

Con base en los sondeos realizados, y en las pruebas de laboratorio se determinó la estratigrafía del subsuelo en los dos sitios estudiados. Es importante hacer notar que los depósitos encontrados en cada uno de los sondeos, son bastante homogéneos, por lo que se pudo realizar un corte estratigráfico del subsuelo, en el que se observa claramente esta situación; ver figura 32.

En el perfil estratigráfico de cada sondeo (figuras 15 y 16), se pueden consultar los detalles de la estratigrafía y propiedades del subsuelo.

Es de suma importancia mencionar, que la estratigrafía obtenida en los sondeos, corresponde muy bien con la típica de la ciudad de México y del Lago de Texcoco.

A continuación se describe la columna estratigráfica del suelo, y en la tabla 13. sus principales propiedades medias.

Las profundidades a las que aparecieron cada uno de los depósitos, se pueden consultar en los perfiles estratigráficos de los sondeos, figuras 15 y 16.

I Relleno constituido por arena limosa, con restos de construcción como tabique y vidrio.

U N A M EN P A R A G O N I N G E N I E R I A	Corte estratigráfico A-A'	
	TESIS PROFESIONAL	ROSENDO MATIAZ SANTIAGO

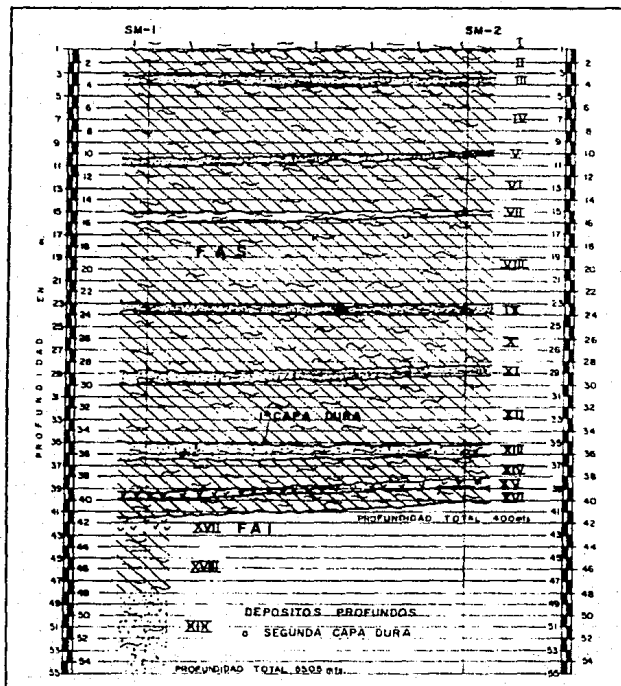


FIG 32

TABLA 13

PROPIEDADES MEDIAS DEL SUELO

ESTRATO	w	LL	LP	IP	G	A	F	S <sub>s</sub>	c	ø	e	SUCS
	%	%	%	%	%	%	%	T/m <sup>2</sup>	T/m <sup>2</sup>			
I	19	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
II	131	169	57	112	0	4	96	2.49	1.0	3.5	3	CH
III	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
IV	256	296	55	241	0	9	91	2.69	0.92	3.8	6.7	CH
V	40	35	20	15	-	-	-	-	-	-	-	SC
VI	262	312	55	257	0	1	99	2.69	1.0	5.5	7.8	CH
VII	193	-	-	-	0	1	99	-	-	-	-	-
VIII	254	251	46	205	0	9	91	2.70	0.6	4.0	7.9	CH
IX	211	-	-	-	0	53	47	-	-	-	-	-
X	271	293	47	246	0	3	97	2.69	0.6	4.0	7.8	CH
XI	199	188	65	123	0	2	98	-	-	-	-	ML
XII	250	299	52	247	0	1	99	2.81	-	-	8.1	CH
XIII	40	50	37	13	0	28	72	2.49	-	-	-	ML
XIV	247	325	62	263	0	1	99	2.77	-	-	8.8	CH
XV	195	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
XVI	229	253	53	200	0	2	98	2.73	-	-	8.0	CH
XVII	48	NO	PLASTICO	-	-	-	-	-	-	-	-	-
XVIII	215	189	41	148	0	3	97	2.48	-	-	5.7	CH
XIX	38	NO	PLASTICO	0	8	92	2.49	-	-	-	-	-

Donde

w	Contenido natural de agua
LL	Límite líquido
LP	Límite plástico
IP	Índice de plasticidad
G	Porcentaje de grava
A	Porcentaje de arena
F	Porcentaje de finos
S <sub>s</sub>	Densidad de sólidos
c	Parámetro de cohesión
ø	Parámetro de fricción
e	Relación de vacíos
SUCS	Sistema unificado de clasificación de suelos

II Arcilla poco limosa, color verde olivo y café olivo claro, de alta compresibilidad y consistencia semirígida, con fósiles.

III Arena fina de pómez, color gris claro.

IV Arcilla poco limosa, color café olivo claro, de alta compresibilidad y consistencia semirígida, con fósiles.

V Arena fina color negro, volcánica.

VI Arcilla poco limosa, color café olivo oscuro, café rojizo y verde olivo, de alta compresibilidad y consistencia semirígida, con fósiles.

