

25-



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
PROFESIONALES "ACATLAN"**

**INTERPRETACION GEOTECNICA DE LOS
METODOS DE EXPLORACION UTILIZADOS EN
EL VALLE DE MEXICO**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:
MARIA LUISA JIMENEZ JIMENEZ

ASESOR DE TESIS:
ING. CELSO BARRERA CHAVEZ



DICIEMBRE DEL 2001

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLÁN"
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL**

**SRITA. MARÍA LUISA JIMÉNEZ JIMÉNEZ
ALUMNA DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL
P R E S E N T E**

En atención a su solicitud presentada con fecha de 25 de enero de 2001, me complace notificarle que esta Jefatura de Programa aprobó el tema que propuso, para que lo desarrolle como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"INTERPRETACIÓN GEOTÉCNICA DE LOS MÉTODOS DE EXPLORACIÓN
UTILIZADOS EN EL VALLE DE MÉXICO"**

INTRODUCCIÓN

- I. ANTECEDENTES GEOLÓGICOS**
 - II. ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA**
 - III. INTERPRETACIÓN GEOTÉCNICA DE LOS METODOS DE EXPLORACIÓN Y MUESTREO**
 - IV. RECOMENDACIONES PARA LA EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA**
- CONCLUSIONES**
ANEXO
BIBLIOGRAFIA

Asimismo fue designado como asesor de tesis el ING. CELSO BARRERA CHÁVEZ, pido a usted, tomar nota en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses, como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Esta comunicación deberá publicarse en el interior del trabajo profesional.

ATENTAMENTE .
" POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU "
Acatlán Edo. de México a 19 de noviembre de 2001

Jefe del Programa

Ing. Manuel Gómez Gutiérrez



**EN P. ACATLÁN
JEFATURA DEL
PROGRAMA DE INGENIERIA**

DEDICATORIAS

A Dios. Por darme la fuerza de voluntad necesaria para vencer los obstáculos y llegar a este momento.

A mi padre. Que aunque ya no esta con nosotros, siempre lo recuerdo con mucho amor.

A mi madre. Por su amor, apoyo, comprensión y orientación recibidos durante toda mi vida. Muchas gracias.

A mis hermanos. Por su alegría, comprensión y apoyo. A todos ellos gracias.

A mi novio. A mi compañero, amigo y consejero que por su amor, comprensión y apoyo avanzamos juntos en la vida.

Y a todos mis amigos. Por su amistad y ayuda desinteresada y sus palabras de motivación.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

AGRADECIMIENTOS

Al Ing. Celso. Por haber dirigido el presente trabajo, poniendo a mi alcance sus conocimientos, experiencia, así como su valioso tiempo. Por su apoyo y comentarios en el desarrollo de este trabajo.

A la empresa ACI. Por la información proporcionada.

Al jurado. Por el tiempo dedicado a la revisión de esta tesis, por su esfuerzo y sugerencias para mejorar este trabajo.

A mis maestros. A todos, por su disposición para transmitir sus conocimientos, consejos y palabras de aliento.

A mi escuela. Por la educación recibida.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

INDICE

	Pág.
INTRODUCCION	1
1 ANTECEDENTES GEOLOGICOS	
1.1 Evolución geológica	3
1.2 Estratigrafía general	12
1.2.1 Depósitos de lago	16
1.2.2 Depósitos de transición	17
1.2.3 Depósitos de lomas	22
2 ZONIFICACION GEOTECNICA	
2.1 Introducción	26
2.2 Zona de lago	28
2.3 Zona de transición	40
2.4 Zona de lomas	45
2.5 Procedimiento de identificación de suelos en campo	48
3 INTERPRETACION GEOTECNICA DE LOS METODOS DE EXPLORACION Y MUESTREO	
3.1 Introducción	50
3.2 Muestras alteradas e inalteradas	50
3.3 Métodos geofísicos	52
3.3.1 Resistividad eléctrica	53
3.3.2 Sísmico	55
3.4 Pozo a cielo abierto	59
3.4.1 Tipo de muestreo	60
3.4.2 Pruebas de laboratorio	61
3.5 Sondeo de penetración estándar	67
3.5.1 Tipo de muestreo	72
3.5.2 Pruebas de laboratorio	72
3.5.3 Obtención de la columna estratigráfica	76
3.5.4 Interpretación de resultados	78
3.5.4.1 Correlación de número de golpes (Ns) en suelos cohesivos	78
3.5.4.2 Correlación de número de golpes (Ns) en suelos granulares	78

3.6 Sondeo de penetración cónica	81
3.6.1 Sondeo de cono eléctrico	81
3.6.2 Sondeo de cono dinámico	89
3.6.3 Interpretación de resultados	92
3.6.4 Correlaciones con parámetros de resistencia	95
3.7 Sondeo de muestreo selectivo	105
3.7.1 Tipo de muestras obtenidas	112
3.7.2 Pruebas de laboratorio	112
3.7.3 Comparación de los parámetros de resistencia obtenidos mediante pruebas de laboratorio y correlaciones empíricas	113
3.8 Métodos para roca	114
3.8.1 Tipo de muestras obtenidas	115
3.8.2 Pruebas de laboratorio	116
3.8.3 Interpretación de resultados	117
3.9 Equipo de exploración y herramientas de muestreo	120
4 RECOMENDACIONES PARA LA EXPLORACION GEOTECNICA	
4.1 Introducción	123
4.2 Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal	124
4.3 Criterios para definir el número de sondeos y las profundidades de exploración	130
CONCLUSIONES	132
ANEXO	135
BIBLIOGRAFIA	143

INTRODUCCION

El Valle de México, en cuyo extremo suroeste se encuentra enclavada la ciudad de México, es una gran cuenca que se formó después de una época de intensa actividad volcánica, en la cual fueron apareciendo las sierras: al norte, las de Tezontlalpan y Pachuca; al este las Sierras Nevada, de Río Frio y de Calpulalpan, al sur la Sierra del Chichinautzin, al suroeste la de las Cruces y al noroeste la de Tepozotlán; una vez cerrada la cuenca se fue azolvando rápidamente con materiales volcánicos y aluviales, separados a ciertas elevaciones por derrames de lava emitidos durante el último millón de años.

La compleja estratigrafía observada en diferentes puntos del Valle de México se explica por todos los eventos geológicos que propiciaron su formación, sin embargo, cada vez se ha definido con mayor precisión gracias a las recientes exploraciones del subsuelo, en su mayoría con el objeto de estudiar cimentaciones de estructuras dentro de la ciudad de México, se ha logrado obtener información bastante precisa de las características estratigráficas y mecánicas que presenta el subsuelo de esta ciudad.

Atendiendo a la estratigrafía y propiedades del subsuelo, la ciudad de México se ha dividido tradicionalmente en tres zonas geotécnicas: denominadas de lago, de transición y de lomas.

Por lo descrito anteriormente, se puede decir, que el adecuado comportamiento de un proyecto de ingeniería desarrollado en la ciudad de México, depende en gran medida de la ejecución de un estudio cuidadoso de mecánica de suelos, y éste a su vez, se apoya fundamentalmente en la realización de una campaña de exploración y muestreo de calidad. Porque tanto en la etapa de proyecto, como durante la construcción de la obra es necesario contar con datos seguros y suficientes respecto al suelo con el que se está tratando. El conjunto de estos datos, debe permitir al ingeniero geotécnico determinar razonablemente las propiedades físicas y mecánicas de los suelos que son considerados en sus análisis.

El procedimiento más común de realizar la exploración del subsuelo es la ejecución de sondeos en el lugar donde se ubicará la obra y extraer muestras para su posterior análisis y ensaye en el laboratorio.

La exploración geotécnica a base de sondeos, debe servir para definir la estratigrafía del sitio, los espesores de los estratos, las condiciones hidráulicas del suelo y sus propiedades físicas y mecánicas. Además de los sondeos la exploración comprende la recopilación de toda la información que afecte al diseño, construcción y comportamiento de la estructura como son: pozos de extracción de agua, tipo de cimentaciones y características de las estructuras vecinas, restos de cimentaciones vecinas, etc.

Lo anterior permitirá afrontar los proyectos que habrán de construirse en el futuro, con un conocimiento firme del comportamiento del subsuelo, que reflejado en el proyecto arquitectónico y estructural de las obras, permitirán garantizar su estabilidad y funcionalidad durante su vida útil.

El presente trabajo está enfocado en analizar los métodos de exploración y muestreo geotécnico, empleados en el Valle de México. Teniendo como objetivos principales:

- Conocer el origen geológico de los depósitos que conforman el subsuelo del Valle de México.
- Identificar las características del subsuelo y la problemática de las zonas geotécnicas en que esta dividida la ciudad de México.
- Conocer la utilidad de los métodos de exploración y muestreo geotécnico que se emplean en el Valle de México, así como la interpretación de los resultados obtenidos de estos.
- Y finalmente conocer las recomendaciones para realizar un programa de exploración basado en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

El trabajo esta conformado por cuatro capítulos. En el primer capítulo se hace una descripción de las características y eventos geológicos que dieron origen al Valle de México y de los depósitos de suelos que resultaron de estos eventos.

En el segundo capítulo se describen las características estratigráficas y mecánicas de las zonas geotécnicas en que ha sido dividida la ciudad de México. Mencionando brevemente los problemas específicos de cada zona.

En el tercer capítulo se describen los métodos de exploración geotécnicos más usados en el Valle de México, así como algunos criterios y correlaciones empíricas utilizados para su correcta interpretación técnica y de esta manera obtener los parámetros de diseño.

Y en el capítulo cuatro, se hace una descripción cronológica de los eventos que antecedieron al actual Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y se resumen los trabajos de exploración mínimos que se recomiendan en el Reglamento y Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones.

1 ANTECEDENTES GEOLOGICOS

1.1 Evolución geológica

En la actualidad se tiene un conocimiento bastante aproximado de la geología del Valle de México basado en estudios de la superficie terrestre, exploración geofísica y geotécnica.

A través del análisis y recopilación de diversas investigaciones realizadas, el Ing. Federico Mooser dá una explicación geológica a la génesis del Valle de México, ubicando eventos en el tiempo tales como: la formación de lagos, acarreo de suelos, erupciones volcánicas y variaciones notables del clima. Esto justifica la extraña complejidad estratigráfica que puede ser observada en diferentes puntos del Valle.

Se presenta a continuación la escala del tiempo geológico; que servirá para ubicar las series geológicas que son mencionadas en este capítulo.

<i>ERA</i>	<i>SISTEMA</i>	<i>SERIE</i>	<i>EDAD (M. A.)</i>
Cenozoica	Cuaternario	Reciente	-
		Pleistoceno	1
		Holoceno	
	Terciario	Plioceno	12
		Mioceno	25
		Oligoceno	40
		Eoceno	60
		Paleoceno	70
Mesozoica			220
Paleozoica			600
Arqueozoica			4500

* M.A. Millones de años

Para comprender la naturaleza geológica de los depósitos sobre los que se edifica la Ciudad de México, es necesario considerar los siguientes tres marcos de referencia.

- **Marco geológico general**
- **Marco paleoclimático**
- **Marco vulcanológico**

- **Marco geológico general**

La condición actual del relleno Cuaternario del Valle de México es el resultado de procesos geológicos que se inician en el Terciario Medio, a mediados del Oligoceno. Es entonces, que de acuerdo con los conocimientos actuales, puede fijarse el comienzo de la subducción de la Placa de Cocos en el Pacífico, debajo de la meseta continental meridional de México. Este proceso creó primero la Fosa de Acapulco y enseguida el levantamiento de la Meseta Central Meridional. La placa al hundirse hasta una profundidad de unos 100 km en el manto superior, produjo una primera faja volcánica. Posteriormente, posiblemente por un cambio en el ángulo de subducción de la placa produjo los magmas que han constituido a partir del Mioceno Medio el gran conjunto de rocas volcánicas que forman El Eje Neovolcánico.

Es en el centro de dicho eje donde se sitúa la Cuenca de México. Para comprender esta evolución, a continuación se da una breve explicación de dichos procesos.

Etapas de la formación de la cuenca:

1. Calizas marinas del Cretácico, plegadas en el Eoceno
2. Formación El Morro
3. Formación Xochitepec (con Tepozteco)
4. Grupo de las Sierras Menores
5. Grupo de las Sierras Mayores
6. Grupo Chichinautzin
7. Relleno Cuaternario

Para describir la geología del Valle de México basta con emplear las últimas cinco formaciones ó grupos (Fig. 1.1).

Formación Xochitepec (Mioceno Medio). El basamento volcánico del Terciario Medio de la cuenca, representado por la formación Xochitepec está afectado por dos sistemas de fracturas y fallas. Ambos sistemas han creado hundimientos escalonados así como fosas y pilares. Es muy difícil definir con claridad las estructuras individuales de este tectónismo, en vista de la escasez de afloramientos de rocas de esta edad en la cuenca.

Grupo de la Sierra Menores (Mioceno Superior). A fines del Mioceno se formaron las Sierras de Pachuca, Tepoztlán, Guadalupe, Patlachique y Tepozán. Consistente en estrato-volcanes de composición andesítica y dacítica.

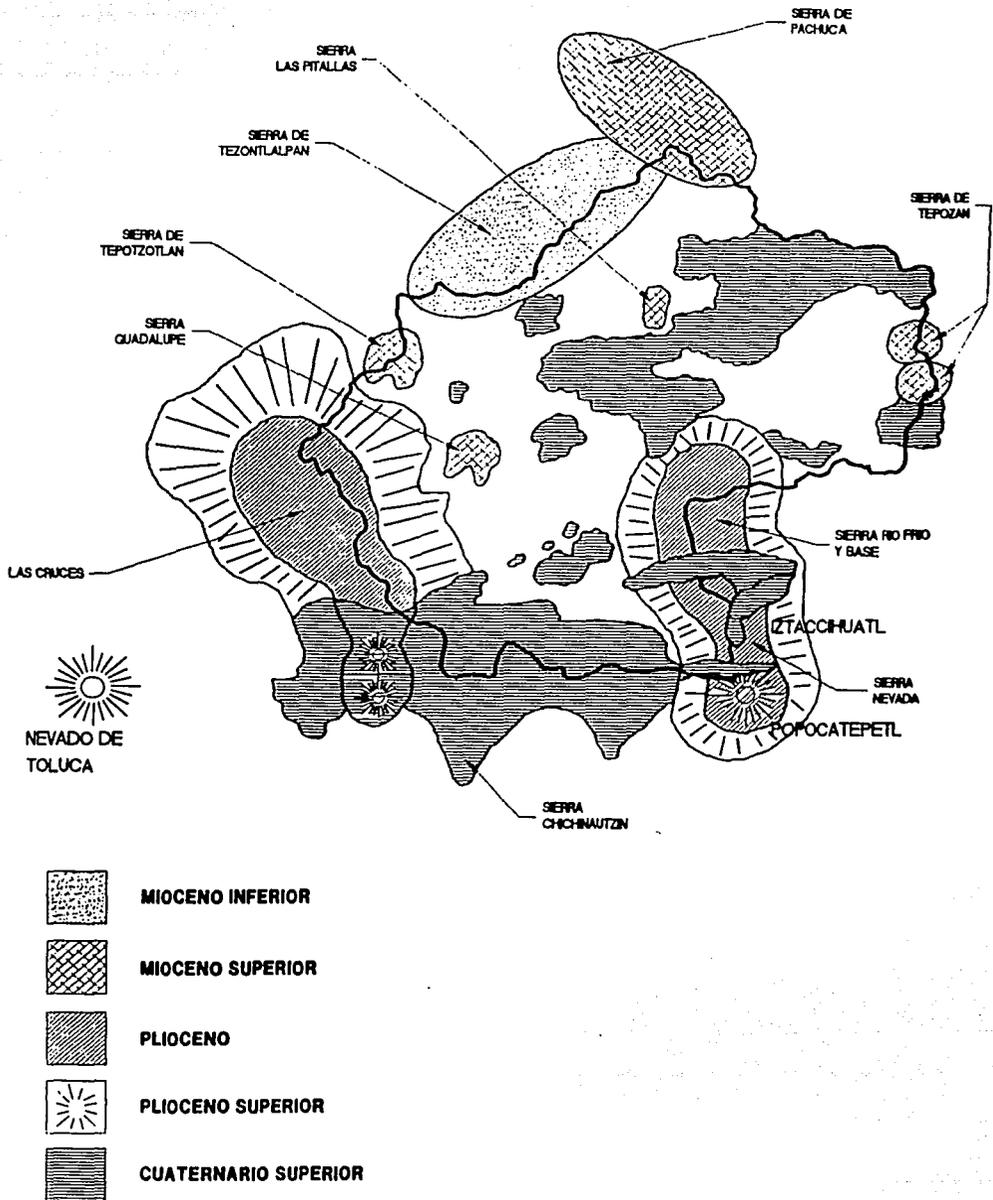


Fig. 1.1 Desarrollo volcánico de la Cuenca del Valle de México

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Grupo de las Sierras Mayores (Plioceno Inferior). Subsecuentemente se crearon las elevadas Sierras al Oeste y Este de la cuenca, la de las Cruces y la Sierra Nevada. Estas sierras, generalmente de lavas porfidoandecíticas, son el producto de numerosos estrato-volcanes mayores de prodigiosa eruptiva. La formación Tarango, consistente en piroclásticos depositados a los pies de estas sierras es testigo de dicha actividad explosiva, formando abanicos volcánicos entrelazados (Fig. 1.2).

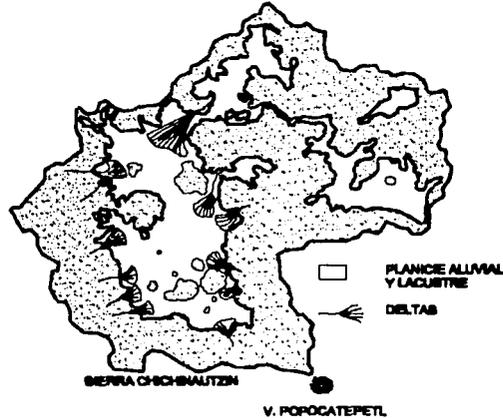


Fig. 1.2 Los abanicos de clásticos en las márgenes del relleno aluvial

Grupo Chichinautzin (Plioceno Superior y Cuaternario). Hacia fines del Plioceno cambió el régimen tectónico creándose otro sistema de fracturamiento. Uno de los primeros productos de este vulcanismo fue probablemente el Cerro del Ajusco. Se trata del alineamiento caracterizado por la Sierra de Santa Catarina, aunque repetido en numerosas hileras de conos de tezontle en las cumbres de la Sierra del Chichinautzin. Este tectónismo dió origen primero a andesitas, enseguida a andesíticas basálticas y finalmente a grandes masas de basalto que construyeron la mencionada Sierra del Chichinautzin, con un volumen aproximado de 1,000 km³ de lava. Esta sierra caracterizada en la superficie por más de 120 conos cineríticos, cerró la Cuenca de México.

La Sierra del Chichinautzin se extiende entre la Sierra de Zempoala en el Oeste y las bases del Popocatepetl en el Este, apoyándose en el centro en el macizo del Tepozteco.

Relleno Cuaternario. Las erupciones de la Sierra del Chichinautzin se produjeron de acuerdo con mediciones paleomagnéticas en los últimos 700,000 años. Una vez cerrado el espacio entre el Popocatepetl y la Sierra de Zempoala en el sur y las cabeceras del sistema hidrográfico por Pachuca en el norte, la cuenca fué azolvando rápidamente. Uno puede imaginarse que cada río que descendía de las sierras fue formando hacia las partes profundas de la cuenca grandes abanicos de gravas y arenas.

Así es posible suponer en el subsuelo del espacio de la futura Ciudad de México grandes abanicos de gravas y arenas formados por el Río Hondo, Río Mixcoac, Río Contreras y el Río fósil del Ajusco.

Las partes centrales de la cuenca (Fig. 1.3) alejadas de los bordes, eventualmente fueron llenándose con depósitos limoarenosos, los cuales rellenan dos depresiones separadas por el macizo del Peñón de los Baños y limitados hacia el poniente por la Sierra de Las Cruces y al oriente por la Sierra de Río Frio, estos se estratificaron con suelos y capas de cenizas y pómez provenientes de las erupciones volcánicas originadas principalmente en el sur. Debajo de dichos depósitos se encuentran dos series volcánicas del Terciario Superior a Inferior superpuestas a sedimentos marinos plegados del Mesozoico.