VII Arcilla poco limosa y arcilla limosa color verde olivo, café rojizo y café olivo de alta compresibilidad y consistencia blanda con poros.

VIII Arcilla poco limosa y arcilla limosa color verde olivo, café rojizo y café olivo de alta compresibilidad y consistencia semirígida con fósiles.

IX Limo y arena color café rojizo, con arena negra.

X Arcilla poco limosa y arcilla color verde olivo, café rojizo y café olivo, de alta compresibilidad y consistencia semirígida con fósiles.

XI Limo y arena color café rojizo, con arena negra.

XII Arcilla poco limosa y arcilla limosa color verde olivo, de alta compresibilidad y consistencia rígida.

XIII Limo arenoso y arena fina limosa color gris claro, gris oscuro y gris verde olivo, de baja compresibilidad, denso a muy denso, con algunas partes cementadas.

XIV Arcilla poco limosa y arcilla limosa, color verde olivo, café rojizo y café olivo, de alta compresibilidad y consistencia muy rígida con fósiles.

XV Vidrio volcánico blando fino.

XVI Arcilla poco limosa y arcilla limosa color verde olivo, café rojizo y café olivo de alta compresibilidad y consistencia muy rígida con fósiles.

XVII Vidrio volcánico blando fino.

XVIII Arcilla poco limosa y arcilla limosa color verde olivo, café rojizo y café olivo de alta compresibilidad y consistencia muy rígida con fósiles.

XIX Limo arenoso y arena fina limosa color gris claro, gris oscuro y gris verde olivo, de baja compresibilidad, denso a muy denso, con algunas partes cementadas.

En función de la columna estratigráfica establecida anteriormente se puede decidir lo siguiente:

- a) El predio en estudio está ubicado en la zona del lago, típica de la ciudad, por lo que se pueden distinguir fácilmente: La formación arcillosa superior FAS, la formación arcillosa inferior FAI y los depósitos profundos. (ver corte estratigráfico en la figura 32).
- b) El depósito I (que es el relleno), apareció en los dos sondeos realizados.
- c) La estratigrafía de la zona en forma general, está constituida por arcilla poco limosa de alta compresibilidad con intercalaciones de arena fina, limo y vidrio volcánico en

toda la columna estratigráfica. (Ver perfiles y corte estratigráfico), figuras 15, 16 y 32 respectivamente.

d) El tipo de cimentación y el comportamiento de cualquier estructura a corto plazo, estará regido por las características de los depósitos II en adelante, los cuales se pueden considerar en base a la exploración realizada de muy alta compresibilidad y baja resistencia al esfuerzo cortante

#### V.2 Condiciones Piezométricas

Con base en los sondeos y pozos a cielo abierto realizados, se determinó que la profundidad promedio a la que apareció el nivel freático fue de 1.40 m.

Apoyándose en los resultados de las mediciones piezométricas se observó lo siguiente:

a) El abatimiento piezométrico a 10.5 m de profundidad, es de 1.40 m.

b) El abatimiento piezométrico a 36 m de profundidad, no fue posible medirlo ya que el piezómetro 2 fue destruido después de su instalación.

c) El abatimiento piezométrico a 54 m de profundidad es también de 1.40 m.

d) La superficie del suelo está sometida al fenómeno de hundimiento regional, debido al abatimiento de los niveles piezométricos causados por el bombeo de los acuíferos del subsuelo.

e) El fenómeno descrito no causa problemas en el comportamiento de estructuras apoyadas en una cimentación superficial.

f) Es importante aclarar que las lecturas que se obtuvieron de los piezómetros instalados no son del todo confiables, ya que éstas no son congruentes con otras mediciones que se han tomado en zonas aledañas al sitio en estudio ( Ref. 8 página 70 ); lo anterior se pudo originar muy probablemente debido a una deficiente instalación o, a no haber tenido el suficiente cuidado en la protección de la estación piezométrica y ésta haya sido violada, limitando así su buen funcionamiento.

### V.3 Capacidad de carga superficial

Se calculó con los resultados de las pruebas triaxiales llevadas a cabo en el laboratorio de mecánica de suelos para los sondeos SM-1 y SM-2, que se presentan en la tabla 12, así como las figuras 19 y 20 que se reportan como representativas.

La capacidad de carga superficial admisible del subsuelo, se calculó utilizando la expresión:

$$q_a = \frac{1}{FS} ( c N_c + \gamma D_f N_q + 1/2 \gamma B N_\gamma )$$

En donde

- $q_a$       Capacidad de carga neta admisible, en ton/m<sup>2</sup>  
 $FS$       Factor de seguridad adimensional  
 $c$         Parámetro de cohesión del suelo en ton/m<sup>2</sup>

$N_c, N_q$  y  $N_\gamma$  Factores de capacidad de carga, adimensionales

$\gamma$  Peso volumétrico del suelo en ton/m<sup>3</sup>

Df Profundidad de apoyo al cimiento, en m

B Ancho de la cimentación en m

Para realizar este cálculo, se tomó en cuenta el análisis de la estratigrafía del subsuelo y sus parámetros correspondientes, así como también los factores de capacidad de carga del suelo según Terzaghi, que se presentan en la figura 33.