A medida que se rellenaban más y más la cuenca, fueron apareciendo lagos, principalmente en las partes centrales bajas y en el sur (Fig. 1.4). Finalmente en las épocas glaciales de los últimos 100000 años, y debido a las lluvias abundantes pudieron formarse cuerpos de agua importante, que a veces se unían en un solo gran lago.

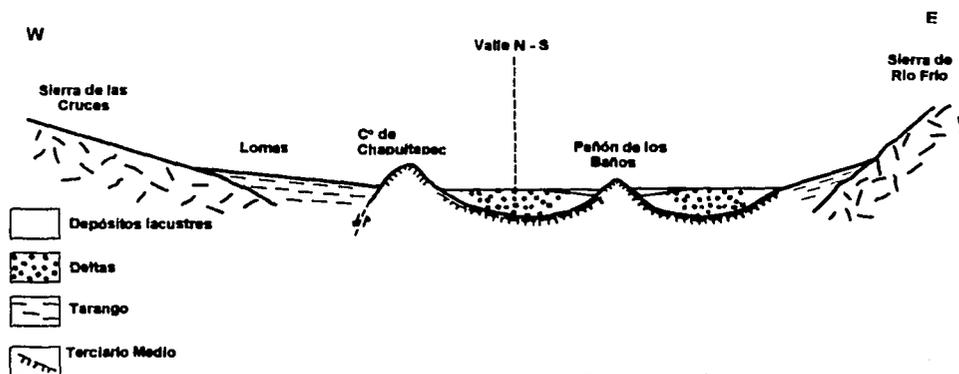


Fig. 1.3 Sección Oeste-Este, a través de la Ciudad de México

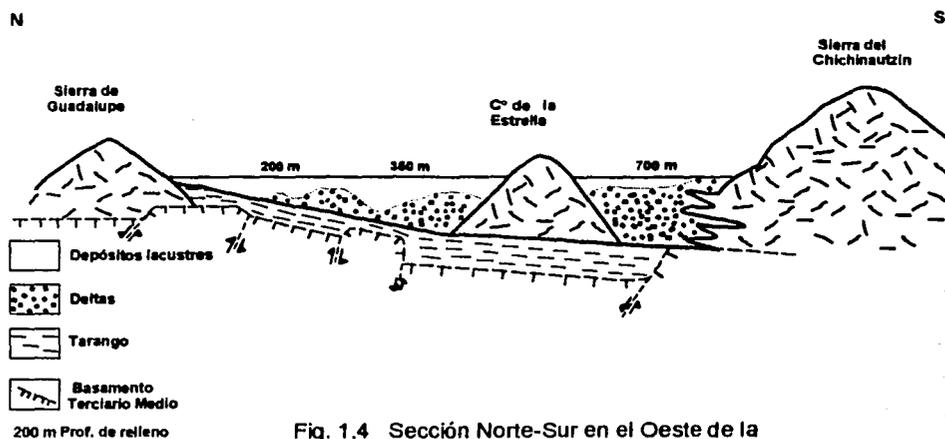


Fig. 1.4 Sección Norte-Sur en el Oeste de la Ciudad de México

• Marco paleoclimático

Durante el Plioceno dominaba un clima cálido y a menudo desértico, este fue cambiando a los climas extremos característicos del Pleistoceno. En las latitudes altas y zonas montañosas se formaron glaciares con mantos de hielo que cubrieron hasta 3 veces el área actual. Las causas de esta mutación climática, que afectó a toda la tierra hace dos millones de años, aún se desconocen. Se considera que inicialmente, las variaciones entre períodos calurosos a fríos eran muy ligeras, pero poco a poco fueron acentuándose.

La primera glaciación se inició hace un millón de años, es conocida con el nombre de **Nebraska**, con una duración aproximada de cien mil años. Posterior a este lapso le sigue uno de clima caluroso; conocido como el primer interglacial.

La segunda glaciación fue un período prolongado que se conoce como **Kansas**. Entonces se produjo un gran lapso de clima caluroso, con duración aproximada de doscientos mil años, a este intervalo se le denomina como **Gran Interglacial** ó **Yarmouth**.

El tercer período glacial llamado **Illinois**, para el que se reconocen dos avances separados por un período de clima moderado. Esta tercera glaciación terminó al desarrollarse nuevamente un clima relativamente cálido a lo largo de cien mil a ochenta mil años; a este interglacial se le conoce como **Sangamon**.

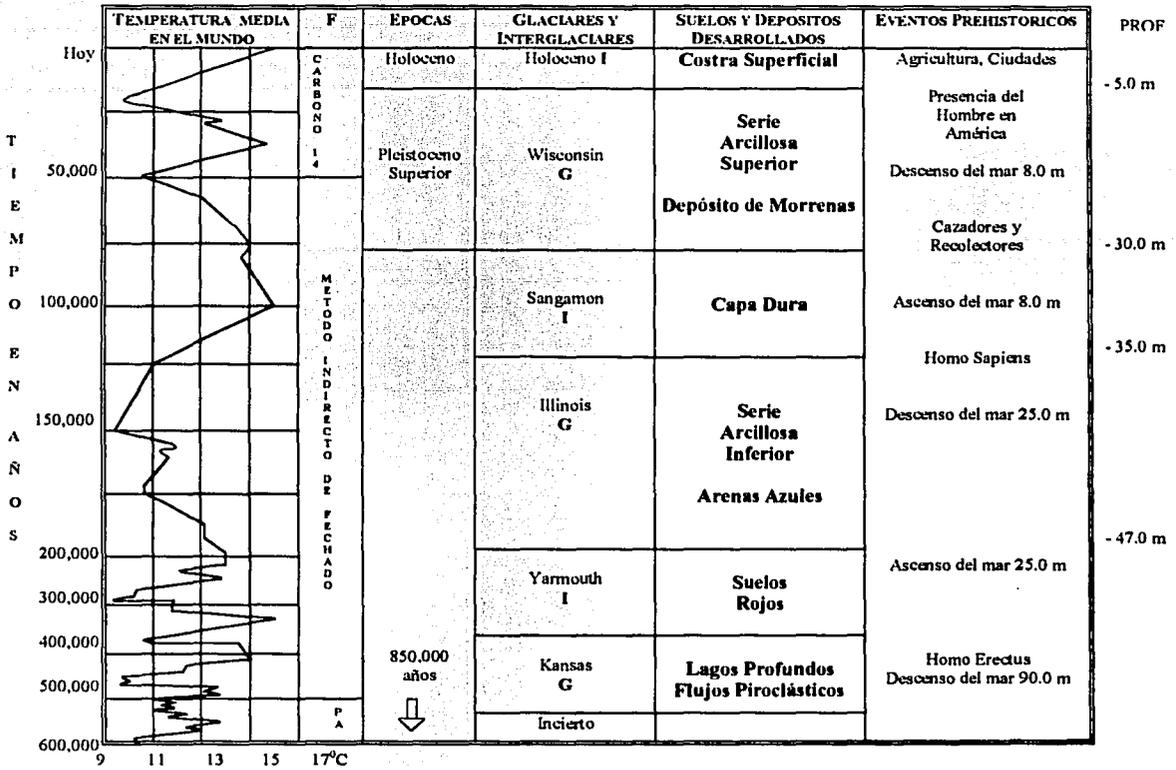
El clima fue enfriándose nuevamente definiendo una cuarta glaciación llamada **Wisconsin**, en la cual se han determinado tres avances con sus respectivos períodos de climas moderados. La cuarta glaciación terminó hace diez mil años aproximadamente y fue entonces cuando se inicia el Holoceno o reciente que es un período de clima moderado tendiendo a caliente (el actual).

En la fig. 1.5 se resumen los períodos glaciales e interglaciales mencionados.

De lo anterior se deriva que la cuenca de México, desde su cierre en el sur por los basaltos de la Sierra de Chichinautzín, ha pasado por dos períodos de glaciación (Illinois y Wisconsin), y dos interglaciales (Yarmouth y Sangamon).

Investigaciones recientes realizadas por Mooser han permitido comprobar en el espacio de las lomas depósitos formados por glaciares pertenecientes al Illinois. Debajo de las arenas azules de Santa Fé, especialmente en la mina Totolopa se descubrieron restos de depósitos morrénicos (formaciones compuestas de tilita, siendo la tilita una roca formada por consolidación de depósitos glaciares sin estratificar dejados directamente por el hielo de un glacial) además de superficies pulidas en roca, atribuibles a la acción glacial, en pequeños domos formados en el Pleistoceno medio, lo cual se ubica en el Illinois inferior y arriba de las arenas azules existen morrenas más jóvenes, las que corresponden al Illinois Superior.

Existen también productos típicos de las glaciaciones siendo los suelos de tipo eólico. Las llamadas brisas de valle y montaña, que se desarrollan hoy en día en la cuenca, deben haberse acentuado extraordinariamente durante los climas glaciales, transformándose en vendavales. Estos fuertes vientos acarreaban importantes volúmenes de partículas finas de polvo volcánico, al valle. Al precipitarse las partículas finas en el lago, se hidrataban dando lugar a las conocidas arcillas lacustres; con este mecanismo se interpreta actualmente que las arcillas son el producto principal de la alteración físico-química de loess glacial.



SIMBOLOGIA

- F Técnica de fechado
- PA Potasio - Argón
- G Glaciar
- I Interglaciar

Fig. 1.5 Eventos geológicos ambientales durante el Holoceno y Pleistoceno

• **Marco vulcanológico**

Indica que los materiales contenidos en los depósitos del Valle de México pueden ser de origen volcánico directo o indirecto.

Algunos ejemplos del origen volcánico directo son los siguientes:

- Las lavas de los domos del Cerro de Chapultepec y Tepeyac
- Las lavas, brechas, tezontles y cenizas del Peñón del Marques y la Sierra de Santa Catarina
- Las coladas recientes del Pedregal de San Angel originadas en el Xitle

Así mismo, se eleva al suroeste de la Ciudad de México el Cerro de San Miguel; este complejo volcán que consta de calderas múltiples a finales del Plioceno hasta hace 100,000 años tuvo derrames volcánicos; lapso durante el cual se produjeron erupciones pumíticas de gran volumen y energía, varios kilómetros de lavas además de extensos lahares calientes y fríos y otros piroclásticos contribuyeron a los extensos abanicos volcánicos conocidos como la zona de lomas.

Entre sus mayores erupciones ocurridas en el Pleistoceno Superior, se destaca la existencia de las arenas azules que formaron la caldera el Cerro de San Miguel hace 170,000 años. Cuando los piroclásticos se precipitaban sobre la superficie glacial de la cumbre del volcán, el vapor que se generaba daba lugar a la formación de lahares calientes, los cuales descendían a velocidades extraordinarias, alcanzando distancias hasta de 20 kms del cráter, para terminar en las barrancas de Tarango, Tacubaya y San Angel.

Durante la actividad volcánica también existieron lahares fríos (corrientes de lodos) que arrastraban grandes bloques de roca, logrando una superposición a los depósitos de morrenas en Tacubaya y Tarango, donde se manifiesta la glaciación Illinois inferior, esto, antes de la erupción de las arenas azules.

En el Valle existe también material de origen indirectamente volcánico como las acumulaciones de polvo eólico. Durante los climas glaciales el viento levantaba los finos polvos volcánicos, transportándolos a grandes distancias; después se depositaban en laderas y con el paso del tiempo se convertían en tobas amarillas (material abundante en el lomerío). Si el depósito tenía lugar en un lago sus partículas se hidrataban transformándose en arcillas; si se producía durante un interglacial, se formaban suelos con coloides que con el tiempo daban lugar al origen de tobas rojizas arcillosas. Este material es característico del Sangamon.

Al final de los períodos glaciales hubo deshielos que dieron lugar a la formación de ríos caudalosos y arroyos. Los depósitos fluviales se pueden observar en numerosos puntos de las lomas y al pie de ellas, donde se formaron abanicos aluviales.

Tectónica

Los detalles tectónicos más relevantes de la cuenca, según se desprende de las últimas investigaciones realizadas para el Proyecto Texcoco, pueden apreciarse en las figuras 1.6 y 1.7.

En la figura 1.6 se indica que, debajo del relleno aluvial de la cuenca, existen dos sistemas de fracturas tectónicas orientadas SSW-NNE y WNW-ESE. Estas fallas se infirieron de levantamientos geofísicos cuya disposición de anomalías coincide con las fallas definidas por la geología superficial. Aparentemente, el segundo de esos sistemas de fracturas, constituye la prolongación del sistema Acambay.

En el corte geológico de la figura 1.7 se muestran las trazas de las fallas del sistema SSW-NNE que cortan la cuenca. Nótese que la Ciudad de México se localiza sobre un enorme graben (es un bloque de masa térrea que desliza a través de dos planos de falla normales), cortado a su vez por una falla, y que otro tanto ocurre con la planicie del antiguo lago de Texcoco. A uno y otro lado de estos bloques hundidos se halla una sucesión de fallas escalonadas, y entre ambos queda el horst (son dos bloques de masa térrea que se deslizan a través de dos fallas normales, quedando un tercer bloque central arriba) del Peñón.

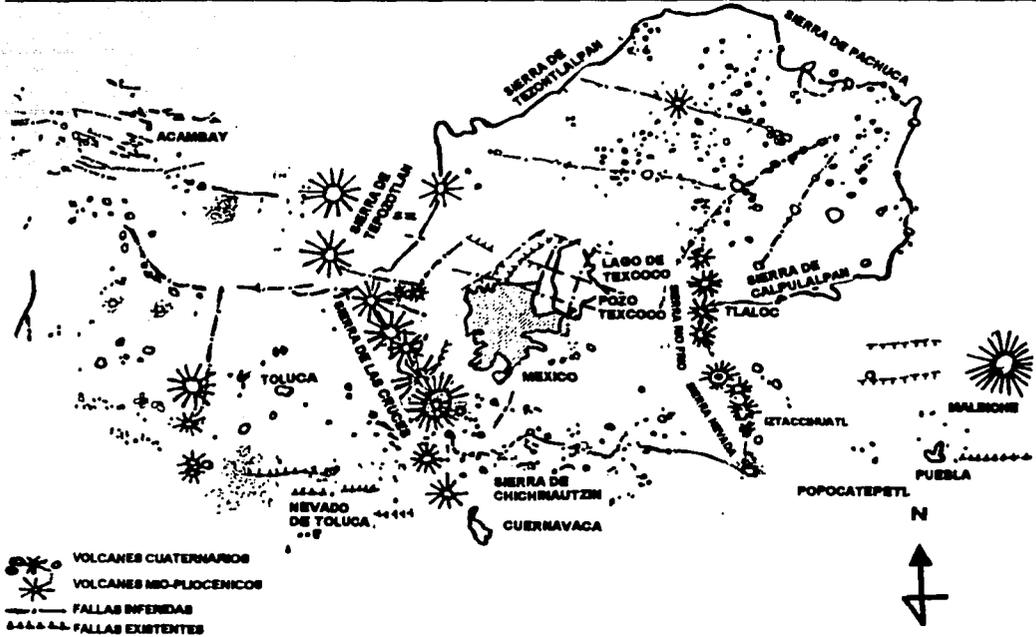


Fig. 1.6 Tectónica de la Cuenca de México y zonas vecinas (Según Mooser)

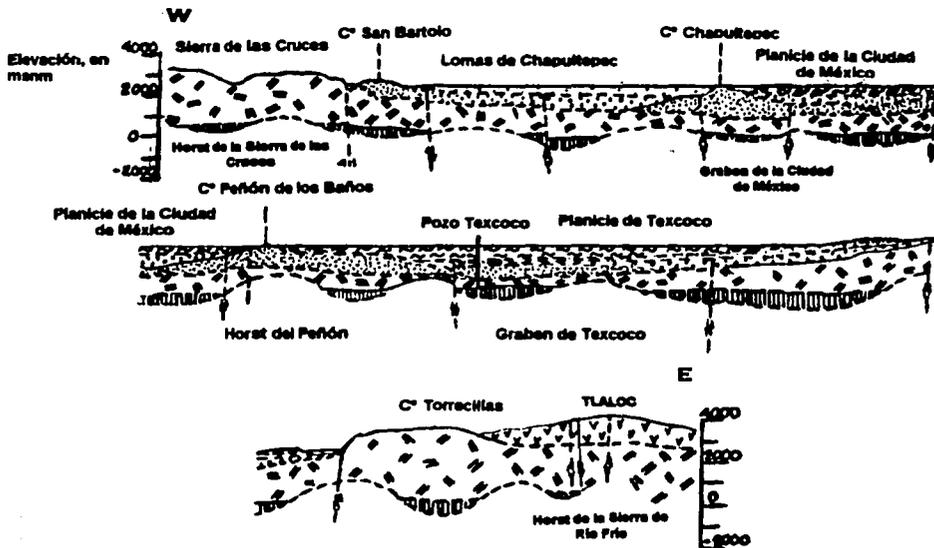


Fig. 1.7 Sección W-E a través de la Cuenca de México

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

1.2 Estratigrafía general

La breve descripción geológica de los eventos que ocurrieron durante el Terciario y el Cuaternario, explican la compleja estratigrafía existente en el Valle de México. Para su estudio desde el punto de vista geotécnico se han distinguido tres tipos de depósitos: lo que se localizan en la planicie del valle (**de lago**), aquella secuencia estratigráfica que rodea al mismo (**las lomas**) y los depósitos que separan las dos zonas mencionadas (**de transición**).

Los depósitos de lago existen debido a que en la cuenca cerrada se podía formar un lago, dependiendo de las condiciones climáticas dominantes: en climas fríos se formaba un lago, al calentarse el clima el lago disminuía y hasta desaparecía.

El resultado de estas oscilaciones climáticas fué el depósito de material arcilloso en la parte central del lago; el cual subsistía a pesar de las sequías. Por el contrario, en las partes marginales, las arcillas lacustres se intercalaban con suelos secos.

La secuencia estratigráfica del lago debido a las variaciones climáticas más un análisis de las erupciones volcánicas, conduce a la geología climática de dichos depósitos. Esto ha permitido establecer una correlación estratigráfica con las secuencias volcánicas de las lomas al poniente de la ciudad.

Mooser ha interpretado las edades geológicas y las correlaciones estratigráficas establecidas entre las lomas y la planicie, definiendo la estratigrafía de los depósitos lacustres que se presenta en la (Fig. 1.8).

A medida que dichos depósitos se acercan al pie de las lomas, se van intercalando con limos, arenas e incluso gravas y boleos. Las aportaciones fluviales de lomas se depositan en el quiebre morfológico: Lomas-Planicie (Fig. 1.9).

Las aportaciones del Illinois inferior bajan hasta Río Hondo, Virreyes, Tacubaya, Barranca del Muerto y San Angel; depositando morrenas, clásticos, para formar las acumulaciones aluviales que señalan a transición entre las lomas y la planicie.

En las lomas se identifican algunos fenómenos geológicos importantes:

- La erosión de depósitos que propicia la formación de barrancas.
- El depósito de morrenas en dichas barrancas.
- El relleno parcial de las barrancas, con clásticos de nuevas erupciones.

Para la zona de lomas, Mooser propone la estratigrafía de la (Fig.1.10).