### V.3.1 Capacidad de carga para una zapata continua

Haciendo el análisis para una zapata corrida, de 1.0 m de ancho y 1.0 m de profundidad de desplante y sustituyendo los parámetros más desfavorables del subsuelo tenemos:

$$q_a = \frac{1}{FS} \{ c N_c + \gamma D_f N_q + 1/2 \gamma B N_\gamma \}$$

Donde

$$B = 1 \text{ m}$$

$$D_f = 1 \text{ m}$$

$$FS = 3$$

$$\gamma = 1.318 \text{ T/m}^3$$

$$N_c = 6$$

$$c = 1.40 \text{ T/m}^2$$

$$N_q = 1$$

$$\phi = 3^\circ$$

$$N_\gamma = 0.2$$

$$q_a = \frac{1}{3} \{ (1.4*6) + (1.318*1*1) + (1/2*1.318*1*0.2) \}$$

$$q_a = \frac{1}{3} \{ 8.4 + 1.318 + 0.1318 \}$$

$$q_a = \frac{1}{3} \{ 9.850 \}$$



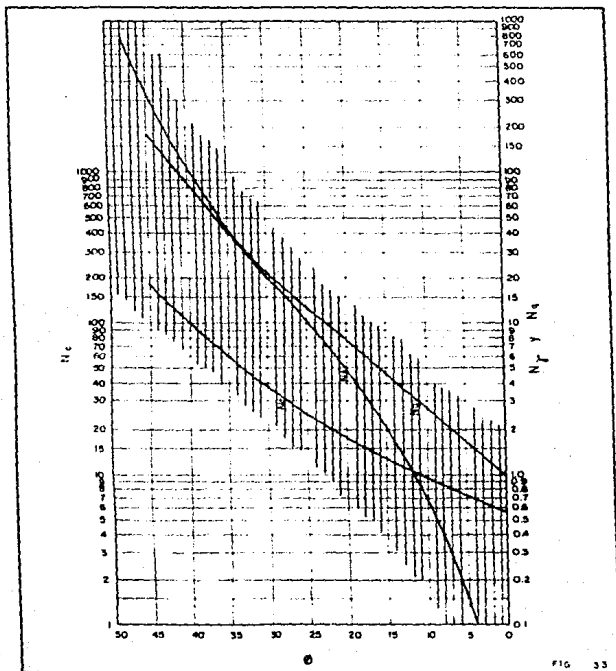


FIG 33

$$q_a = 3.28 \text{ T/m}^2$$

Resultados de capacidad de carga para distintas profundidades de desplante y ancho de cimiento para zapatas corridas.

Profundidad de desplante (m)	Ancho de cimiento (m)	Capacidad de carga $q_a$ T/m <sup>2</sup>
1	1	3.28
1	1.5	3.31
1	2.0	3.33
1.5	1	3.5
1.5	1.5	3.52
1.5	2	3.55
2	1	3.72
2	1.5	3.74
2	2	3.77

### V.3.2 Capacidad de carga para una zapata cuadrada

$$q_a = 1/FS \{ 1.2 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma \}$$

Donde

$$B = 1 \text{ m}$$

$$D_f = 1 \text{ m}$$

$$\gamma = 1.318 \text{ T/m}^3$$

$$N_c = 6$$

$$c = 1.4 \text{ T/m}^2$$

$$N_q = 1$$

$$\phi = 3^\circ$$

$$N_\gamma = 0.2$$

$$FS = 3$$

Sustituyendo los parámetros anteriores, tenemos:

$$q_a = 1/3 \{ 1.2 * 1.4 * 6 \} + \{ 1.318 * 1 * 1 \} + \{ 0.4 * 1.318 * 1 * 0.2 \}$$

$$q_a = 1/3 \{ 10.08 + 1.318 + 0.105 \}$$

$$q_a = 1/3 \{ 11.503 \}$$

$$q_a = 3.834 \text{ T/m}^2$$

Resultados de capacidad de carga para distintas profundidades de desplante y ancho de cimiento para zapatas cuadradas.

profundidad de desplante (m)	ancho de cimiento (m)	capacidad de carga $q_a$ en $\text{T/m}^2$
1	1	3.83
1	1.5	3.85
1	2	3.87
1.5	1	4.05
1.5	1.5	4.07
1.5	2	4.09
2	1	4.27
2	1.5	4.29
2	2	4.31

### V.3.3 Capacidad de carga para una zapata circular

$$q_a = 1/FS \{ 1.2 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.6 \gamma r N_r \}$$

Donde

$$\gamma = 1.318 \text{ T/m}^3$$

$$D_f = 1 \text{ m}$$

$$c = 1.4 \text{ T/m}^2$$

$$N_c = 6$$

$$\phi = 3^\circ$$

$$N_q = 1$$

$$r = 1 \text{ m}$$

$$N_r = 0.2$$

$$FS = 3$$

Sustituyendo los parámetros anteriores tenemos:

$$q_a = 1/3 \{ 1.2 * 1.4 * 6 \} + \{ 1.318 * 1 * 1 \} + \{ 0.6 * 1.318 * 1 * 0.2 \}$$

$$q_a = 1/3 \{ 10.08 + 1.318 + 0.158 \}$$

$$q_a = 1/3 ( 11.556 )$$

$$q_a = 3.852 \text{ T/m}^2$$

Resultados de capacidad de carga para distintas profundidades de desplante y diámetro de cimiento para zapatas circulares.

profundidad de desplante (m)	ancho de cimiento (m)	capacidad de carga $q_a$ en $\text{T/m}^2$
1	1	3.85
1	1.5	3.88
1	2	3.90
1.5	1	4.07
1.5	1.5	4.10
1.5	2	4.12
2	1	4.29
2	1.5	4.32
2	2	4.34

De los análisis anteriores, se concluye que la capacidad de carga del suelo ( $cNc = 3.36 \text{ T/m}^2$ ), es baja por lo que dependiendo de lo que se quiera construir en esa zona será lo recomendable hacer.

Es decir, que para que las estructuras que se construyan en el sitio no se presenten hundimientos intolerables en la cimentación, es conveniente limitar el esfuerzo que transmitan al subsuelo a valores menores de 2  $\text{ton/m}^2$ .

#### V.4 Hundimientos

Para estimar los hundimientos que se presentarán para cualquier estructura que se construya en el sitio del estudio, será necesario contar con el diseño de la misma para conocer las descargas a la cimentación y desde luego al subsuelo; sin embargo, haremos estos análisis para varias situaciones y tipos de cimentación para definir los resultados.

La compresibilidad de las capas de arcilla depende principalmente de dos factores:

El límite líquido del suelo y la magnitud de la máxima presión que ha actuado sobre la arcilla desde que fue depositada. Si esta presión nunca ha excedido a la presión efectiva que hoy le impone la cubierta, se dice que el material es normalmente consolidado, en caso contrario, que es preconsolidado.

En el sitio de estudio, se encuentran depósitos o estratos de arcilla preconsolidada por lo que la compresibilidad depende de la relación  $AP/(PO'-po)$ , en la que  $AP$  es la presión que la estructura agrega a la presión existente  $Po$ ,  $Po'$  es la máxima presión que se ha efectuado sobre la arcilla en su historia geológica. Si esta relación es menor de 50 por ciento, la compresibilidad de la arcilla suele ser del 10 al 25 por ciento de la que corresponde a una arcilla similar normalmente consolidada. Al aumentar esta relación, el efecto que la preconsolidación ejerce sobre la compresibilidad de la arcilla disminuye y, para valores

mayores del 100 por ciento la influencia de la preconsolidación sobre el asentamiento puede despreciarse. La expresión que utilizaremos es la siguiente:

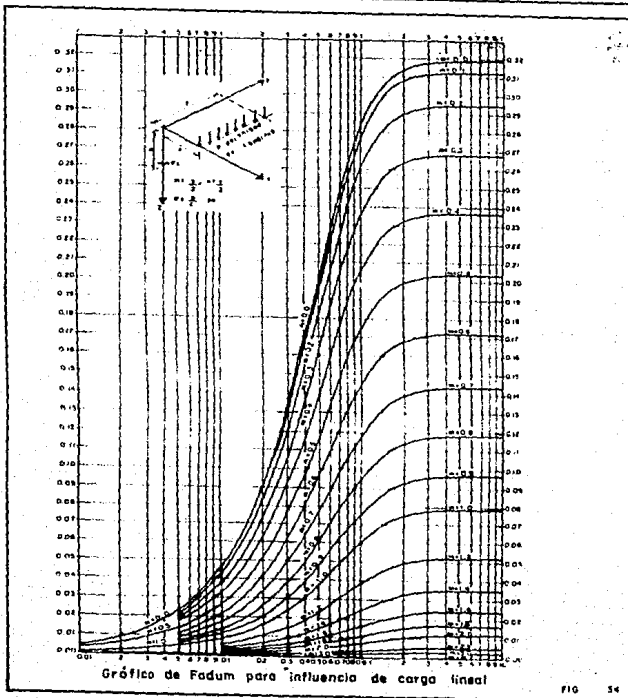
$$\delta = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} z$$

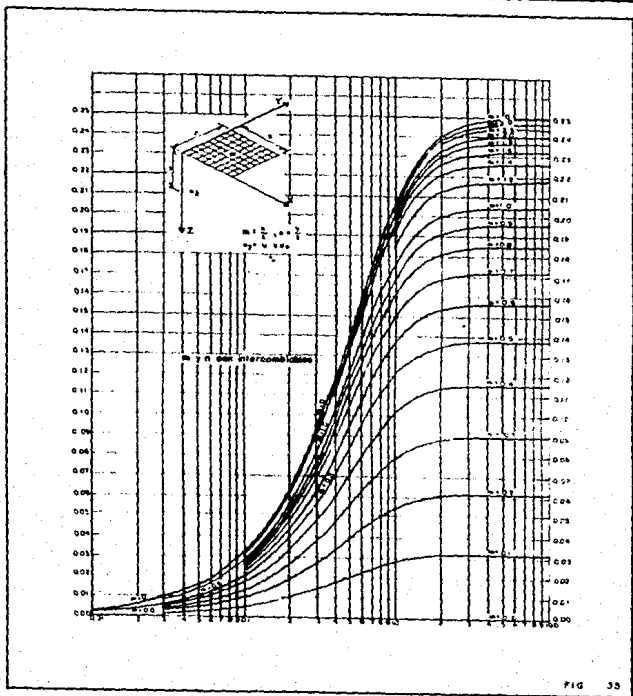
Donde:

- $\delta$  Hundimiento total en cm
- $e_1$  Relación de vacíos original del suelo, adimensional
- $e_2$  Relación de vacíos final del suelo, adimensional
- $z$  Espesor del depósito compresible

Asimismo, utilizaremos el gráfico de Fadum y de Boussinesq de las figuras 34 y 35 para obtener los valores de influencia de la cimentación. En el anexo 1, se presenta la nomenclatura de las expresiones utilizadas en el cálculo. De igual forma con las curvas de compresibilidad de las figuras 21 a 25, obtendremos las relaciones de vacíos inicial y final del suelo, utilizando la correspondiente dependiendo de la profundidad del estrato que estemos analizando.