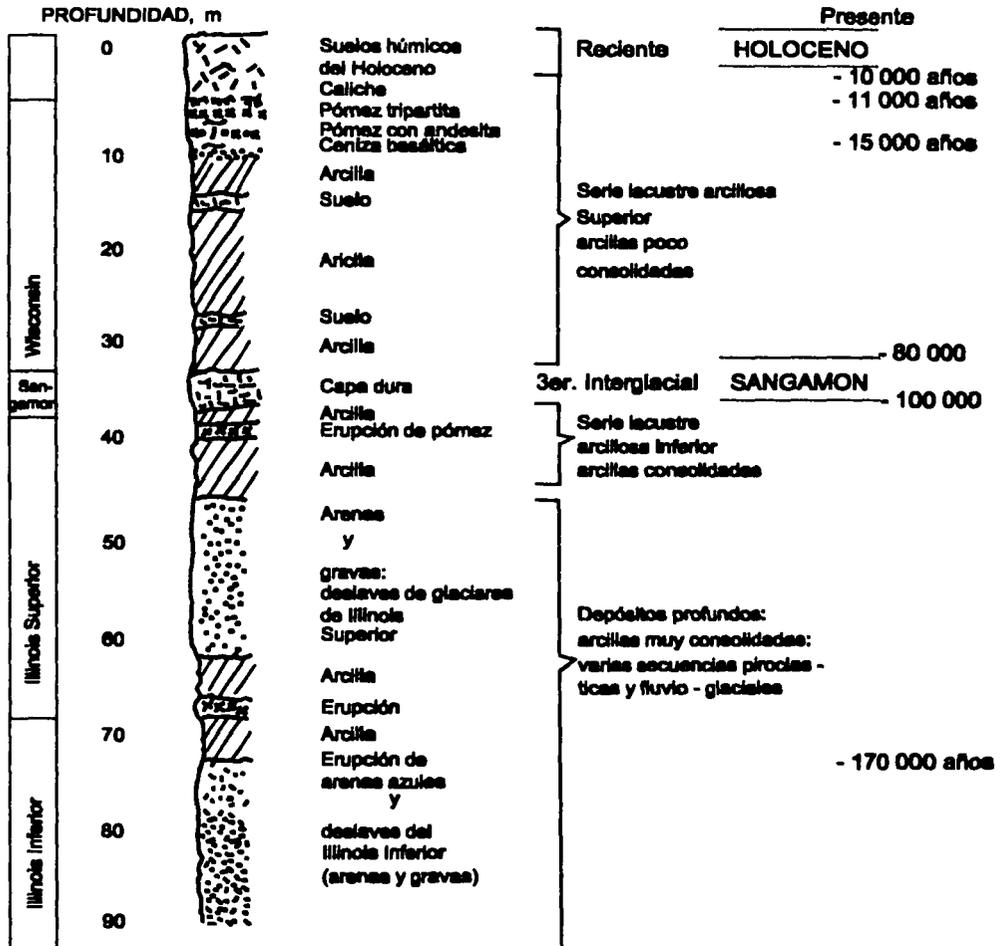


Fig. 1.8 Estratigrafía de la Planicie Lacustre Ciudad de México

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

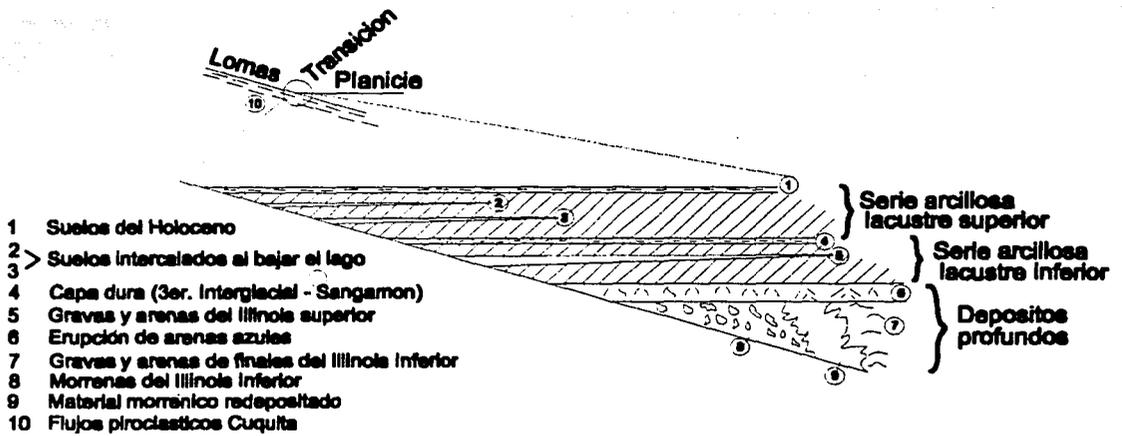


Fig. 1.9 Estratigrafía de la Zona de Transición

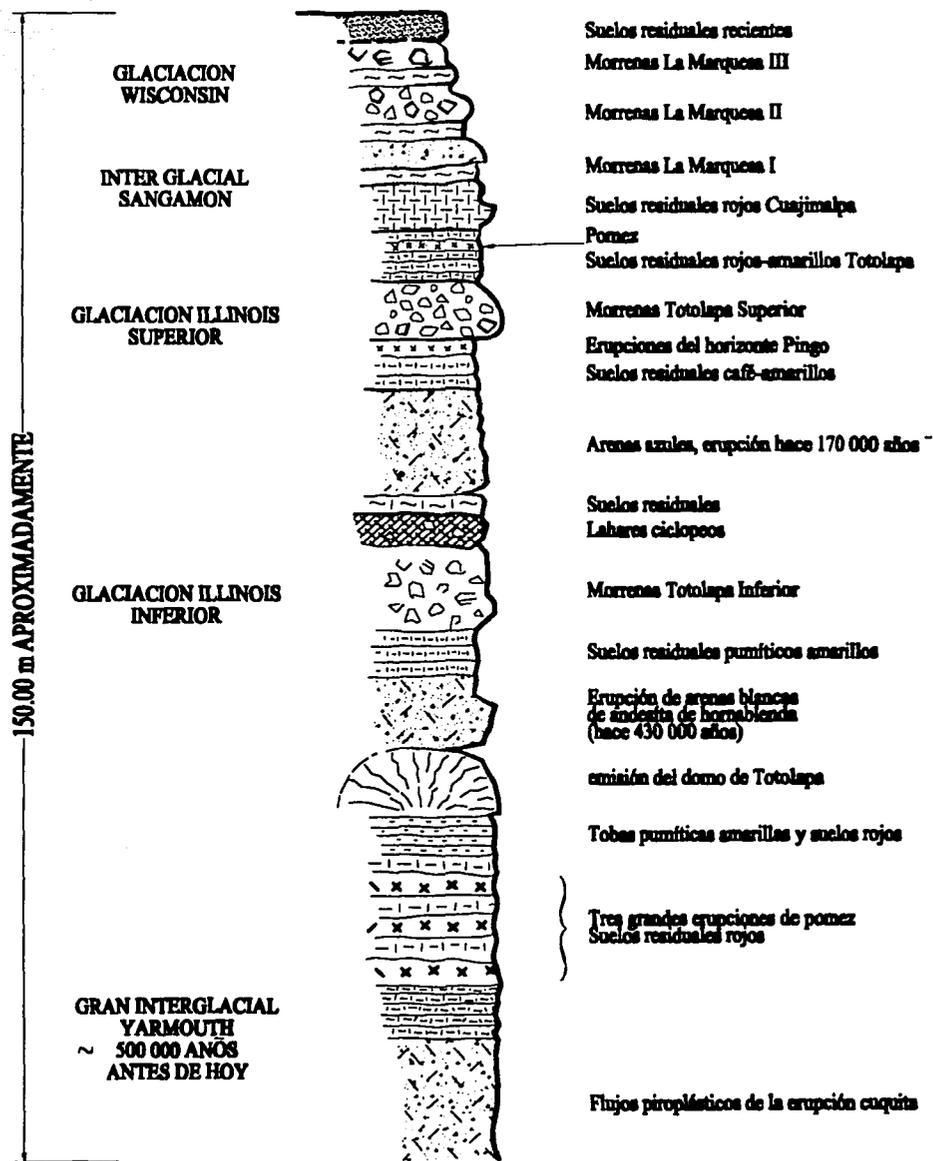


Fig. 1.10 Estratigrafía de las Lomas

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1.2.1 Depósitos de lago

Los depósitos de la planicie del Valle de México son los que comúnmente se conocen como depósitos de Lago. Hay que señalar que ello solamente es válido y correcto para ciertos tiempos geológicos con condiciones climáticas que propiciaban la existencia de un lago.

Como consecuencia de lo anterior, se presentaron trasgresiones y regresiones lacustres. Los suelos arcillosos blandos son la consecuencia del proceso de depósito y de la alteración físico química de los materiales aluviales y de las cenizas volcánicas en el ambiente lacustre donde existían abundantes colonias de microorganismos y vegetación acuática; el proceso sufrió largas interrupciones durante los períodos de intensa sequía, en los que el nivel del lago bajó y se formaron costras endurecidas por deshidratación o por secado solar. Otras breves interrupciones fueron provocadas por violentas etapas de actividad volcánica.

Durante el último proceso de formación del Valle de México (Plioceno y Cuaternario Superior), se crearon acarros aluviales que alcanzaron un espesor de hasta 1,000 metros. A continuación ocurrió el cierre total de la cuenca (corresponde a la formación de la Sierra de Chichinautzin) y se inició la formación de los depósitos lacustres en que descansan los aluviones mencionados.

Estos depósitos provienen de la sedimentación de ceniza volcánica transportada por aire o por corrientes de agua hacia los lagos de la cuenca. Un primer horizonte y observando las formaciones de abajo hacia arriba, lo constituye la **Formación Tarango** que contiene en su parte más superficial arena cementada con carbonato de calcio, con algo de limo en las capas superiores y con grava en las capas inferiores; una de estas costras constituye la primera capa dura. Se encuentra también ceniza volcánica blanda del tamaño de arena fina. Estratificadas entre estas capas de arenas se encuentra arcilla lacustre de alto contenido de agua. Sobre estos suelos se depositó la **Formación Tacubaya**, compuesta principalmente por arcilla de alta compresibilidad con lentes de arena. Finalmente, sobre estos estratos se encuentran las **Formaciones Becerra, Barrilaco y Totolsingo**. Esta clasificación es de origen geológico.

Los depósitos de la zona lacustre de la Ciudad de México y Texcoco, tienen un proceso de formación diferente a los de los lagos de Chalco y Xochimilco, estas diferencias en su estratigrafía se vieron afectadas por la actividad de pequeños conos volcánicos, como se describe a continuación.

Algunos volcanes de las Sierras de Santa Catarina y del Chichinautzin tuvieron actividad hasta épocas muy recientes. La evidencia es clara en el sur de la cuenca. En algunos puntos al sur de Xochimilco, se presenta una costra de toba superficial de tres metros de espesor y a continuación arcilla de alta compresibilidad con contenido de agua de 200%. En la parte baja de la Sierra de Santa Catarina (San Lorenzo Tezonco) se tiene alternancias de basalto, arcilla y arena hasta 180 metros de profundidad.

La aparición de basalto sobre arcilla lacustre, permite afirmar que han existido derrames basálticos hasta épocas en las que el lago de Texcoco había alcanzado su máxima elevación.

En el área entre los lagos de Texcoco y Xochimilco, se encuentra con frecuencia arena de características diferentes a las observadas en la ciudad de México, estratificada con arcilla; mientras que en el lago de Texcoco y en la ciudad de México las capas de arena son muy escasas y solo aparece en la primera capa dura como una unidad continua de ambos lados. La explicación de esta diferencia estriba en lo siguiente: La Sierra del Chichinautzin y Santa Catarina tenían pequeños conos volcánicos activos hasta épocas muy recientes. Estos conos arrojaron ceniza volcánica y arena en sus explosiones. La arena se encuentra en mayor proporción en las regiones cercanas a estos pequeños volcanes, mientras que la ceniza puede transportarse a regiones más lejanas.

Entonces únicamente alrededor de las serranías mencionadas deberían aparecer la arena, lo cual es un hecho tanto en Iztapalapa como en Xochimilco. Además se observa que al aproximarse a la Sierra del Chichinautzin desaparece la arcilla y se registra mayor espesor de arena hasta llegar a las formaciones de basalto donde desaparece totalmente la arcilla. Adicionalmente se debe considerar que las aportaciones de los lagos de Texcoco y la ciudad de México, provienen de ríos que escurren sobre zonas impermeables arrastrando sólidos; mientras que las mayores aportaciones de los lagos de Xochimilco y Chalco provienen de manantiales que afloran al pie de los derrames basálticos. Ante esta evidencia queda demostrado que el lago de Xochimilco tiene un proceso de formación diferente al de Texcoco. No obstante, quedan algunas dudas de porqué en el lago de Texcoco y en el de la Ciudad de México no se observa el mismo tipo de arena que en la zona sur. Es probable que los vientos dominantes que corren en dirección NE hayan limitado el transporte y la sedimentación de la arena a ciertas zonas. Cabe mencionar que esta arena no puede ser producto de acarreo fluvial ya que los basaltos están muy fracturados y no fluye agua sobre ellos.

1.2.2 Depósitos de transición

Los depósitos de transición se identifican por una franja que divide los depósitos lacustres de las sierras que rodean al Valle y de los aparatos volcánicos que sobresalen en la zona lacustre.

Durante el proceso de formación de los suelos del gran lago del Valle de México se presenta una época diluvial después de la cual ocurre un proceso de desecación, según se observa en la secuencia de la figura 1.11. Durante este proceso se alternan épocas de lluvia y épocas de sequía y se desarrolla un sistema hidrográfico que participa en mayor grado en la formación de los depósitos de transición. A medida que disminuye el área lacustre se generan depósitos aluviales al pie de las serranías, siendo mayor su espesor en las fronteras del lago donde se suaviza la pendiente o se amplían en los cauces.

En los depósitos de transición se han reconocido tres condiciones típicas:

Progresiva. La formación rocosa aparece cubierta por depósitos de origen aluvial, a su vez subyacentes a las capas más recientes de arcilla lacustre.

Interestratificada. Característica de regiones en que las fases aluvial y lacustre se suceden en forma alternada, dando lugar a la intercalación de mantos blandos arcillosos con otros de matriz granular contaminados por finos, generalmente duros y más resistentes.

Abrupta. Se distingue porque los depósitos lacustres están en contacto con la formación rocosa, tapizada, por derrubios o suelo residual. Puede clasificarse también dentro de la condición interestratificada, el caso de coladas de lava sobre arcillas o suelos aluviales, cubiertos por otras capas más recientes de la formación lacustre o acarreo fluvial; esta disposición se ha encontrado en algunos lugares circundantes al cerro de la Estrella.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

LOS LÍMITES APROXIMADOS DURANTE LA EPOCA DILUVIAL

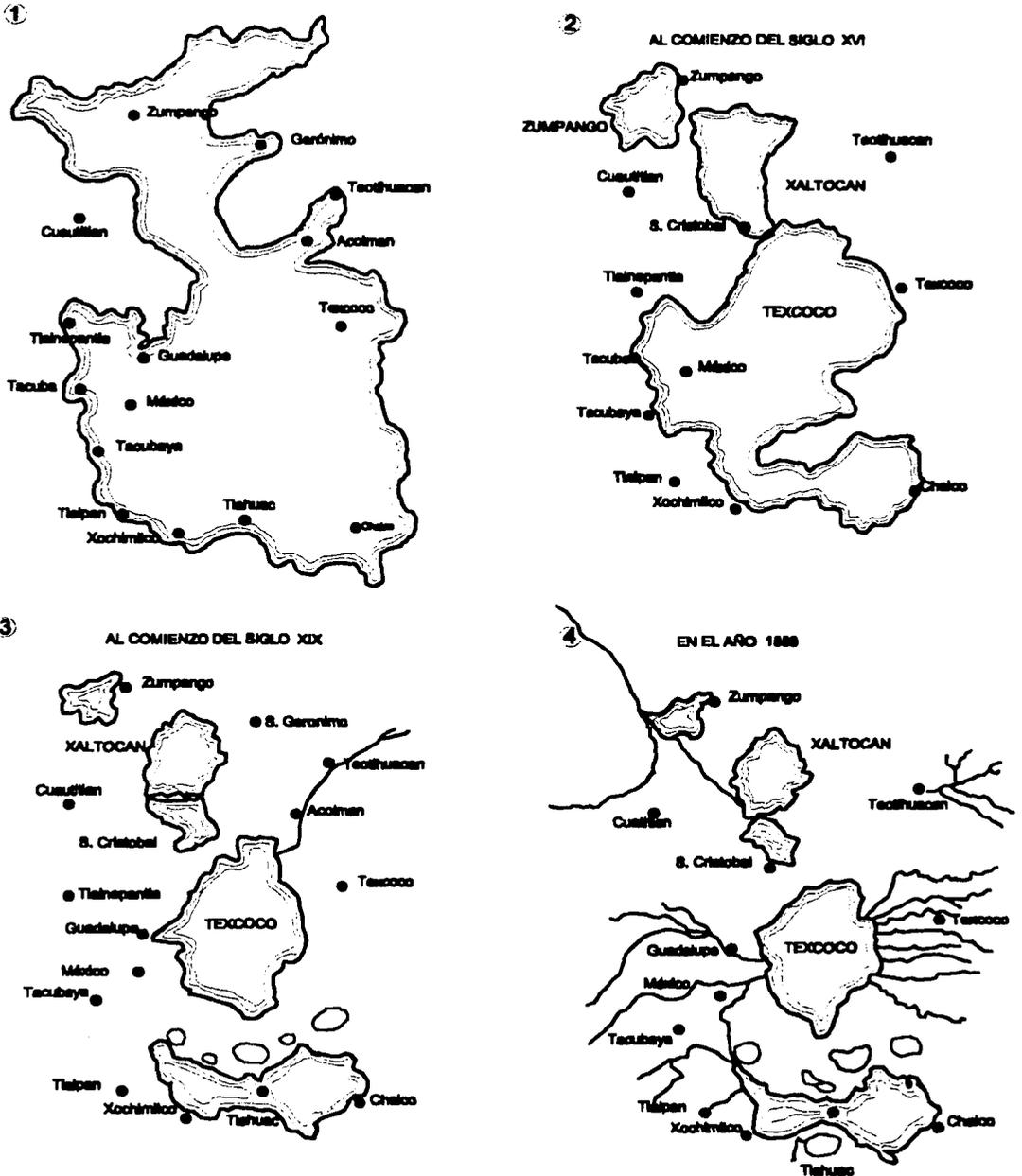


Fig. 1.11 Secuencia del desarrollo de los lagos en el Valle de México

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Condición estratificada del Poniente

Esta condición se presenta en los suelos que se originaron al pie de las barrancas, donde se acumularon los acarrees fluviales que descendieron de las lomas a la planicie, estos depósitos tienen semejanza con deltas solamente que se extendieron hasta la arcilla del antiguo lago de Texcoco, formándose intercalaciones de arcillas lacustres con arenas y gravas de ríos (Figs. 1.12 y 1.13).

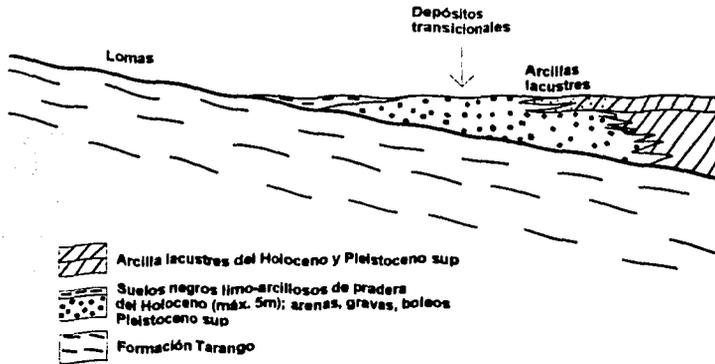


Fig. 1.12 Esquema geológico general de la transición Lomas - Planicie de un "delta" aluvial

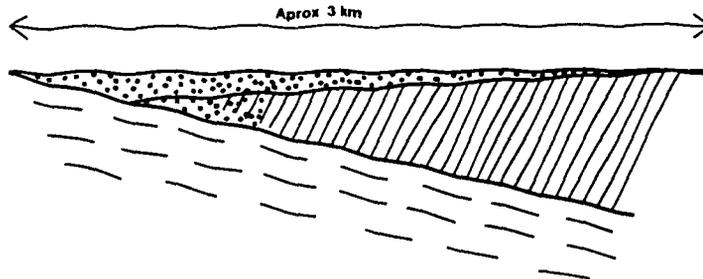


Fig. 1.13 Esquema geológico general de la transición Lomas-planicie fuera de un "delta aluvial"

En el proceso de formación de los suelos, el ancho de la franja de estos depósitos transicionales interestratificados varió según el clima prevaleciente en cada época geológica; así cuando los glaciares en las barrancas de las lomas se demitieron, a finales de la tercera glaciación, los depósitos fluviales correspondientes (formados al pie de los abanicos volcánicos) resultaron mucho más extensos que los originados a finales de la cuarta glaciación.