Este análisis es considerando que la cimentación transmita un incremento de esfuerzo neto al suelo de 2 ton/m<sup>2</sup>, y suponiendo aisladas a cada una de las estructuras, debido a que no tenemos ningún proyecto hasta el momento de hacer el análisis correspondiente.







ANEXO 1  
NOMENCLATURA

B	Ancho de cimiento, en m
Df	Profundidad de desplanto, en m
w	Descarga a la cimentación, en T/m <sup>2</sup>
m, n	Factores de influencia de la cimentación, adimensionales
w <sub>0</sub>	Factor de influencia, en T/m <sup>2</sup>
$\sigma$	Esfuerzo debido a la descarga de la cimentación, en T/m <sup>2</sup>
$\sigma_{01}$	Esfuerzo efectivo, en T/m <sup>2</sup>
$\sigma_t$	Esfuerzo total, en T/m <sup>2</sup>
e <sub>0</sub>	Relación de vacíos inicial del suelo, adimensional
e <sub>1</sub>	Relación de vacíos final del suelo, adimensional
z	Espesor del estrato compresible, en m
$\delta$	Asentamiento del estrato, en cm
$\Sigma\delta$	Suma de asentamientos, en cm
$\delta_t$	Asentamiento total, en cm
z <sub>1</sub>	Frontera superior del estrato, en m
z <sub>i+1</sub>	Frontera inferior del estrato, en m
z <sub>m</sub>	Centro del estrato, en m
P <sub>0</sub>	Factor de influencia, en T/m <sup>2</sup>

#### V.4.1 Cálculo del asentamiento para una zapata cuadrada

V.4.1.1 Para una zapata cuadrada de  $B = 3m$ ,  $D_f = 1m$ , y considerando  $w = 2 \text{ ton/m}^2$  y al centro de la zapata.

##### Cálculo de asentamientos

a) estrato de 1 a 3.3 m

$$m = \frac{1.5}{2.15} = 0.70$$

$$n = \frac{1.5}{2.15} = 0.70$$

con estos valores obtenemos  $w_0 = 0.128$ , fig 34.

$$\begin{aligned}\sigma &= 4 * W * w_0 \\ \sigma &= 4 * 2 * 0.128 \\ \sigma &= 1.02 \text{ T/m}^2\end{aligned}$$

$$\sigma_t = \sigma_{oi} + \sigma$$

$$\sigma_{oi} = 1.32 * 1.4 + 0.32 * 0.75 = 1.85 + 0.24 = 2.09 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{oi} = 0.209 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_t = 2.09 \text{ T/m}^2 + 1.02 \text{ T/m}^2 = 3.11 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_t = 0.311 \text{ Kg/cm}^2$$

Con los valores de  $\sigma_{oi}$  y  $\sigma_t$  obtenidos, nos vamos a la curva de consolidación de la figura 21 y tenemos:

$$e_0 = 3.475$$

$$e_1 = 3.430$$

$$z = 230 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} z$$

$$\delta = \frac{3.475 - 3.430}{3.475 + 1} \quad (230)$$

$$\delta = 2.30 \text{ cm}$$

b) Estrato de 3.90 a 10.50 m

$$m = \frac{1.5}{7.20} = 0.208$$

$$n = \frac{1.5}{7.20} = 0.208$$

$$w_0 = 0.02$$

$$\sigma = 4 * 2 * 0.02 = 0.16 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{oi} = 1.32 * 1.4 + 0.32 * 1.90 + 0.32 * 0.60 + 0.19 * 3.3 =$$

$$\sigma_{oi} = 3.28 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_t = 3.28 + 0.16 = 3.44 \text{ T/m}^2$$

De prueba de consolidación, figura 22 tenemos:

$$e_0 = 8.47$$

$$e_1 = 8.43$$

$$z = 660 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{8.47 - 8.43}{8.47 + 1} \quad (660)$$

$$\delta = 2.8 \text{ cm}$$

c) Estrato de 10.75 a 15.10 m

$$m = \frac{1.5}{12.925} = 0.12$$

$$n = \frac{1.5}{12.925} = 0.12$$

$$w_0 = 0.008$$

$$\sigma = 4 * 2 * 0.008 = 0.064 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_i = 2.648 + 0.19*6.6 + 0.19*0.25 + 0.17*2.18$$

$$\sigma_i = 4.322 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_t = 4.322 + 0.064$$

$$\sigma_t = 4.386 \text{ T/m}^2$$

De prueba de consolidación, figura 23 tenemos:

$$e_0 = 8.12$$

$$e_1 = 8.06$$

$$z = 435 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{8.12 - 8.06}{8.12 + 1} (435)$$

$$\delta = 2.9 \text{ cm}$$

d) Estrato de 15.90 a 22.90 m

$$m = \frac{1.5}{19.40} = 0.08 \quad n = \frac{1.5}{19.40} = 0.08$$

$$w_0 = 0.003$$

$$\sigma = 4*2*0.003 = 0.024$$

$$\sigma_i = 3.952 + 0.17*4.35 + 0.17*0.8 + 0.18*3.5$$

$$\sigma_i = 5.46 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_t = 5.46 + 0.024 = 5.484 \text{ T/m}^2$$

De prueba de consolidación, figura 24 tenemos:

$$e_0 = 6.41$$

$$e_1 = 6.39$$

$$z = 700 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{6.41 - 6.39}{6.41 + 1} (700) = 1.9 \text{ cm}$$

$$\delta = 1.9 \text{ cm}$$

a) Estrato de 23.50 a 29.10 m

$$m = \frac{1.5}{26.30} = 0.06$$

$$n = \frac{1.5}{26.30} = 0.06$$

$$w_0 = 0.0025$$

$$\sigma = 4 * 2 * 0.0025 = 0.02$$

$$\sigma_{oi} = 4.828 + 0.18 * 7 + 0.18 * 0.60 + 0.19 * 2.8$$

$$\sigma_{oi} = 6.728 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_t = 6.728 + 0.02 = 6.748 \text{ T/m}^2$$

De prueba de consolidación, figura 25 tenemos:

$$e_0 = 6.48$$

$$e_1 = 6.47$$

$$z = 560 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{6.48 - 6.47}{6.48 + 1} (560)$$

$$\delta = 0.8 \text{ cm}$$

En los estratos siguientes la influencia de los esfuerzos es prácticamente nula, por lo que el hundimiento total será el siguiente:

$$\Sigma \delta = 10.7 \text{ cm}$$

$$\delta \text{ total} = 10.7 \text{ cm}$$

V.4.1.2 Cálculo de asentamientos para una zapata cuadrada de  $B = 1 \text{ m}$

Considerando  $w = 2 \text{ T/m}^2$ , al centro de la zapata y haciéndolo ahora en forma tabular:

$z_i$ m	$z_{i+1}$ m	$z_m$ m	m	n	$w_0$ T/m <sup>2</sup>	$\sigma$ T/m <sup>2</sup>	$\sigma_{oi}$ T/m <sup>2</sup>
1.0	3.3	2.15	0.23	0.23	0.023	0.184	2.09
3.9	10.5	7.20	0.1	0.1	0.006	0.05	3.28
10.75	15.1	12.93	0.04	0.04	0.0015	0.012	4.32

$\sigma_t$ T/m <sup>2</sup>	$e_0$	$e_1$	z cm	$\delta$ cm
2.27	3.475	3.47	230	0.3
3.33	8.47	8.46	660	0.7
4.33	8.12	8.11	435	0.5

En los estratos siguientes la influencia ya es despreciable por lo que...

$$\Sigma \delta = 1.5 \text{ cm}$$

$$\delta \text{ total} = 1.5 \text{ cm}$$

V.4.1.3 Para una zapata cuadrada de  $B = 2$  m ...

$z_i$ m	$z_{i+1}$ m	$z_m$ m	m	n	$w_0$ T/m <sup>2</sup>	$\sigma$ T/m <sup>2</sup>	$\sigma_{oi}$ T/m <sup>2</sup>
1.0	3.3	2.15	0.47	0.47	0.078	0.62	2.09
3.9	10.5	7.2	0.14	0.14	0.01	0.08	3.28
10.75	15.1	12.925	0.08	0.08	0.002	0.02	4.33

$\sigma_t$ T/m <sup>2</sup>	$e_0$	$e_1$	$z$ cm	$\delta$ cm
2.71	3.475	3.46	230	0.8
3.38	8.47	8.45	660	1.4
4.35	8.12	8.11	435	0.5

en los estratos siguientes la influencia ya es despreciable por lo que ...

$$\Sigma \delta = 2.7 \text{ cm}$$

$$\delta \text{ total} = 2.7 \text{ cm}$$

## V.4.2 Para una zapata continua de 1 m de ancho, con

$w = 2$  T/m<sup>2</sup>, y con  $D_f = 1$  m, tenemos :

a) Estrato de 1.0 a 3.30 m

$$m = \frac{0.5}{2.15} = 0.23$$

$$n = \frac{7.5}{2.15} = 3.49$$

$$P_0 = 0.287 \text{ (Fadum, fig 35)}$$

$$P = 2 \text{ T/m}$$

$$\sigma = \frac{P}{z} P_o$$

$$\sigma = \frac{2}{2.15} * 0.287 = 0.27 \quad \sigma = 0.27$$

de análisis anteriores  $\sigma_{oi} = 2.09 \text{ T/m}^2$

$$\sigma_t = \sigma_{oi} + \sigma$$

$$\sigma_t = 2.09 + 0.27 = 2.36 \text{ T/m}^2$$

$e_o = 3.475$  (ver prueba de consolidación, figura 21)