Consecuentemente y generalizando puede hablarse de una zona de transición interestratificada cambiante y ancha al pie de las lomas; esta área contiene en sus partes más caóticas glaciales laháricos y fluvio-glaciales caracterizados por enormes bloques depositados en la boca de las barrancas de San Angel, del Muerto, Mixcoac, Tacubaya, Tarango y Río Hondo (Fig. 1.14).

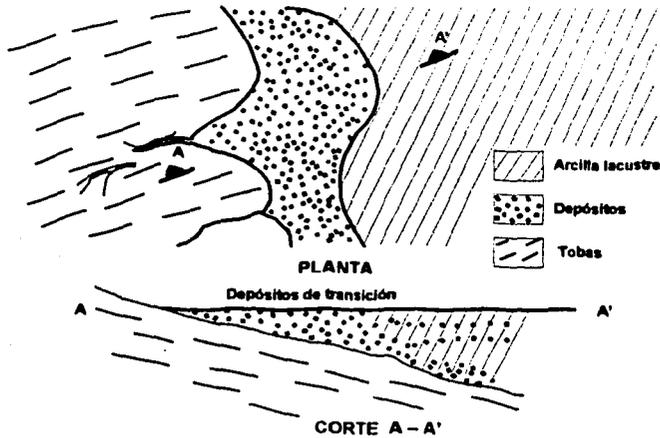


Fig. 1.14 Transición interestratificada ancha

Transición abrupta cercana a los cerros

Se localiza entre los cerros que sobresalen de la cuenca y los depósitos lacustres; ya que aquí, los depósitos fluviales son prácticamente nulos y las arcillas lacustres están en contacto directo con la roca.

La estratigrafía típica de estas zonas está integrada por la serie arcillosa lacustre, interrumpida por numerosos lentes duros, formados por materiales erosionados de los cerros vecinos (Fig. 1.15).

Ejemplos de la transición abrupta, se observan en los Peñones de los Baños, del Márquez, así como en los Cerros de la Estrella y del Tepeyac.

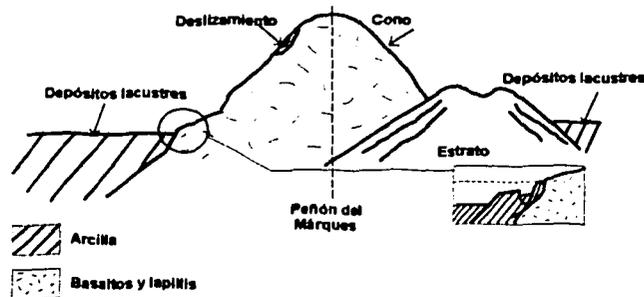


Fig. 1.15 Transición abrupta de islote a depósitos lacustres; fallas y fosas por gravedad

- **Cerro del Tepeyac y zonas aledañas**

El Cerro del Tepeyac constituido por lava riolitodacítica, es parte importante de la Sierra de Guadalupe. Su formación se debe a la actividad volcánica ocurrida en el Mioceno.

En los flancos de la sierra, principalmente al norte y noroeste, existen suelos tobáceos y pumíticos producto de la lluvia de ceniza volcánica. La erosión y arrastre de las aguas propicio además la formación de depósitos tipo delta en los flancos, pareciendo ser más importantes hacia el sur y sureste.

A niveles inferiores en los flancos, existen depósitos lacustres debido a la existencia en el pasado de los lagos de Texcoco al sur y al oriente, el de Xaltocan al noreste y el de Zumpango al norte. Estos depósitos lacustres interestratificados con los aluviales o tobáceos depositados por la lluvia de cenizas, por las alternadas desecaciones parciales del lago, son los que dan origen a la zona de transición.

Su estratigrafía se caracteriza por la presencia de estratos arcillosos o lentes arcillosos compresibles, alternados con capas o depósitos lenticulares de materiales arenosos o arenolimosos de compacidad variable, pero relativamente mucho menos compresibles que los arcillosos.

La distribución horizontal y vertical de los lentes y estratos arenosos, limosos y arcillosos es errática en general, los suelos arcillosos compresibles disminuyen en cantidad y espesor en la cercanía de las zonas de cerros. Es difícil limitar la zona aluvial con sus transiciones, pues los cambios en las características del subsuelo son graduales. Además, la ocurrencia de antiguos cauces que descendían de la zona alta del poniente principalmente (Río San Javier, Tlanepantla y los Remedios), hace más compleja la secuencia estratigráfica en la zona, ya que desembocaban en los márgenes del Lago de Texcoco de nivel variable debido a la desecación o llenado del Lago.

No obstante lo anterior, para delimitar la zona de transición próxima a la Sierra de Guadalupe, se extiende desde la falda de la sierra hasta aproximadamente un kilómetro de distancia al sur, siendo obviamente más fuerte la erraticidad en las cercanías de la sierra que a cierta distancia de ella.

- **Cerro de la estrella y zonas aledañas**

El Cerro de la Estrella se localiza al sur del Valle de México y constituyen el último afloramiento de la Sierra de Santa Catarina, esta corre sensiblemente paralela a la Sierra Chichinautzin y tiene su base en la Sierra Nevada.

La formación de la Sierra de Santa Catarina, como se mencionó anteriormente, ocurrió hacia fines del Pleistoceno y en el Cuaternario.

Los rellenos superficiales en los flancos de la Sierra de Santa Catarina son escasos, debido a que no pueden lograrse arrastres importantes en tramos tan cortos, sólo se aprecian algunos lentes de tipo aluviales, estratificados con los depósitos lacustres de los lagos de Texcoco, de la Ciudad de México y Xochimilco.

La estratigrafía encontrada es de origen aluvial y lacustre fundamentalmente se tiene información de subsuelos que se localizan entre las zonas pétreas representadas por el Cerro de la Estrella y los derrames de basalto del Pedregal de Santa Ursula.

Entre el Cerro de la Estrella y el Pedregal de Santa Ursula, la estratigrafía es cruzada o lenticular de composición muy variable.

Se encuentran indistintamente intercalaciones de arena fina negra de origen volcánico, limo y limo arenosos, café olivo con algunos fósiles, arcilla y arcilla poco limosa verde olivo oscura. El espesor de estos depósitos varía en algunos puntos de 1 a 2 metros, mientras que en otros sitios aparecen como lentes delgados y aislados, su profundidad y distribución también es muy variable de un sitio a otro.

• Zona del Peñón del Marqués o Peñón

El crestón llamado Peñón del Marqués o Peñón Viejo está compuesto por dos cuerpos extrusivos. El cuerpo norte es el más reciente y pertenece de acuerdo a la descripción geológica del grupo Chichinautzin superficialmente y en cortes que se han hecho para extraer materiales, se observan capas de espuma de lava (tezontle). El cuerpo sur siendo el más viejo presenta también espuma de lava superficialmente; la única diferencia en cuanto al cuerpo anteriormente estriba en que tiene más de 700,000 años de edad

Al pie del Peñón y en torno a él se encuentran arenas volcánicas negras en abundancia, distribuidas en horizontes que dan idea de la frecuencia e intensidad de las explosiones volcánicas que las generaron.

Una de las características más significativas de esta zona es que no existe transición entre los depósitos lacustres y la roca ígnea que forma el cerro.

1.2.3 Depósitos de lomas

La zona de las Lomas está constituida por las serranías, que al norte y al poniente limitan la cuenca (Fig. 1.16). Los materiales que predominan en esta zona son tobas de cementación variable, depósitos glaciales y aluviales.

• Zona Norte

La Sierra de Guadalupe forma el límite septentrional del área urbana, se integra principalmente de rocas volcánicas, dacíticas y andesíticas. De poniente a oriente se distinguen tres partes de esta sierra:

- la caldera de Atizapán de Zaragoza
- la pequeña Sierra de Barrientos
- la elevada Sierra de Guadalupe

El tectónismo que ha regido el vulcanismo de la Sierra de Guadalupe se remonta al Mioceno Medio.

La caldera de Atizapán (antiguo volcán colapsado) en la margen oeste, se ve afectada por la fosa de Mixhuca orientada al SSE.

La Sierrita de Barrientos está afectada por su graben en la parte central, extendiéndose al ENE y formándose el valle de Cuauhtepac.

El cerro del Tepeyac y otras pequeñas elevaciones son elementos miocénicos que afloran al suroriente de la sierra.

La elevada Sierra de Guadalupe contiene un núcleo basáltico compuesto por la pequeña caldera de Cuauhtepac (Plioceno inferior), y está afectada por la fosa de Cuauhtepac; la cual tuvo origen con el emplazamiento de los domos de Tenayuca y Chiquihuite.

La característica principal de la Sierra de Guadalupe son los potentes depósitos de tobas amarillas que forman abanicos aluviales en varias elevaciones. Estas tobas consisten en estratos de vidrio pumítico fino a grueso; producto de las erupciones violentas que generaron la Sierra de las Cruces.

A consecuencia de la formación de la Sierra de Chichinautzin, la Sierra de Guadalupe fue rodeada por depósitos aluviales y lacustres en el Sur, Este y Norte; de estos depósitos emerge ésta sierra hoy como una "isla".

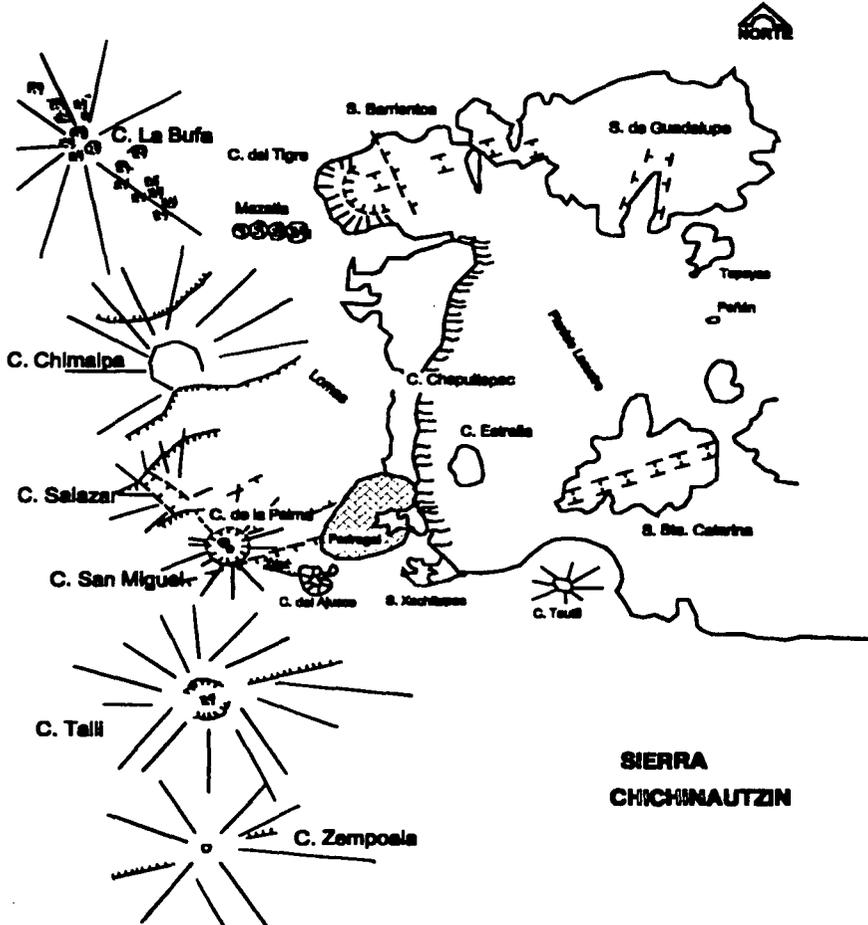


Fig. 1.16 Las sierras que circundan la Ciudad de México

- **Zona Poniente**

En la zona poniente, encontramos la Sierra de las Cruces, la cual se extiende en dirección NNW desde la Sierra de Zempoala en el sur hasta la Sierra de la Bufa en el norte; está formada por toba limosa y arcillosa impermeable cuya pendiente a la zona lacustre es suave.

Geológicamente representa esta gran sierra una hilera de elevados escudo-volcanes flanqueados al Poniente y Oriente por abanicos volcánicos. Estos están compuestos de material piroclástico y sus derivados, además de suelos y depósitos fluviales. Cada aparato volcánico produjo sus propias erupciones entrelazadas, las cuales conforman la formación Tarango (término utilizado desde 1950).

- **Zona Sur**

Hace aproximadamente 2000 años, del cerro del Xitle descendió una extensa colada de lavas basálticas, las cuales cubrieron las lomas al pie el volcán Ajusco y avanzaron en sus frentes hasta la planicie lacustre entre Tlalpan y San Angel. Las lavas descendieron sepultando dos valles antiguos: uno en el sur, que se dirigía anteriormente a las Fuentes Brotantes de Tlalpan; otro en el norte, el mayor, que se extendía en el cerro de Zacatepetl y las Lomas de Tarango. Este último valle contaba con dos cabeceras: una en los flancos orientales del cerro de la palma y la otra en la barranca de la Magdalena Contreras (Fig. 1.17). A la zona cubierta por la lava se le identificaba como los pedregales de San Angel, San Francisco, Santa Ursula, Carrasco y Padierna.

Por otra parte, debe haber existido otro importante valle aún más al Sur, entre las Fuentes Brotantes de Tlalpan y la Sierra de Xochitepec; éste tuvo su cabecera en el Valle de Tezontle. Este afluente debe haber sido sepultado durante la erupción del Ajusco, en el Cuaternario superior.

Muy anteriormente a la erupción del Xitle, en el Illinois (hace 200 000 años) avanzaron grandes cuerpos de hielo; estos glaciares fluyeron de la barranca de la Magdalena Contreras hasta las partes bajas del antiguo valle, acercándose a lo que hoy es San Angel.

Indicios de morrenas con multitud de bloques grandes se han encontrado en San Angel, así como en las Fuentes Brotantes; por consiguiente, debajo de las lavas del Pedregal de San Angel pueden existir importantes acumulaciones de morrenas y secuencias fluvioglaciales derivadas de su erosión. Por otra parte, también puede asegurarse que antes de que las lavas del Xitle cubrieran el sitio, este valle fué inundado por otras coladas lávicas; en el corte geológico (Fig. 1.18) se ilustra esquemáticamente la estratigrafía descrita.

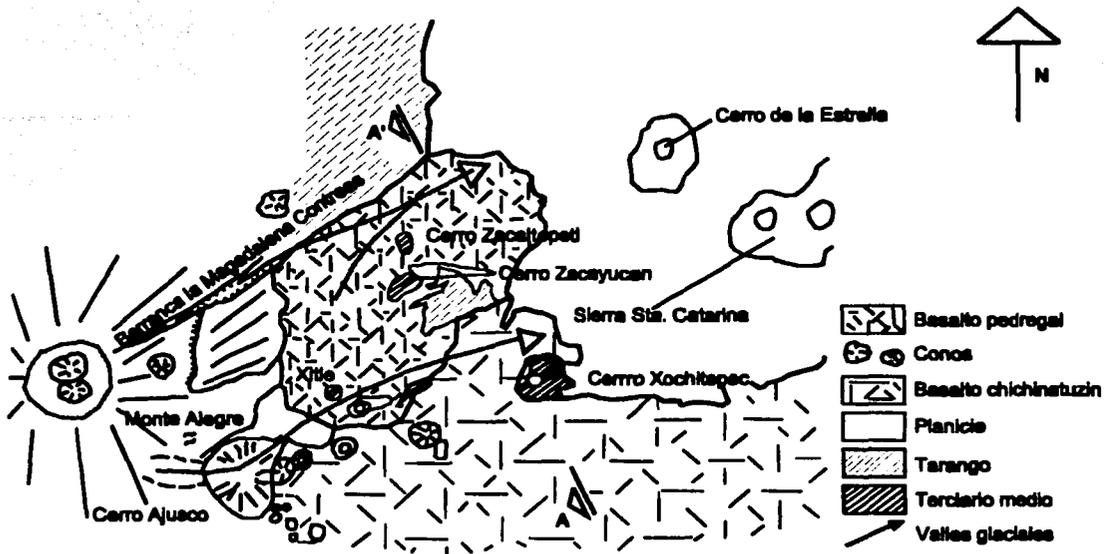


Fig. 1.17 Geología del pedregal Xitle

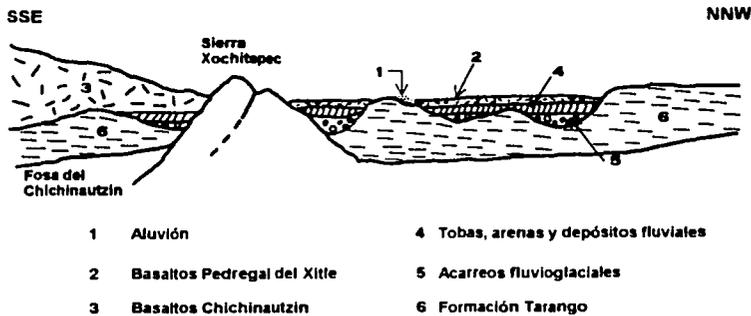


Fig. 1.18 Sección Chichinatuzin – Lomas cortando el pedregal de San Angel

2 ZONIFICACION GEOTECNICA

2.1 Introducción

El conocimiento alcanzado sobre la estratigrafía del subsuelo del Valle de México ha sido un importante logro de numerosos estudiosos del tema, destacando los trabajos de Bryan, Arellano, Zeevaert, Marsal, Mazari y Mooser. La estratigrafía se ha definido cada vez con mayor precisión, gracias a los numerosos estudios de mecánica de suelos realizados en distintos puntos del Valle, destacando los que se han realizado para distintas líneas del sistema de transporte colectivo metro.

La exploración del subsuelo por medio de sondeos y muestreo inalterado selectivo ha permitido definir los perfiles estratigráficos conocidos. Con esta información la Ciudad de México y las zonas aledañas, se han zonificado atendiendo principalmente a la estratigrafía y a las propiedades mecánicas de los materiales encontrados en los sondeos. Distinguiéndose tres zonas: la zona de lomas, la zona de transición y la zona de lago, las cuales se describirán en este capítulo (Fig. 2.1). En cuanto a las propiedades mecánicas de los suelos, particularmente en las zonas de lago y transición, ocurre una constante evolución, observándose una disminución de la compresibilidad y un aumento de la resistencia al corte, fenómenos que ocurren en pocos años y aún en meses debido a los siguientes factores:

- El bombeo profundo para el abastecimiento de agua potable
- El efecto de sobrecarga de antiguos rellenos superficiales
- El peso de las estructuras
- El abatimiento del nivel freático por bombeo superficial para la construcción de cimentaciones y mantenimiento de sótanos

Hoy se podría decir que se ha avanzado mucho, pero que también falta bastante por hacer, para afirmar que se conoce la estratigrafía con detalle y estar en la posibilidad de interpretar el comportamiento de una cierta cimentación en el marco de ese conocimiento estratigráfico.

Por lo tanto, la información previa que se conoce del subsuelo debe considerarse sólo como una guía, la cual debe actualizarse con ayuda de estudios geotécnicos de buena calidad.

2.2 Zona de lago

Esta zona se ha estudiado ampliamente, considerando que en esta zona se presentan los principales problemas de cimentaciones de la Ciudad de México.

Se caracteriza por los grandes espesores de suelos blandos y compresibles, actualmente estos suelos exhiben preconsolidación inducida por las estructuras ya destruidas, así como por los rellenos artificiales y el efecto de los pozos de bombeo profundo. Como consecuencia de todo ello, la zona de lago ha dejado de ser uniforme; ahora es compleja, ya que en ella se encuentran sectores con suelos muy blandos y sectores en que la resistencia se ha incrementado notablemente. Actualmente se reconoce la importante variabilidad del espesor de la costra superficial, así como de las propiedades mecánicas de las arcillas (compresibilidad y resistencia al corte); surge entonces la necesidad de subzonificar el área de acuerdo con estas variables íntimamente relacionadas.

Por ello, la zona del lago se ha dividido en tres subzonas atendiendo la importancia relativa de dos factores independientes: a) el espesor y propiedades de la costra superficial, ya que es particularmente significativa para el diseño de cimentaciones superficiales; y b) la consolidación inducida en cada sitio.

Lago Virgen

Corresponde al sector oriente del lago, cuyos suelos prácticamente han mantenido sus propiedades mecánicas desde su formación; sin embargo, el reciente desarrollo de esta zona de la ciudad, está incrementando las sobrecargas en la superficie y el bombeo profundo (Fig. 2.2 y Tabla 2.1)

Lago Centro I

Está asociada al sector colonial de la ciudad, que se desarrolló a partir de principios del siglo pasado y ha estado sujeto a las sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas; las propiedades mecánicas del subsuelo en esta subzona representan una condición intermedia entre el Lago Virgen y Lago Centro II (Fig. 2.3 y Tabla 2.2)

Lago Centro II

Esta subzona corresponde con la antigua traza de la ciudad, donde la historia de cargas aplicadas en la superficie ha sido muy variable; esta situación ha provocado que en esta subzona se encuentren las siguientes condiciones extremas: a) arcillas fuertemente consolidadas por efecto de rellenos y grandes sobrecargas de construcciones aztecas y coloniales, b) arcillas blandas, asociadas a lugares que han alojado plazas y jardines durante largos períodos de tiempo, y c) arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales. Asimismo, el intenso bombeo para abastecer de agua a la ciudad se refleja en el aumento general de la resistencia de los estratos de arcilla por efecto de la consolidación inducida (Fig. 2.4 y Tabla 2.3).

Tabla 2.1. Estratigrafía y propiedades, Lago Virgen*

ESTRATO	ESPEJOR (m)	γ (t/m^3)	c (t/m^2)	ϕ ($^\circ$)
Costra superficial	1.0 a 2.5	1.4	1.0	20
Serie arcillosa superior	38.0 a 40.0	1.15	0.5 a 1.0	-
Capa dura**	1.0 a 2.0	-	0 a 10.0	25 a 36
Serie arcillosa inferior	15.0 a 30.0	1.25	3 a 4	-

Notas: γ = peso específico del material; c = cohesión; ϕ = ángulo de fricción interna

* Información obtenida del Manual Covitur 1988

** La información disponible es muy limitada, los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU.

Tabla 2.2. Estratigrafía y propiedades, Lago Centro I*

ESTRATO	ESPEJOR (m)	γ (t/m^3)	c (t/m^2)	ϕ ($^\circ$)
Costra superficial	4.0 a 6.0	1.6	4	25
Serie arcillosa superior	20.0 a 30.0	1.2	1 a 2	-
Capa dura**	3.0 a 5.0	1.5 - 1.6	0 a 10	25 a 36
Serie arcillosa inferior	8.0 a 10.0	1.3 - 1.35	5 a 8	-

Notas: γ = peso específico del material; c = cohesión; ϕ = ángulo de fricción interna

* Información obtenida del Manual Covitur 1988

** La información disponible es muy limitada, los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU.

Tabla 2.3. Estratigrafía y propiedades, Lago Centro II*

ESTRATO	ESPEJOR (m)	γ (t/m^3)	c (t/m^2)	ϕ ($^\circ$)
Costra superficial	6.0 a 10.0	1.7	4	25
Serie arcillosa superior	20.0 a 25.0	1.3	3	-
Capa dura**	3.0 a 5.0	1.5 - 1.6	0 a 10	25 a 36
Serie arcillosa inferior	6.0 a 8.0	1.3 - 1.4	6 a 12	-

Notas: γ = peso específico del material; c = cohesión; ϕ = ángulo de fricción interna

* Información obtenida del Manual Covitur 1988

** La información disponible es muy limitada, los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU.

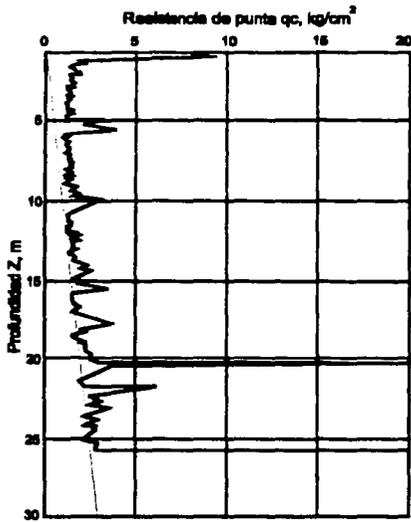


Fig. 2.2 Sondeo de cono eléctrico en la subzona lago virgen

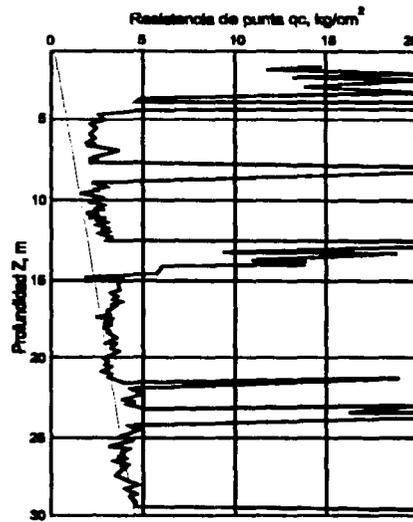


Fig. 2.3 Sondeo con cono eléctrico en la subzona lago centro I

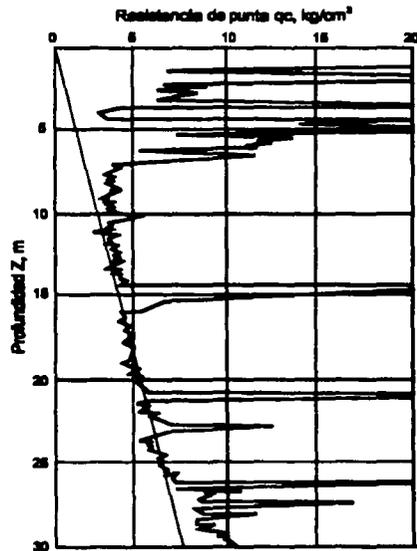


Fig. 2.4 Sondeo con cono eléctrico en la subzona lago centro II

▪ Evolución de las propiedades mecánicas

Consolidación natural. El proceso de formación de los suelos implicó que se consolidaran bajo su propio peso, excepto en las costras duras, que se preconsolidaron fuertemente por deshidratación o secado solar y que en su parte inferior formaron una zona ligeramente preconsolidada. Considerando que la masa de suelo predominante era muy blanda y normalmente consolidada, la variación de su resistencia al corte con la profundidad debió ser lineal y seguramente muy similar en cualquier punto del lago. Es factible que en el lago Texcoco, que prácticamente no sufrió etapas de sequía, y donde el contenido salino de sus aguas era más alto, las arcillas fueron algo más blandas y compresibles que en el resto de la cuenca.

Consolidación inducida. El desarrollo urbano en la zona lacustre de la cuenca de México ha ocasionado un complejo proceso de consolidación, en el que se distinguen los siguientes factores de influencia:

- La colocación de rellenos desde la época precortesiana, necesarios para la construcción de viviendas y pirámides, así como para el desarrollo de zonas agrícolas.
- La apertura de tajos y túneles para el drenaje de aguas pluviales y negras, que provocó el abatimiento del nivel freático, lo que a su vez incrementó el espesor de la costra superficial y consolidó la parte superior de la masa de arcilla.
- La extracción de agua del subsuelo, que ha venido consolidando progresivamente a las arcillas, desde los estratos más profundos a los superficiales.
- La construcción de estructuras que ha propiciado el reciente crecimiento urbano.

Resistencia al corte. Las etapas del proceso de consolidación implican la evolución de la resistencia al corte de los suelos (Fig. 2.5). Partiendo de las condiciones iniciales a) con un N_{Fo} (Nivel freático inicial) y una columna de material NC (Normalmente consolidado); b) al ocurrir el fenómeno de evaporación de una capa SS (Costra Seca por exposición al sol) así como una capa subyacente PCS (Preconsolidado Superficial), observando además que el N_{Fo} paso a un N_{FA} (Nivel Freático Abatido). En la gráfica c) se aprecian variaciones notorias al suponer una capa superficial de relleno artificial; en la gráfica d) observamos el comportamiento del terreno al aplicarle una sobrecarga, generalmente algún tipo de construcción, notando que a partir de este momento las condiciones del terreno se modifican substancialmente, basta observar que el espesor PCS aumentó en forma drástica; si aunado a lo anterior imponemos la condición de extracción de agua por bombeo de los acuíferos existentes, d) se forma una alteración PCP (Preconsolidación Profunda), cuyos efectos de acuerdo a las características de cada material, serán variables reflejándose en superficie a través de una falla o grieta de tensión al tener lugar los efectos sumados de la consolidación natural, la preconsolidación superficial y la profunda.

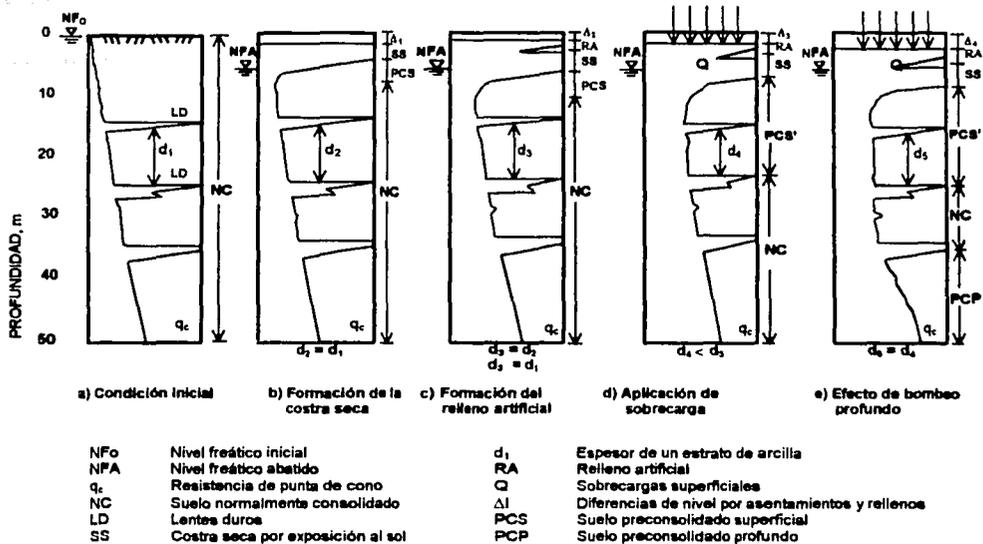


Fig. 2.5 Evolución de la resistencia al corte

Secuencia estratigráfica

En la zona del lago aparecen generalmente cinco estratos principales; denominados, a partir de la superficie del terreno, costra superficial, formación arcillosa superior, capa dura, formación arcillosa inferior y depósitos profundos (Fig. 2.6).

• Costra superficial (CS)

El espesor de la costra superficial incluye, además de los suelos naturales producto de la desecación de los depósitos lacustres, rellenos artificiales y restos de cimentaciones precoloniales, coloniales y recientes. Estos existen en mayor abundancia en la zona céntrica, dentro de la denominada Antigua Trazo de la Ciudad, alcanzando en ocasiones espesores hasta de 10 m, como ocurre en la Plaza de la Constitución y su alrededor. En otros sitios de la ciudad, los suelos naturales de la superficie han sido explotados para emplearlos en la fabricación de tabiques, y sustituidos posteriormente, al urbanizarse los predios, con rellenos heterogéneos, generalmente colocados a volteo y, por tanto, en estado suelto.

Debido a la naturaleza de los depósitos que forman la costra superficial y a la influencia de los rellenos artificiales, su espesor tiende a variar erráticamente. Sin embargo, puede decirse que es de unos cuantos centímetros en el actual vaso de Texcoco y de varios metros en la zona céntrica de la Ciudad.

A pesar de la irregularidad en espesor y propiedades de los suelos que forman el manto superficial, este es de mayor resistencia y menor compresibilidad que la formación arcillosa superior, excepto en aquellos sitios donde existen rellenos en estado muy suelto.

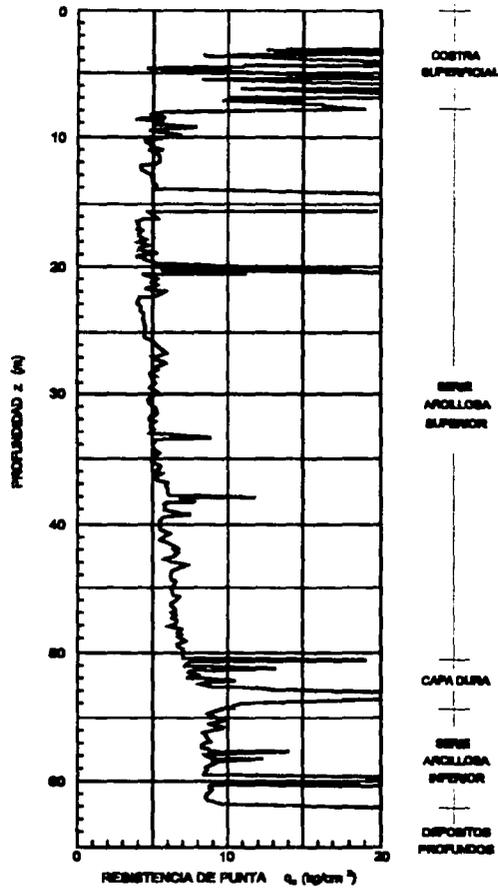


Fig. 2.6 Sondeo que muestra la secuencia estratigráfica de la zona de lago

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

• Formación arcillosa superior (FAS)

El espesor de la formación arcillosa superior, aumenta de poniente a oriente, o sea hacia el vaso de Texcoco, en el área céntrica de la Ciudad, existen puntos donde el espesor se incrementa debido a la ausencia de la primera capa dura o a un reducido espesor de la misma que prácticamente convierte las formaciones arcillosas superior e inferior en un solo manto compresible. Es importante mencionar que ha sido posible detectar esta irregularidad gracias a los numerosos sondeos en el área mencionada. El espesor de la formación varía entre 25 y 50 m aproximadamente. Así mismo se ha comprobado mediante sondeos que en el Vaso de Texcoco el espesor y la compacidad del estrato resistente que corresponde a la primera capa dura del área urbana son muy bajos.

En la fig. 2.7 se muestra un polígono de frecuencias del contenido de agua medio de los estratos arcillosos incluidos en la formación arcillosa superior, con datos de 213 sondeos en los que el espesor de la formación es mayor de 15 m. En cuatro sondeos localizados en la cercanía de la zona de transición el contenido de agua medio es de 150%. En otros cuatro sondeos, que corresponden a sitios donde la formación es de gran espesor, localizados en áreas vírgenes poco o nada afectados, el contenido de agua medio es mayor de 400%.

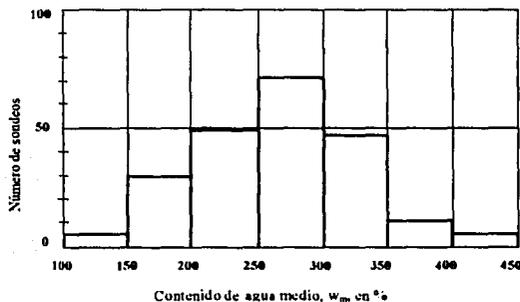


Fig. 2.7 Polígono de frecuencias del contenido de agua medio, de la formación arcillosa superior para espesores mayores de 15 m

El contenido de agua medio de toda la formación arcillosa superior es de 270%, incluyendo todas las áreas sujetas a diferentes historias de carga; este valor debe tomarse más bien como una cota inferior de dicho contenido medio, ya que en la zona oriente es mayor. Por otra parte, el contenido de agua tiende a aumentar con el espesor de la formación.

En estudios realizados en arcillas del Vaso de Texcoco (Proyecto Texcoco), el contenido de agua de las arcillas, calculado por los procedimientos usuales (secado en horno), se ve afectado por la presencia de sales disueltas en el agua intersticial, ya que el peso de dichas sales se computa como parte del peso de los sólidos, lo que resulta es una subestimación apreciable del contenido de agua. Esta consideración debe tomarse en cuenta al determinar el contenido de agua y otras propiedades índices en suelos del área mencionada. En la zona urbana el contenido de sales en disolución es reducido y puede despreciarse ese efecto.

Además es importante mencionar que en esta formación se encuentran intercalados lentes duros que se pueden considerar como estratos secundarios y que son principalmente formados por capas de secado solar, lentes de arena volcánica y lentes de vidrio volcánico.

▪ Capa dura (CD)

En el subsuelo de la Ciudad de México se identifica como capa dura al estrato ubicado entre las llamadas formaciones arcillosas superior e inferior; su frontera superior se encuentra entre 25 y 35 m de profundidad y su espesor varía entre 2 y 6 m. En la fig. 2.8 de una muestra de 110 sondeos que atraviesan la capa dura, puede verse que en el 90% de estos sondeos el espesor de dicha capa es mayor de 2.0 m. Así mismo, de la correlación de numerosos sondeos se encontró que la capa dura es cóncava, con mayor profundidad hacia el vaso de Texcoco.

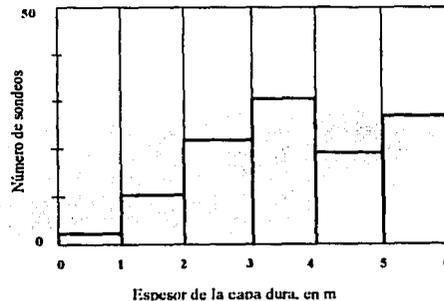


Fig. 2.8 Polígono de frecuencias del espesor de la Primera capa dura

La capa dura se formó en interglaciar Sangamon, que en el Valle de México se caracterizó por ser un período de intensa sequía. Los sondeos de cono eléctrico de la fig. 2.9 demuestran que por lo menos ocurrieron dos ciclos de sequía, que provocaron el secado solar de los suelos y su consecuente endurecimiento generándose suelos limosos y limo-arenosos, que pueden estar erráticamente cementados con carbonato de calcio. En algunas zonas, esta capa dura tiene lentes intercalados de arcillas, que corresponden a los ciclos húmedos de este período geológico. Otra característica peculiar de la capa dura es su variación en espesor y resistencia, que gradualmente aumentan del oriente al poniente, debido a que en la zona del Lago de Texcoco, el antiguo lago al conservar un tirante mínimo, debilitó la formación de esta capa dura. Adicionalmente, durante el Sangamon, la erosión de cauces superficiales adelgazó el espesor de la capa dura, provocándoles también erraticidades locales.