$$e_1 = 3.46$$

$$\delta = \frac{3.475 - 3.46}{4.475} \quad (230)$$

$$\delta = 0.8 \text{ cm}$$

b) Estrato de 3.90 a 10.50 m

$$m = \frac{0.5}{7.20} = 0.07$$

$$n = \frac{7.5}{7.20} = 1.04$$

$$P_o = 0.28$$

$$\sigma = \frac{2}{7.20} * 0.28 = 0.08$$

de análisis anteriores,  $\sigma_{oi} = 3.28 \text{ T/m}^2$

$$\sigma_t = 3.28 + 0.08 = 3.36 \text{ T/m}^2$$

De prueba de consolidación, figura 22 tenemos:

$$e_o = 8.47$$

$$e_1 = 8.43$$



$$\delta = \frac{8.47 - 8.43}{9.47} (660)$$

$$\delta = 2.8 \text{ cm}$$

c) Estrato de 10.75 a 15.10 m

$$m = \frac{0.5}{12.925} = 0.04$$

$$n = \frac{7.6}{12.925} = 0.58$$

$$P_0 = 0.222$$

$$\sigma = \frac{2}{12.925} * 0.222 = 0.03 \text{ T/m}^2$$

de análisis anteriores,  $\sigma_{oi} = 4.322 \text{ T/m}^2$

$$\sigma_t = 4.322 + 0.03 = 4.352$$

De prueba de consolidación figura 23,  $e_0 = 8.12$  y  $e_1 = 8.08$

$$\delta = \frac{8.12 - 8.08}{9.12} (435)$$

$$\delta = 1.9 \text{ cm}$$

d) Estrato de 15.90 a 22.90 m

$$m = \frac{0.5}{19.4} = 0.025$$

$$n = \frac{7.5}{19.4} = 0.58$$

$$P_0 = 0.167$$

$$\sigma = \frac{2}{19.4} * 0.167$$

$$\sigma = 0.02 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{oi} = 5.46 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_t = 5.46 + 0.02$$

$$\sigma_t = 5.48 \text{ T/m}^2$$

De prueba de consolidación figura 24,  $e_0 = 6.41$  y  $e_1 = 6.40$

$$\delta = \frac{6.41 - 6.40}{7.41} * 700$$

$$\delta = 0.9 \text{ cm}$$

Por lo tanto el hundimiento total será aproximadamente de :

$$\Sigma \delta = 6.4 \text{ cm}$$

$$\delta \text{ total} = 6.4 \text{ cm}$$

**V.4.3 Cálculo del asentamiento para un cajón de cimentación con las siguientes características :**

$$L = 8 \text{ m} \quad A = 10 \text{ m}$$

$$w = 2 \text{ T/m}^2$$

$$D_f = 1.0 \text{ m}$$

considerando el hundimiento al centro del cajón

**a) Estrato de 1.0 a 3.30 m**

$$m = \frac{4}{2.15} = 1.86$$

$$n = \frac{5}{2.15} = 2.33$$

$$w_0 = 0.235$$

$$\sigma = 4 * 2 * 0.235 \quad \sigma = 1.88 \text{ T/m}^2$$

de análisis anteriores,  $\sigma_{c1} = 2.09 \text{ T/m}^2$

$$\sigma_t = 2.09 + 1.88 \quad \sigma_t = 3.97$$

De prueba de consolidación, figura 21 tenemos:

$$e_0 = 3.475$$

$$e_1 = 3.375$$

$$\delta = \frac{3.475 - 3.375}{4.475} * 230$$

$$\delta = 5.1 \text{ cm}$$

b) Estrato de 3.90 a 10.50 m

$$m = \frac{4}{7.20} = 0.56$$

$$n = \frac{5}{7.20} = 0.69$$

$$w_0 = 0.111$$

$$\sigma = 4 * 2 * 0.111$$

$$\sigma = 0.89 \text{ T/m}^2$$

de análisis anteriores,  $\sigma_{oi} = 3.28 \text{ T/m}^2$

$$\sigma_t = 3.28 + 0.89$$

$$\sigma_t = 4.17 \text{ T/m}^2$$

De prueba de consolidación, figura 22 tenemos:

$$e_0 = 8.47 \quad e_1 = 8.29$$

$$\delta = \frac{8.47 - 8.29}{9.47} * 660 \quad \delta = 12.5 \text{ cm}$$

c) Estrato de 10.75 a 15.10 m

$$m = \frac{4}{12.925} = 0.31$$

$$n = \frac{5}{12.925} = 0.39$$

$$w_0 = 0.047$$

$$\sigma = 4 * 2 * 0.047 = 0.38 \text{ T/m}^2$$

de análisis anteriores,  $\sigma_{oi} = 4.32 \text{ T/m}^2$

$$\sigma_t = 4.32 + 0.047$$

$$\sigma_t = 4.4 \text{ T/m}^2$$

De prueba de consolidación, figura 23 tenemos:

$$e_0 = 8.12 \quad e_1 = 8.06$$

$$\delta = \frac{8.12 - 8.06}{9.12} * 435$$

$$\delta = 2.9 \text{ cm}$$

Por lo tanto el hundimiento total será...

$$\Sigma \delta = 20 \text{ cm}$$

$$\delta \text{ total} \approx 20 \text{ cm}$$

Cabe aclarar. que este cálculo se realizó sin considerar la reducción debido a la excavación del cajón.