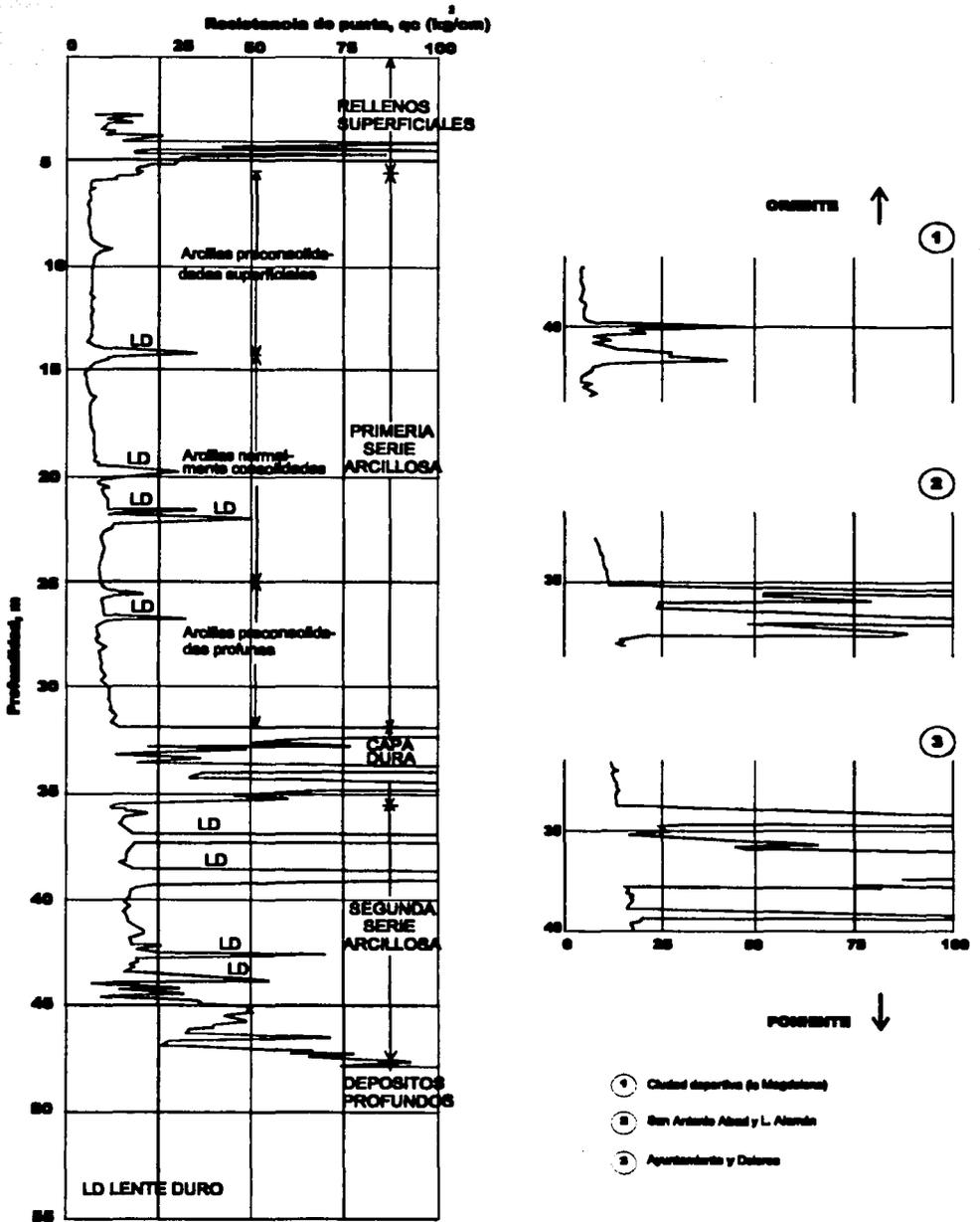


Fig. 2.9 Sondeos que ilustran la variación de la capa dura y las intercalaciones de lentes de arcilla

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Por otra parte, de 329 determinaciones del tipo de suelos que constituyen la primera capa dura, clasificados conforme al SUCS, se obtuvo que predominan suelos de los grupos SM, SC y ML (ver definiciones según SUCS). Con menor frecuencia ocurren también suelos de los grupos GP, GW, SW y SP, identificados como depósitos aluviales en sitios donde se confunde la zona del lago con la de transición, y suelos de los grupos MH, CL y CH (Fig. 2.10).

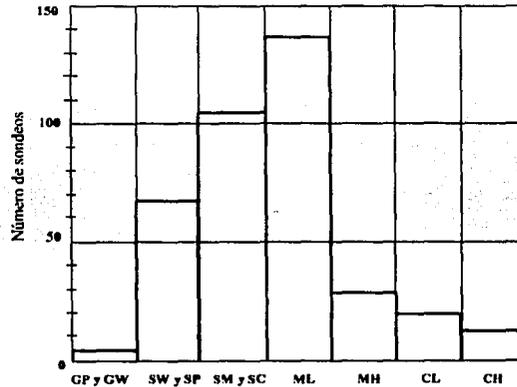


Fig. 2.10 Polígono de frecuencias de materiales que constituyen la primera capa dura

Debido a la heterogeneidad de los suelos, el contenido de agua de la primera capa dura varía, de 227 sondeos, entre 20 y 100%, como se ve en el polígono de frecuencias de la figura 2.11. El contenido de agua medio general es de 50%.

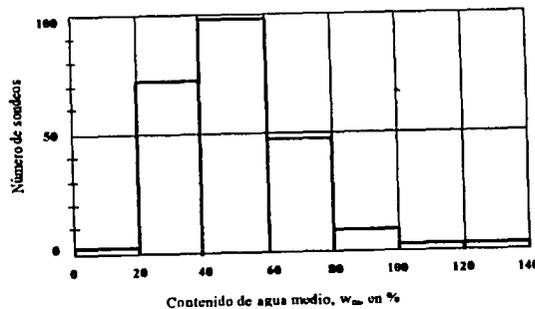


Fig. 2.11 Polígono de frecuencias de materiales que constituyen la primera capa dura

En la figura 2.12 se muestra el polígono de frecuencia de la resistencia media a la penetración estándar en 230 sondeos que penetraron en la capa dura. En el 80% de los casos la resistencia a la penetración es alta, es decir, los suelos granulares se encuentran en estado compacto a muy compacto y los suelos cohesivos son de consistencia dura.

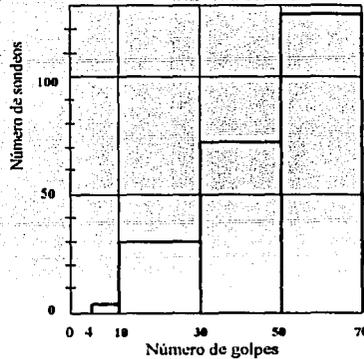


Fig. 2.12. Polígono de frecuencias del número de golpes en la prueba de penetración estándar en la capa dura

Debido a la complejidad estratigráfica de la capa dura se ha dificultado la extracción de muestras inalteradas que permitan definir confiablemente sus propiedades mecánicas, particularmente su resistencia al corte, su compacidad y grado de cementación. Por esta limitación su estudio experimental sólo se ha realizado puntualmente. Sin embargo, en los últimos años, en que se ha venido empleando el cono eléctrico en la exploración geotécnica, ha sido posible medir la resistencia de punta en la capa dura.

Importancia de la Capa Dura

La capa dura desempeña un papel importante en las cimentaciones profundas de la ciudad de México, ya que para muchas estructuras sirve como apoyo de sus pilotes trabajando por punta, ya sea de control o de punta penetrante. Es común que se confíe en esta capa a pesar de la escasa información que se dispone de sus características mecánicas. Podría decirse que una forma de investigarla serían las pruebas de carga a gran escala con pilotes; asimismo, con pruebas de carga estática con el cono eléctrico, sin embargo, son muy pocas las que se han realizado y el acceso y recopilación de esa información es difícil, que no ha permitido ampliar el conocimiento sobre la capa dura.

▪ Formación arcillosa inferior (FAI)

El número de sondeos que alcanzan los depósitos profundos bajo la formación arcillosa inferior son pocos.

En esta formación generalmente se observan lentes compactos de vidrio volcánico y de suelos limosos interestratificados con la arcilla.

Del análisis de sondeos se obtuvo que el contenido de agua medio, de esta formación, varía entre 100 y 200%, siendo el promedio pesado de 170% (Fig. 2.13). De la misma manera que en la formación arcillosa superior, los valores bajos corresponden a sondeos localizados cerca de la zona de transición, y los valores altos a sondeos en el Vaso de Texcoco.

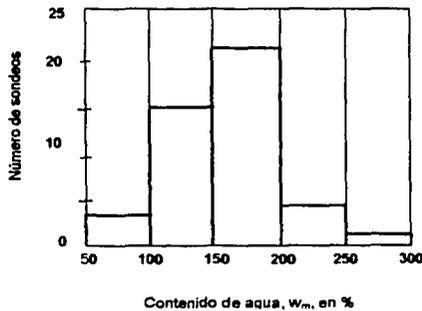


Fig. 2.13 Polígono de frecuencias del contenido de agua medio de la formación arcillosa inferior

Puede notarse que el contenido de agua de la formación arcillosa inferior (170%) es mucho menor que el de la superior (270%).

▪ Depósitos profundos (DP)

Generalmente están constituidos por suelos arenosos finos en estado muy compacto, que en ocasiones contienen lentes delgadas de arcilla. Constituyen acuíferos de alta permeabilidad y se han explotado para el abastecimiento de agua de la Ciudad. Por lo anterior, los depósitos profundos son de gran interés desde el punto de vista de la ingeniería de cimentaciones.

2.3 Zona de transición

En la franja comprendida entre las zonas del Lago y las Lomas; depositados en esta zona se alternan estratos arcillosos en un ambiente lacustre con suelos gruesos de origen aluvial, dependiendo sus espesores de las transgresiones y regresiones que experimentaba el antiguo lago.

La frontera entre las zonas de Transición y del Lago se definió donde desaparece la serie arcillosa inferior, que corresponde aproximadamente donde la Capa Dura está a 20 m de profundidad respecto al nivel medio de la planicie. Conviene dividir esta transición en subzonas, en función de la cercanía a las lomas y sobre todo del espesor de suelos relativamente blandos; se identifican así las transiciones alta y baja, que se describen a continuación.

Transición Alta

Es la subzona de transición más próxima a las Lomas, presenta irregularidades estratigráficas producto de los depósitos aluviales cruzados; la frecuencia y disposición de estos depósitos depende de la cercanía a antiguas barrancas. Bajo estos materiales se encuentran estratos arcillosos que sobreyacen a los depósitos propios de las Lomas.

La estratigrafía comúnmente encontrada tiene las características anotadas en la tabla 2.4 (Fig. 2.14).

Tabla 2.4. Estratigrafía y propiedades, Transición Alta*

ESTRATO	ESPESOR (m)	γ (t/m^2)	c (t/m^2)	ϕ ($^\circ$)
Costra superficial	8 a 10	1.6	10	20
Suelos blandos	4 a 6	1.3	5	0

Notas: γ = peso específico del material; c = cohesión; ϕ = ángulo de fricción interna

* Información obtenida del Manual Covitur 1988

Transición baja

Corresponde a la transición vecina a la zona del Lago; aquí se encuentra la serie arcillosa superior con intercalaciones de estratos limoarenosos de origen aluvial, que se depositaron durante las regresiones del antiguo lago. Este proceso dio origen a una estratigrafía compleja, donde los espesores y propiedades de los materiales pueden tener variaciones importantes en cortas distancias, dependiendo de la ubicación del sitio en estudio respecto a las corrientes de antiguos ríos y barrancas.

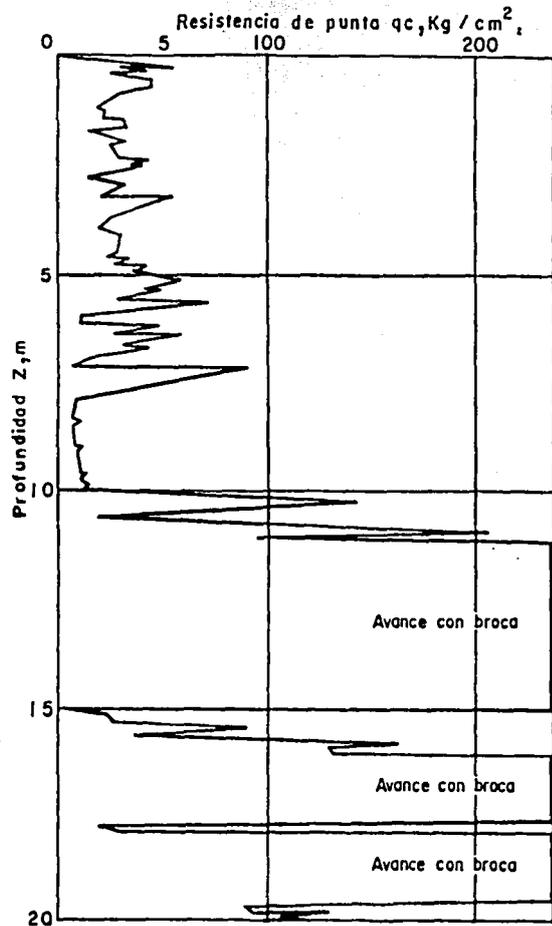


Fig. 2.14 Sondeo de cono eléctrico en la subzona de transición alta

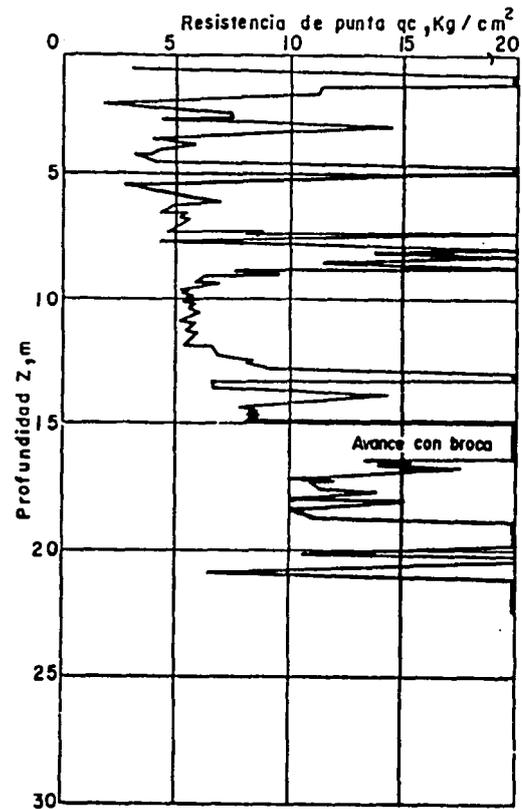


Fig. 2.15 Sondeo de cono eléctrico en la subzona de transición baja

Por lo anterior, puede decirse que las características estratigráficas de la parte superior de la transición baja son similares a la subzona de Lago Centro I o Centro II, teniendo en cuenta que: a) la costra superficial está formada esencialmente por depósitos aluviales de capacidad de carga no uniforme, b) los materiales compresibles se extienden únicamente a profundidades máximas del orden de 20 m, c) existe interestratificación de arcillas y suelos limoarenosos, y d) se presentan mantos colgados.

En la figura 2.15 se muestran los resultados de un sondeo de cono característico de esta subzona.

Transición abrupta cercana a los cerros

Es la transición entre las zonas del lago y cerros de roca volcánica generalmente de pendiente fuerte, es decir entre suelos blandos y roca. Estas zonas tienen un ancho de decenas de metros y características estratigráficas similares a las del lago; sin embargo, por su cercanía con los cerros adquiere mayor complejidad en el número y espesor de sus capas duras, tal como se observa en la fig. 2.16, que corresponde a un sondeo cercano al cerro del Peñón. Es interesante mencionar que en la parte sur de la ciudad este tipo de transición es la dominante.

Fisuramiento del Subsuelo

La zona de transición abrupta, donde están en contacto los suelos arcillosos lacustres del Valle de México con los domos volcánicos que los confinan, se está desarrollando un gradual y continuo proceso de hundimiento diferencial y de fisuración del subsuelo; este fenómeno está íntimamente relacionado con el proceso de consolidación de los suelos blandos, a su vez incrementado por la explotación de los mantos acuíferos. Ocasionando daños a las instalaciones y a las estructuras (asentamientos diferenciales, desplomes).

Las condiciones geológicas de transición abrupta se presentan al norte, oriente y sur de la ciudad de México (Fig. 2.17); los daños en la zona norte son los más conocidos: particularmente el desplome de la Basílica de Guadalupe a partir de los años 40 y las fisuras de las colonias La Florida y Echegaray en los años 60. Al oriente se vienen advirtiendo daños ligeros en la periferia del Peñón Viejo. Al sur de la Ciudad el fenómeno gana importancia a partir de los 70, observándose asentamientos y desarrollo de fisuras en las cercanías del Cerro de la Estrella y más recientemente en los alrededores de La Noria y Tepepan.

Este problema de hundimiento y fisuramiento hasta ahora se le ha interpretado como local, e inherente a algunos sitios; sin embargo, en años futuros acrecentará su importancia y se extenderá en las transiciones abruptas en los alrededores del Peñón de los baños, Peñón Viejo, La Estrella, Tlapacoya, Xico, La Noria, Tepepan, Chapultepec y los Gachupines.

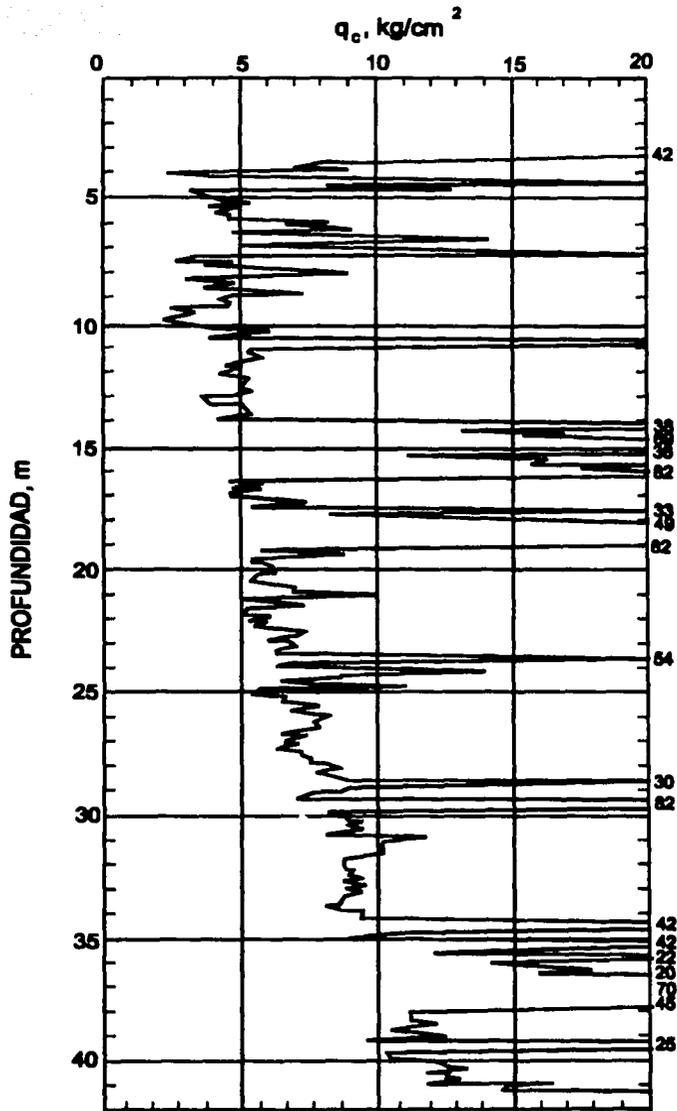


Fig. 2.16 Sondeo de cono eléctrico cercano al Peñón

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

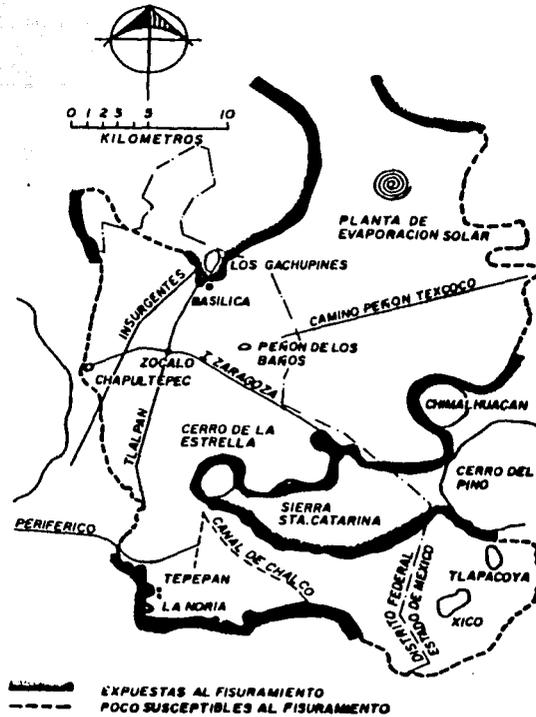


Fig. 2.17 Localización de las zonas de fisuramiento

Mecanismos de fisuración

El fenómeno de fisuración se desarrolla a consecuencia del estado de tensiones que ocasiona el proceso de hundimiento diferencial de las arcillas, tanto en las orillas del lago, como en los domos volcánicos, cubiertos por los depósitos arcillosos. En las figuras 2.18 y 2.19 se muestran cortes esquemáticos de ambos casos, que ilustran la variación del espesor de suelo arcilloso compresible.

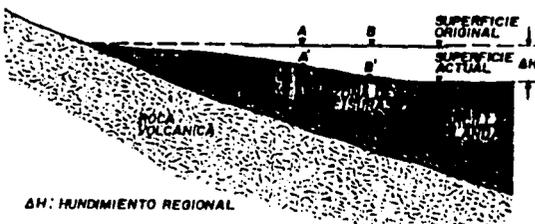


Fig. 2.18 Mecanismo de fisuración a la orilla del lago



Fig. 2.19 Mecanismo de fisuración sobre un domo cubierto

2.4 Zona de lomas

Dentro del espesor que interesa para los fines de la Ingeniería de Cimentaciones, las formaciones de la zona de lomas del valle de México son de origen aluvial y volcánico como se menciona en el capítulo anterior.

▪ Secuencia estratigráfica

Del análisis de los estudios del subsuelo realizados en la zona de lomas se desprende que, desde un punto de vista estricto de la mecánica de suelos, la estratigrafía que predomina es errática, dado que con gran frecuencia una misma formación geológica adquiere, indistintamente, diversas clasificaciones en el Sistema Unificado (SUCS).

Sin embargo en la zona de lomas se pueden identificar los siguiente elementos litológicos:

- Horizontes de cenizas volcánicas
- Capas de erupciones pumíticas
- Lahares
- Depósitos glaciales
- Depósitos fluvio-glaciales
- Depósitos fluviales
- Suelos

Eventualmente se encuentran rellenos no compactados, utilizados para nivelar terrenos cerca de las barrancas y tapar accesos y galerías de minas antiguas.

Todos estos materiales presentan condiciones irregulares de compactación y cementación, que determinan la estabilidad de las excavaciones en esta zona; por ello, exceptuando a los cortes en lahares compactos, en los demás depósitos pueden desarrollarse mecanismos de falla.

Tobas y lahares fracturados. Estos materiales pueden presentar fracturas en direcciones concurrentes que generen bloques potencialmente inestables; estos bloques pueden activarse bajo la acción de un sismo o por efecto de la alteración de las superficies de fracturamiento, al estar sometidos a un humedecimiento producto de la infiltración de escurrimientos no controlados. En algunos casos, las fallas locales en la superficie del corte podrían generar taludes invertidos de estabilidad precaria.

Un aspecto significativo de las tobas, es que algunas de ellas son muy resistentes al intemperismo y que incluso endurecen al exponerse al ambiente, mientras que otras son fácilmente degradables y erosionables.

Depósitos de arenas pumíticas y lahares de arenas azules. Estos suelos están en estado semicompacto y se mantienen en taludes verticales debido principalmente a la cohesión aparente generada por la tensión superficial asociada a su bajo contenido de agua; por tanto, el humedecimiento o secado de estos materiales puede provocar la falla de los cortes.

Lahares poco compactos y depósitos glaciales y fluvio-glaciales. Estos depósitos presentan una compactación y cementación muy errática, por lo que la erosión progresiva de origen eólico y fluvial tiende a generar depósitos de talud crecientes, que sólo detienen su avance cuando alcanzan el ángulo de reposo del suelo granular en estado suelto.

De la descripción anterior se concluye que los principales agentes de activación son el agua y el viento, por lo cual es necesario proteger estos materiales contra un intemperismo prolongado.

Basaltos. Son los pedregales generados por el Xitle, formados por coladas lávicas que presentan discontinuidades como fracturas y cavernas, eventualmente rellenas de escoria. La estabilidad de excavaciones en estos basaltos debe analizarse en función de los planos principales de fracturamiento y no de la resistencia intrínseca de la roca; en el caso de cavernas grandes debe estudiarse la estabilidad de los techos. En la exploración geotécnica de esta zona tiene más valor el reconocimiento geológico detallado y la exploración controlada con martillos neumáticos en mayor número de puntos, que la obtención de muestras con barriles de diamante y máquinas rotatorias.

Los accidentes que se observan en las coladas de basalto, son principalmente:

- Fracturas que pueden formar bloques independientes y desarrollar un mecanismo de falla.
- Burbujas grandes o pequeñas; las primeras son cavidades por sí solas, mientras que las segundas constituyen zonas porosas débiles.
- Vacíos entre coladas; generalmente son cavidades lenticulares, es decir, su desarrollo puede ocupar una zona amplia en planta, mientras que el espacio vacío vertical que dejan entre dos coladas puede ser apenas de unos centímetros. Este mismo fenómeno se ha observado entre la primera colada que se deposita y el terreno original.

Adicionalmente se han encontrado en los derrames del Xitle, cavidades en forma de túneles que se prolongan por varias centenas de metros, y que están alojadas a lo largo de cauces anteriores a la colada; cuando ésta ocurre la roca fundida fluye por el cauce, y al enfriarse paulatinamente su superficie y fronteras con el suelo, su parte central, aún fluida, escurre con mayor velocidad, generando una cavidad de este tipo.

Anomalías estratigráficas

La zona de lomas está catalogada como la mejor de las tres zonas en que se ha dividido el subsuelo de la Ciudad de México, en lo que ha ingeniería de cimentaciones se refiere, dada la ausencia de formaciones arcillosas lacustres de alta compresibilidad y de baja resistencia al corte y, hasta hace poco ajena a los efectos del hundimiento regional.

Sin embargo, este panorama dista mucho de la realidad en ciertas áreas de la zona de lomas, debido a la presencia de minas subterráneas que en forma de galerías y salones se desarrollan al azar como verdaderos laberintos, a veces dispuestas en varios niveles, que no obedecen a leyes naturales ni a un proceder lógico, sino tan sólo a la facilidad y modo de explorar los mayores volúmenes posibles de materiales granulares, principalmente pumíticos, para la construcción. Las áreas minadas son herencia del hombre que en el pasado y hasta hace pocos años excavó irracionalmente el subsuelo, cuando los límites de la Ciudad se encontraban retirados de ellas, sin siquiera pensar que algún día, no muy lejano, serían habitadas e incluso rebasadas.

La zona más afectada son los lomeríos del poniente de la Ciudad de México, precisamente en materiales de la zona que ahora se conoce como Formación Tarango. A la fecha y desde 1968 ya no se permite en el Distrito Federal la explotación a base de túneles.

La explotación desmedida de materiales para la construcción y edificación de su propia Ciudad, hecha por el hombre sin control ni previsión alguna –y hasta puede decirse que sin responsabilidad, se convirtió en un bumerán que a él mismo afectaría en el futuro. Esto es un ejemplo muy claro de la forma en que el hombre altera o contamina el medio ambiente en que vive y de las consecuentes repercusiones en la ingeniería geotécnica.

La ocupación de las áreas minadas, errática en todos sentidos, incluyendo fraccionamientos residenciales y asentamientos humanos irregulares, subestimó o pasó inadvertida por ignorancia o intencionalmente, la presencia de cavidades en el subsuelo, de forma tal que en el presente constituyen un grave peligro en potencia que tiende a acentuarse con el tiempo, dada la influencia por ejemplo, del intemperismo, de la acción del mismo hombre que erige sobre ellas y modifica al terreno, y de otros agentes. Las consecuencias se vienen manifestando por el gran número de fallas de techos de minas, causando daños materiales y pérdidas de vida.

El problema se agrava aún más debido a que en la actualidad parte de las áreas minadas se encuentran pobladas, y a que su estudio y solución requieren de acciones inmediatas que además de complejas son muy costosas. Se ha intentado poner remedio, unas veces con éxito y otras de modo deficiente.

En la figura 2.20 se muestra la zona de los lomeríos del poniente de la Ciudad de México, en donde existen probabilidades de encontrar cavidades subterráneas producto de antiguas explotaciones. Es bien conocido que las zonas minadas se extienden hacia los lomeríos de Estado de México, en donde se encuentran colonias tales como Tecamachalco, La Herradura, Bulevares, Lomas Verdes, con problemas similares a los de la Ciudad de México. La falta de información suficiente no permite por ahora establecer con certeza una zonificación del conjunto. Las zonas minadas alcanzan también el Estado de Hidalgo, y puede anotarse que en las cercanías de Tepeji del Río, así como en algunos sitios del Estado de México, aún se efectúan explotaciones subterráneas.

Lo expuesto es más que suficiente para advertir la importancia del problema y justificar su estudio.

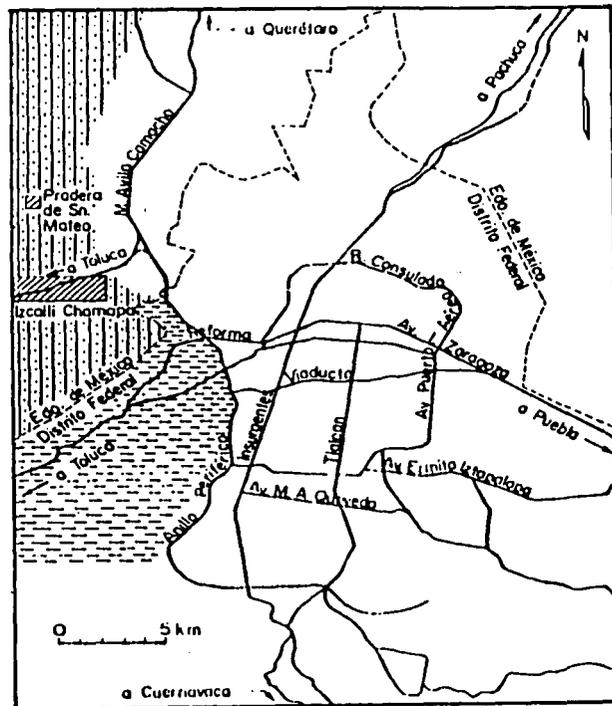


Fig. 2.20 Localización de las zonas minadas

Propiedades mecánicas

En los estudios realizados en la zona de lomas, se reportan intervalos de variación amplios en cuanto a las propiedades mecánicas (resistencia a la compresión simple, cohesión y ángulos de fricción interna); en cuyo caso no se justifica usar indiscriminadamente para fines de diseño, ni el promedio, ni los valores extremos sino que se debe analizar con cuidado cada una de las pruebas efectuadas a fin de poder determinar si los resultados obtenidos son realistas.

2.5 Procedimientos de identificación de suelos en campo

El problema de la identificación de suelos es de importancia fundamental en la ingeniería; identificar un suelo es, en rigor, encasillarlo dentro de un sistema previo de clasificación, es decir colocarlo en alguno de los grupos dentro del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), de acuerdo con sus características. Es importante identificarlo para conocer en forma cualitativa las propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo, atribuyéndole las del grupo en que se sitúe; naturalmente, la experiencia juega un papel importante en la utilidad que se pueda sacar de la identificación.

En el Sistema Unificado hay criterios para clasificación de suelos en el campo, es decir, en aquellos casos en que no se disponga de equipo de laboratorio para efectuar las pruebas necesarias para una identificación estricta. Estos criterios, simples y expeditos, se detallan a continuación.

• Identificación de campo de suelos gruesos

Los materiales constituidos por partículas gruesas se identifican en el campo sobre una base prácticamente visual. Extendiendo una muestra seca del suelo sobre una superficie plana puede juzgarse, en forma aproximada, de su graduación, tamaño de partículas, forma y composición mineralógica. Para distinguir las gravas de las arenas puede usarse el tamaño $\frac{1}{2}$ cm como equivalente a la malla No. 4 y para la estimación del contenido de finos considerar que las partículas de tamaño correspondiente a la malla No. 200 son aproximadamente las más pequeñas que pueden distinguirse a simple vista. En lo referente a la graduación del material, se requiere bastante experiencia para diferenciar, en examen visual, los suelos bien graduados de los mal graduados. Esta experiencia se obtiene de comparar graduaciones estimadas, con las obtenidas en el laboratorio.

Para examinar la fracción fina contenida en el suelo, deberán ejecutarse las pruebas de identificación de campo de suelos finos que se detallarán adelante, sobre la parte que pase la malla No. 40; si no se dispone de esta malla, el cribado puede sustituirse por una separación manual equivalente.

En ocasiones puede ser importante juzgar de la integridad de las partículas constituyentes de los suelos, en cuyo caso será preciso un examen especialmente cuidadoso. Las partículas procedentes de rocas ígneas sanas se identifican fácilmente; las partículas intemperizadas se reconocen por las decoloraciones y la relativa facilidad con que se desintegran.

• Identificación de campo de suelos finos

Como ya se menciona el Sistema Unificado incluye criterios para identificar a los suelos finos en campo, que resultan de mucha utilidad cuando se cuenta con algo de experiencia.

Las principales bases de criterio para identificar suelos finos en campo son la investigación de las características de dilatancia, de tenacidad y de resistencia en estado seco. El color y el olor del suelo pueden ayudar, especialmente en suelos orgánicos.

Dilatancia. Se realiza preparando una pastilla de material remoldeado de consistencia suave. Se coloca en la palma de la mano y se agita horizontalmente golpeando vigorosamente contra la otra mano varias veces. Una reacción positiva consiste en que en la superficie de la pastilla aparece agua, la superficie cambia adquiriendo una apariencia de hígado y aparece lustrosa. Cuando la pastilla de aprieta entre los dedos desaparecen de la superficie el agua y el lustre, el suelo se vuelve tieso y finalmente se agrieta o se desmorona. La rapidez con que aparece el agua en la superficie al agitar y desaparece al apretar sirve para identificar la clase de finos del suelo.

Las arenas muy finas dan una reacción más rápida y distintiva, mientras que las arcillas plásticas no tienen reacción. Los limos inorgánicos, tales como el típico polvo de roca, dan una reacción moderada.

Resistencia en estado seco. Se remoldea una pastilla de suelo hasta alcanzar la consistencia de masilla. Se seca la pastilla por medio de un horno, sol o aire y se prueba su resistencia al esfuerzo cortante rompiéndola y desmoronándola entre los dedos. Esta resistencia al esfuerzo cortante es una medida del carácter y cantidad de la fracción coloidal que contiene el suelo. La resistencia al esfuerzo cortante en estado seco aumenta al aumentar la plasticidad del suelo. Una alta resistencia en seco es característica de las arcillas del grupo CH. Un limo inorgánico típico posee solamente una pequeña resistencia. Las arenas finas limosas y los limos tienen aproximadamente la misma resistencia, pero pueden distinguirse por la sensación táctil si se pulveriza el espécimen. La arena fina se siente granular, mientras que el limo típico da la sensación suave de harina.

Tenacidad. Se remoldea una pastilla de aproximadamente 10 cm³ hasta alcanzar la consistencia de masilla. Si en estado natural el material está muy seco, debe agregarse agua, pero si está pegajoso debe extenderse el espécimen formando una capa delgada que permita la pérdida de humedad por evaporación. Cuando el espécimen adquiere la consistencia deseada, se rola a mano sobre una superficie suave o entre la palma de las manos hasta hacer un rollito de 3 mm de diámetro aproximadamente, se amasa y se vuelve a rolar varias veces. Durante estas operaciones el contenido de humedad se reduce gradualmente y el espécimen llega a ponerse tieso, pierde finalmente su plasticidad y se desmorona cuando alcanza el límite plástico. Después de que el rollo está desmoronado, los pedazos deben juntarse y amasarse ligeramente entre los dedos formando una bolita hasta que la masa se desmorone nuevamente.

La preponderancia de la fracción arcillosa de un suelo se identifica por la mayor o menor tenacidad del rollito al acercarse al límite plástico y por la rigidez de la bolita al romperse finalmente entre los dedos. La debilidad del rollito en el límite plástico y la pérdida rápida de la cohesión de la bolita al rebasar este límite, indican la presencia de arcilla inorgánica de baja plasticidad o de materiales tales como arcilla del tipo caolín y arcillas orgánicas que caen bajo la línea A. Las arcillas altamente orgánicas dan una sensación de debilidad y se sienten esponjosas al tacto en el límite plástico.

Color. En exploraciones de campo el color del suelo suele ser un dato útil para diferenciar los diferentes estratos y para identificar tipos de suelo, cuando se posea experiencia local. En general, existen también algunos criterios relativos al color; por ejemplo, el color negro y otros tonos oscuros suele ser indicativos de la presencia de materia orgánica coloidal. Los colores claros y brillantes son propios, más bien, de suelos inorgánicos.

Olor. Los suelos orgánicos (OH y OL) tienen por lo general un olor distintivo, que puede usarse para identificación; el olor es particularmente intenso si el suelo está húmedo, y disminuye con la exposición al aire, aumentando, por el contrario, con el calentamiento de la muestra húmeda.

3 INTERPRETACION GEOTECNICA DE LOS METODOS DE EXPLORACION Y MUESTREO

3.1 Introducción

En el capítulo anterior se mencionaron las características estratigráficas y mecánicas que se presentan en el subsuelo del Valle de México, esta información se obtuvo del análisis de las exploraciones geotécnicas efectuadas en su mayoría con el objeto de diseñar una cimentación.

El procedimiento más común para realizar la investigación geotécnica es realizar sondeos en el lugar donde se ubicará la obra y obtener muestras del subsuelo para su análisis en el laboratorio. Ahora, en este capítulo se describirán los métodos de exploración geotécnica más usados en el Valle de México, así como la interpretación geotécnica de los resultados de la exploración de campo y de las pruebas de laboratorio para definir las propiedades físicas y mecánicas que intervienen en el diseño de una cimentación.

Además, se describirán brevemente dos métodos geofísicos (resistividad eléctrica y sísmico), que son los métodos geofísicos más aplicables en geotecnia, se basan en la medición de la variación de la velocidad de propagación de ondas sísmicas o de la resistividad eléctrica de los suelos, y mediante su interpretación y correlaciones se deducen las posibles características estratigráficas, posición del nivel freático y posibles tipos y propiedades de suelos o rocas.

Los métodos de exploración existentes no son algo definitivo y rígido, sino que están sujetos a desarrollo y perfeccionamiento.

3.2 Muestras alteradas e inalteradas

El tipo de muestras que deben obtenerse de un sondeo de exploración dependen del objetivo para el que se hace dicha exploración, porque para la correcta identificación y clasificación de un suelo o roca son necesarias muestras representativas.

La obtención de muestras es una operación delicada e importante, delicada; porque no es fácil cortar y subir una porción de terreno situado a gran profundidad, en las mejores condiciones, importante porque con ellas se determina en el laboratorio sus propiedades índice y mecánicas. Para ello, será necesario que la muestra represente al suelo tal como se encuentra en estado natural, inmerso en el terreno; sin embargo, esto es complicado, ya que la misma extracción altera, a menudo de una forma importante, las características de la muestra. Por esto los procedimientos de obtención de muestras varían mucho.

- **MUESTRAS ALTERADAS**

En las muestras alteradas, el suelo extraído se disgrega y no representa su estructura real, lo que a veces no importa, según sean las características a determinar. De las muestras alteradas podrán determinarse las propiedades índice (contenido de humedad, límites de consistencia y granulometría).

- **MUESTRAS INALTERADAS**

La obtención de muestras inalteradas será siempre un reto al ingenio de los especialistas, ya que, las características peculiares de cada suelo exigen que se desarrollen muestreadores y habilidad en su operación. La finalidad es extraer una muestra del subsuelo lo menos alterada posible, de forma que se puedan efectuar los ensayos de laboratorio sobre un terreno que se aproxime lo máximo posible al natural y que presente la misma estructura y características mecánicas. Los ensayos de resistencia al esfuerzo cortante y consolidación, son generalmente las pruebas más realizadas porque son fundamentales para el proyecto y análisis de las cimentaciones además de las pruebas índice.

- **MUESTREO DE SUELOS BLANDOS Y DUROS**

Sondeo alterado. El penetrómetro estándar hasta ahora ha sido la herramienta más usual para recuperar muestras alteradas, aún de los suelos blandos, aunque también se recuperaron muestras de las paredes de los pozos a cielo abierto.

Sondeo inalterado. Las herramientas de muestreo que más se utilizan son el tubo de pared delgada (suelos blandos), el dentado, el muestreador tipo Denison (ambos en suelos duros) y manualmente se pueden labrar muestras cúbicas de los pozos a cielo abierto.

- **CONSERVACIÓN DE MUESTRAS Y PREPARACIÓN DE ESPECIMENES**

La protección, transporte y almacenamiento de muestras y la subsecuente preparación de especímenes, son aspectos a los que usualmente no se les presta la atención y cuidados que deben; sin embargo, cada uno es tan importante como el muestreo mismo. Por ello aquí se señalarán los puntos más significativos que deben cuidarse.

Identificación de muestras. Las muestras deberán ir plenamente identificadas, señalando cuidadosamente: el lugar donde se realizó el sondeo, el número de sondeo y muestra, la profundidad de la muestra, la parte superior e inferior de la muestra, orientación de la toma, y la fecha en que se obtuvo.