## CAPITULO VI

### CONCLUSIONES GENERALES DEL ESTUDIO

Con la exploración de campo realizada, los resultados de laboratorio llevados a cabo, y los análisis efectuados en el gabinete se llegaron a las siguientes conclusiones generales:

a) El área que ocupa la Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón, donde se ubica la zona de estudio, se puede catalogar como típica de la ciudad de México y zona del lago de Texcoco.

b) La estratigrafía de la zona en forma general, está constituida por arcilla poco limosa de alta compresibilidad con intercalaciones de arena fina, limo y vidrio volcánico en toda la columna estratigráfica, ver perfiles y corte estratigráfico, en las figuras 15, 16 y 32 respectivamente.

c) El depósito I, que está constituido por relleno se encontró en los dos sondeos realizados.

d) El tipo de cimentación y el comportamiento de cualquier estructura a corto y largo plazo, estará regido por las características de los depósitos II, en adelante, los cuales se pueden considerar, en base a la exploración realizada, de muy alta compresibilidad y baja resistencia al esfuerzo cortante.

e) El nivel freático se localiza a 1.40m, de profundidad, a partir del brocal del sondeo.

f) El abatimiento piezométrico a 10.50m, de profundidad es de 1.40m, a partir del brocal del sondeo.

g) El abatimiento piezométrico a 36m, de profundidad no fue posible medirlo, ya que el piezómetro 2, fue destruido después de su instalación.

h) El abatimiento piezométrico a 54m, de profundidad es también de 1.40m, a partir del brocal del sondeo.

i) La superficie del suelo está sometida al fenómeno de hundimiento regional, debido al abatimiento de los niveles piezométricos causados por el bombeo de los acuíferos del subsuelo; este fenómeno no causa problemas en el comportamiento de estructuras apoyadas en una cimentación superficial.

j) La capacidad de carga superficial en la zona de estudio, con un factor de seguridad de 3, para cada tipo de cimentación a una profundidad de desplante de 1 m, resultó de:

- Para una zapata corrida            3.3 T/m<sup>2</sup>
- Para una zapata cuadrada        3.8 T/m<sup>2</sup>
- Para una zapata circular        3.8 T/m<sup>2</sup>

De lo anterior se puede concluir, que la capacidad de carga del suelo en el sitio es baja, por lo que se podrá considerar en toda su magnitud, sin embargo deberá reducirse en su caso para evitar que los probables hundimientos que se presenten sean excesivos.

k) Los asentamientos que resultaron para cada tipo de cimentación en el predio, y para una profundidad de desplante de 1m, resultó como sigue:

- Para una zapata cuadrada

B = 1m                     $\delta t = 1.50\text{cm}$

B = 2m                     $\delta t = 2.70\text{cm}$

B = 3m                     $\delta t = 10.70\text{cm}$

- Para una zapata continua

B = 1m                     $\delta t = 6.40\text{cm}$

- Para un cajón de cimentación

L = 8m                    A = 10m                     $\delta t = 20\text{cm}$

1) Por último, es relevante hacer mención dentro de las conclusiones del estudio, lo importante que es el realizar una exploración del subsuelo, antes de construir cualquier obra de Ingeniería Civil, debido a que con ello podemos realizar con mayor conocimiento y eficacia el diseño de la cimentación de alguna estructura u obra que se desea proyectar.

Es también no poco importante, para la obtención de resultados óptimos en un estudio geotécnico, el cuidado y control de la exploración de campo así como de las muestras en el sitio del estudio, su transportación al laboratorio de mecánica de suelos y su manejo antes de ser ensayadas.

## REFERENCIAS

- 1 KRININE P. DIMITRI, JUDD R. WILLIAM. PRINCIPIOS DE GEOLOGIA Y GEOTECNIA PARA INGENIEROS. EDICIONES OMEGA, S.A. BARCELONA ESPAÑA. 1975.
- 2 GORDON A. FLETCHER, VERNON A. SMOOTS. ESTUDIOS DE SUELOS Y CIMENTACIONES EN LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION. LIMUSA. MEXICO. 1978.
- 3 TERZAGHI KARL, PECK RALPH B. MECANICA DE SUELOS EN LA INGENIERIA PRACTICA. EL ATENEO. BUENOS AIRES, ARGENTINA. 1986.
- 4 JUAREZ BADILLO, RICO RODRIGUEZ. FUNDAMENTOS DE MECANICA DE SUELOS. LIMUSA. MEXICO. 1984.
- 5 SRH. MANUAL DE MECANICA DE SUELOS. DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL. MEXICO. 1970.
- 6 CFE. MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES. TOMOS B.1.2, B.2.1 B.2.4. MEXICO. 1981.
- 7 SMMS. EXPLORACION GEOTECNICA. SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS A. C. MEXICO. 1986.
- 8 SMMS. EL SUBSUELO Y LA INGENIERIA DE CIMENTACIONES EN EL AREA URBANA DEL VALLE DE MEXICO. SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS A.C. SIMPOSIO 10 DE MARZO DE 1978. MEXICO. 1978.
- 9 TECNOSUELO S.A. ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CLAUSTRO DE SOR JUANA, ARAGON ESTADO DE MEXICO. 1987.