Protección de muestras. Para conservar las características estructurales y mecánicas de las muestras recuperadas se debe evitar que éstas sufran: secado, golpes, vibraciones o cambios de temperatura. La acción más importante para lograr estos cuidados es concientizar y capacitar a los trabajadores y técnicos en la importancia de los siguientes aspectos que pueden causar problemas de alteración en las muestras.

Secado. Las muestras contenidas en el interior de los tubos, pierden humedad natural porque los sellos que se colocan en sus extremos tienen cierta permeabilidad al vapor de agua, este efecto es todavía más importante si en el campo se dejan las muestras expuestas al efecto de los rayos del sol.

Golpes y vibraciones. Estas acciones usualmente ocurren durante el transporte y manejo de las muestras; se pueden evitar utilizando recipientes acojinados y, como se dijo antes, entrenando al personal que se encarga de ello. En el caso de las muestras contenidas en tubos convencionales de lámina de acero, se les somete también a las vibraciones que se presentan durante el corte de los tubos.

Almacenamiento de muestras. Se deben almacenar en locales con humedad ambiental que elimine el problema de secado antes descrito; conviene aquí subrayar que las muestras contenidas dentro de tubos de acero sufren una corrosión excesiva que las altera totalmente.

Preparación de especímenes. El labrado de probetas para las pruebas de deformación y resistencia se debe hacer en un ambiente húmedo que reduzca el problema de secado, por ello, tradicionalmente, se hacía en el interior del cuarto húmedo; sin embargo, las limitaciones en las instalaciones de los laboratorios, han conducido a olvidar esta buena práctica y ocasionar otra etapa de secado.

La influencia de los errores y problemas en el muestreo, transporte, conservación y preparación de especímenes, paradójicamente pasan inadvertidos en los resultados que se obtienen en el laboratorio y por ello no se genera la actitud de desarrollar acciones preventivas que eliminan estos factores de alteración en muestras inalteradas.

3.3 Métodos geofísicos

Una forma de realizar la investigación del subsuelo, es la aplicación de la prospección geofísica, en la que usualmente se toman medidas físicas en la superficie del terreno mediante instrumentos especiales, para obtener información del subsuelo. Es una mezcla de Física y Geología, puesto que las medidas físicas se interpretan de acuerdo con las condiciones geológicas del subsuelo,

Debe tenerse en cuenta que los resultados de las investigaciones geofísicas son interpretaciones de medidas físicas y éstas no son en sí mismas hechos geológicos relacionados con el subsuelo del lugar en que se han tomado. Tal determinación no puede tener el grado de exactitud proporcionado por un sondeo convencional

Los métodos geofísicos se han aplicado sobre todo a cuestiones de Geología y Minería y en mucha menor escala a Mecánica de Suelos. Los métodos son rápidos y expeditos, permitiendo tratar grandes áreas, pero nunca proporcionan suficiente información para fundar criterios definitivos de proyecto, en lo que a Mecánica de Suelos se refiere. En el caso de estudios para fines de cimentación no se puede considerar que los métodos geofísicos sean adecuados, pues no rinden una información de detalle comparable con la que puede adquirirse de un buen programa de exploración convencional.

Estos métodos se utilizan para obtener información preliminar del subsuelo, para complementar la información geológica, deducir las posibles características estratigráficas, posición del nivel freático y posibles tipos y propiedades de suelos o rocas.

Para que los métodos geofísicos puedan responder en forma útil desde el punto de vista geotécnico debe haber contraste entre las propiedades físicas de las diferentes capas del subsuelo. Estos contrastes deben afectar las medidas físicas que se hacen. Por lo tanto, cuanto mayores sean los contrastes, las medidas responderán de una forma más clara, y más precisos serán los resultados.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

3.3.1. Resistividad eléctrica

El método de resistividad eléctrica se basa en medir desde la superficie del terreno los cambios de resistividad de los diferentes estratos o unidades geológicas del subsuelo.

Procedimiento. Se colocan cuatro electrodos (barras de metal terminadas en punta) en línea recta y a distancias iguales (Fig.3.1a). Los dos electrodos exteriores llamados de corriente se conectan en serie a una fuente de poder (baterías recargables) y a un amperímetro, entre los dos electrodos interiores, que se llaman electrodos de potencial, se conecta el voltímetro, para medir el voltaje.

Para determinar la resistividad del terreno, se mide en el amperímetro la corriente I que fluye de la batería y se corre por el terreno entre los electrodos de corriente. Al mismo tiempo se mide con el voltímetro la diferencia de potencial V entre los electrodos de potencial. La separación entre los electrodos, se denomina a . De los valores obtenidos de I , V y a , se puede hallar el valor de la resistividad de la roca o suelo entre los electrodos de corriente, con la siguiente ecuación:

$$\rho = 2 \pi a (V / I)$$

El término $2\pi a$ corresponde al volumen del terreno que se está midiendo, mientras que (V/I) es la resistencia en ohms. La unidad de resistividad se puede medir en ohms-metro.

El método de resistividad se puede utilizar para medir:

- 1) la resistividad para distintas profundidades en un punto dado
- 2) la resistividad en distintos puntos a lo largo de un perfil, para una profundidad dada.

En el método 1, la distancia a entre los electrodos se va aumentando progresivamente para determinar los cambios de resistividad con la profundidad. Al aumentar la distancia a entre los electrodos, la corriente penetra a una mayor profundidad, en función de a . Tomando como base las resistividades medidas en el campo, se dibujan las curvas de resistividad, tomando la resistividad en ohms-m como abscisa y la separación de los electrodos, a , como ordenada sobre el eje vertical o el eje de las profundidades (Fig. 3.1b).

En el método 2, los cuatro electrodos se mantienen a distancia constante moviéndolos, en conjunto, a lo largo de una línea recta y realizándose las medidas de resistividad en diferentes estaciones. En contraste con los cambios verticales de resistividad obtenidos con el método 1, en éste se indican los cambios laterales. Las medidas de campo se indican gráficamente como perfiles de resistividad.

Las estaciones se sitúan sobre el eje horizontal, y la resistividad, en ohms-metro, se toman sobre el eje vertical (Fig. 3.1c).

En las curvas de resistividad trazadas, se delimitan las fronteras entre los estratos con los valores de las resistividades medidas en campo (Fig. 3.1b). La clasificación tentativa de los materiales se hace por comparación de la resistividad eléctrica con valores típicos, como los de la tabla 3.1.

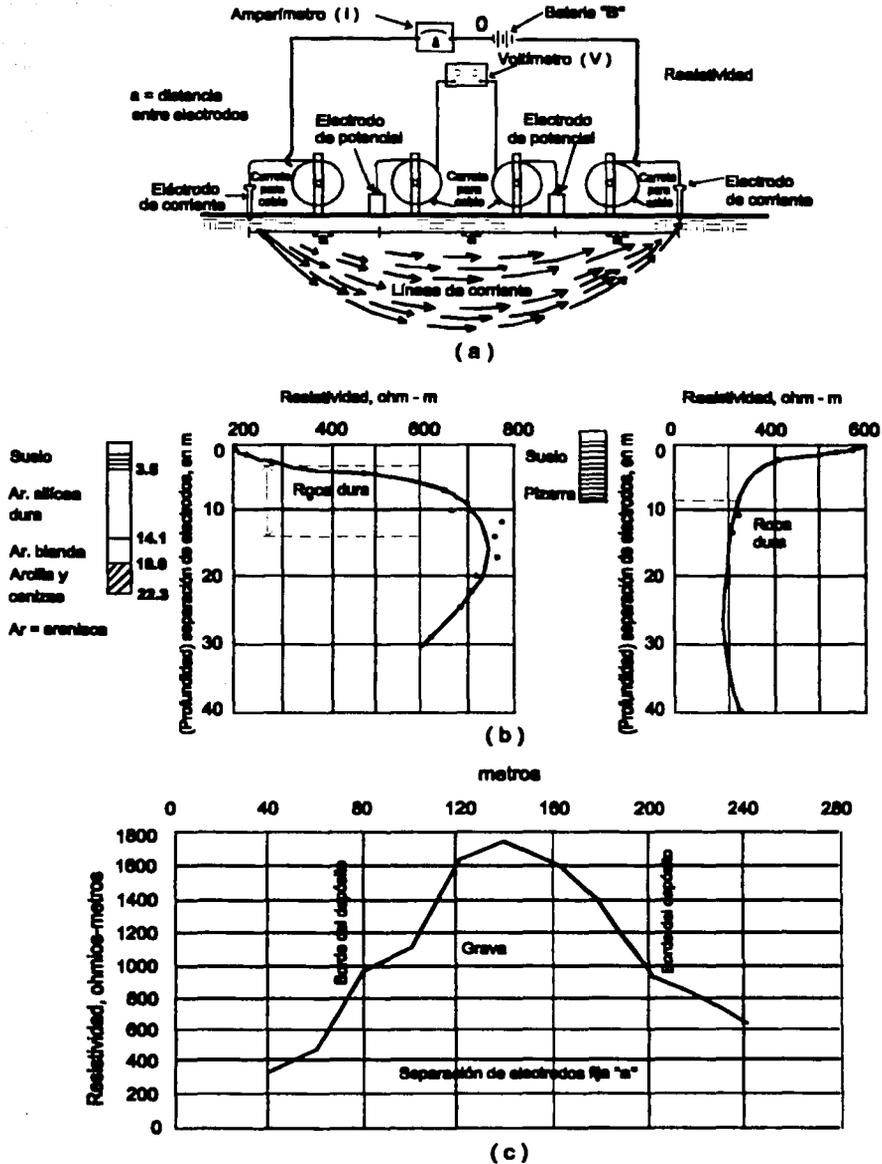


Fig. 3.1 Método eléctrico de resistividades

La precisión de este método para predecir la estratigrafía de un sitio es generalmente menor que la del método sísmico (refracción sísmica) y por ello se utiliza menos en el Valle de México; sin embargo, es más confiable para determinar la posición del nivel freático y detectar estratos blandos. En la búsqueda de cavernas con esta técnica se incurre en errores, porque las anomalías que producen zonas con diferentes contenido de agua pueden fácilmente interpretarse como cavernas. Otra desventaja para utilizarlo en la Ciudad de México, es que estos estudios se realizan en áreas urbanas donde existen líneas de alta tensión o ductos enterrados a poca profundidad (obras de drenaje, agua potable, etc.) y la calidad de la información es fuertemente alterada por todas estas instalaciones.

Tabla 3.1 Resistividad eléctrica de distintos tipos de suelos y rocas

<i>MATERIAL</i>	<i>RESISTIVIDAD (ohms-m)</i>
Suelos finos	1 a 10×10^4
Arenas	2.2 a 4×10^2
Depósito glacial	5×10^2
Rocas sedimentarias o no consolidadas	10 a 10×10^6
Rocas ígneas o metamórficas	1000 a 10×10^8

3.3.2 Sísmico

La propiedad física fundamental en la que se basa la prospección geofísica por métodos sísmicos, es la variación de la velocidad de transmisión de las ondas en diferentes formaciones geológicas. Prácticamente las leyes de propagación sísmica siguen las mismas de la propagación óptica.

Cuando se provoca artificialmente una oscilación en un punto del suelo, el movimiento inicial se transmite al medio circundante en forma de vibraciones llamadas sísmicas.

El problema propuesto en la figura 3.2, puede formularse así: Determinar el espesor d de un estrato en la cual las ondas sísmicas viajan a una velocidad V_1 . En este estrato V_1 , las ondas viajan a una velocidad considerablemente menor que el estrato inmediato inferior, en la que tienen una velocidad V_2 . El estrato superior, de pequeña velocidad, puede ser recubrimiento de suelo o roca intemperizada. La solución del problema es básicamente medir V_1 y V_2 , una vez obtenidas las velocidades, se puede determinar fácilmente el espesor d por la fórmula siguiente (Fig. 3.2a).

$$d = (x/2) [(v_2 - v_1)/(v_2 + v_1)]^{1/2}$$

Procedimiento: Se colocan en una línea en el terreno cierto número de receptores llamados geófonos, separados entre sí una longitud medida. En el punto de explosión se vuela una carga de un explosivo o con un martillo equipado se golpea el terreno. Las ondas sísmicas enviadas por la explosión al terreno llegan a los geófonos, que las recogen, amplifican y transmiten al aparato registrador u oscilógrafo (Fig. 3.2b).

De esta forma, se obtiene el registro sísmico o sismógrafo, que consiste en varias líneas o trazos (Fig. 3.2c), una por cada geófono. El momento de la explosión se registra mediante una marca especial en uno de los trazos, y el instante de la llegada de la primera onda a cada geófono se puede determinar en cada sismograma. Algunas ondas (ondas directas) viajan próximas a la superficie del terreno a una velocidad V_1 ; otras cruzan el estrato superior oblicuamente y son refractadas, después de lo cual siguen el techo del estrato inferior a una velocidad V_2 . El camino más rápido para llegar estas últimas ondas a los geófonos consiste en cruzar el estrato superior tanto hacia abajo como hacia arriba bajo cierto ángulo (ángulos críticos de incidencia rasantes), como se indica en la figura 3.2b.

Para obtener la curva de recorrido-tiempo (Fig. 3.2a), se representan horizontalmente las distancias entre los geófonos, como abscisas; sobre ellas se toman verticalmente, como ordenadas, los tiempos comprendidos entre la explosión y la llegada de la primera de las ondas que "rompa" el trazo correspondiente. Uniendo los puntos así obtenidos se tendrán dos líneas rectas que se cortan (Fig. 3.2a). A todos los geófonos situados a la izquierda del punto de intersección llega antes la onda directa que la refractada, mientras que los demás reciben primero la onda refractada. Al punto de intersección llegan ambas simultáneamente.

La distancia x de este punto de intersección puede calcularse fácilmente por la escala del dibujo. La distancia desde el punto de explosión a cualquiera de los geófonos que recibe primero la onda directa se divide por el tiempo que la onda directa tarda en alcanzar dicho geófono, para obtener la V_1 . La distancia entre dos cualesquiera de los geófonos a los que haya llegado antes la onda refractada se divide por el tiempo que tarda entre dichos dos geófonos para obtener la V_2 .

Los geófonos se colocan, en general, a distancias iguales entre sí; la distancia total cubierta por los geófonos debe ser de 3 a 12 veces la profundidad de exploración deseada. De las medidas de la velocidad de las ondas sísmicas, tal como se acaban de describir, es posible determinar la profundidad en varios puntos de una zona dada de ciertos tipos de horizontes geológicos, tales como la roca firme.

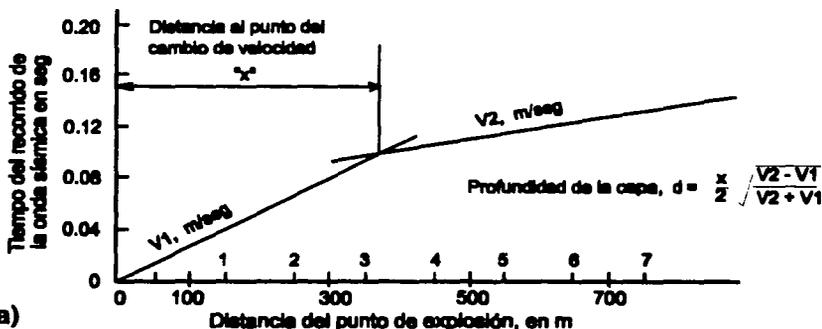
En este método se mide el tiempo que invierte una onda en recorrer el trayecto entre el punto de origen de las oscilaciones y el receptor, después de reflejarse sobre una superficie de contacto entre dos terrenos de naturaleza distinta.

Es necesario también efectuar para cada línea de registro dos pruebas, una generando la onda en un extremo de la línea y la otra generando la onda en el contrario.

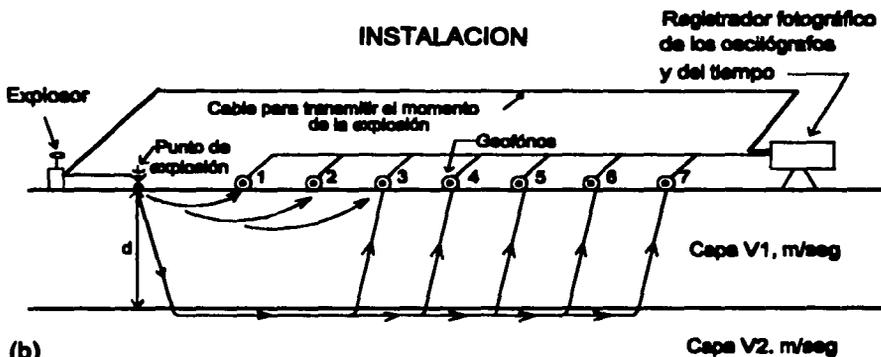
La identificación de los suelos y rocas se hace comparando las velocidades de propagación de ondas longitudinales con las correspondientes a casos conocidos. En la tabla 3.2 se muestra una recopilación de valores.

Tiempo tomado del registro sísmico

CURVA RECORRIDO - TIEMPO

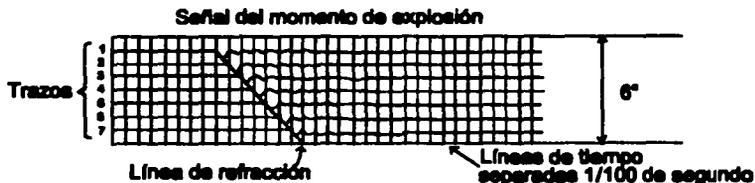


(a)



(b)

REGISTRO SISMICO (Sismograma)



(c)

La llegada de la onda a los geófonos queda señalada por el brusco descenso en la línea de "trazo". El tiempo que tarda en llegar la onda puede medirse hasta la milésima de segundo

Fig. 3.2 Método sísmico por refracción

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

La principal aplicación de este método puede ser la determinación de la profundidad de la roca bajo un depósito aluvial de difícil exploración directa, también suele usarse para investigar cavidades, pero ha demostrado ser poco confiable; las áreas minadas presentan condiciones que afectan los resultados de los diversos métodos y los hacen de difícil interpretación; su uso es de poca aplicación y por tanto, no es recomendable. La interpretación de la prueba debe necesariamente correlacionarse con la información de los sondeos convencionales, porque también tiene la limitación de no detectar la presencia de estratos blandos que subyacen a otros duros, debido a las condiciones de refracción que se desarrollan.

Tabla 3.2 Intervalo aproximado de la velocidad de onda longitudinales para diferentes tipos de suelos y rocas

MATERIAL	VELOCIDAD (m/seg)
Suelo orgánico	170 a 500
Arcilla	1000 a 2800
Arcilla limosa	975 a 1100
Arcilla arenosa	1160 a 1280
Limo	760
Arena seca	300
Arena húmeda	610 a 1830
Aluvión	550 a 1000
Aluvión (terciario)	800 a 1500
Aluvión profundo	1000 a 2360
Depósito glaciario	490 a 1700
Basalto	2000 a 4000
Agua (dependiendo de la temperatura y contenido de sales)	1430 a 1680

3.4 Pozo a cielo abierto

Este método de exploración y muestreo es particularmente recomendable en suelos secos y duros como los de la costra superficial de la zona de lago, los depósitos de lomas y de algunas transiciones. Generalmente los pozos a cielo abierto son complemento de los trabajos de exploración a base de sondeos.

Los factores que deben tomarse en cuenta para la selección del pozo a cielo abierto como técnica de muestreo son: a) la profundidad máxima que pueda alcanzarse, b) el tiempo y costo de ejecución y c) la profundidad del nivel freático.

Este método consiste en excavar un pozo de dimensiones suficientes para que un ingeniero pueda bajar (eventualmente con escalones) y examinar los diferentes estratos del suelo en su estado natural en las paredes excavadas (Fig. 3.3); el suelo está poco alterado por los movimientos de tierra, pero las zonas alteradas pueden eliminarse fácilmente. La toma de muestras inalteradas se realiza fácilmente. Además, se puede dar cuenta de las condiciones precisas referentes al agua contenida en el suelo. El examen directo del ingeniero es muy valioso por la información que se obtiene.

El pozo a cielo abierto es una forma de sondeo excelente cuando se puede realizar, ya que este tipo de excavaciones no puede llevarse a grandes profundidades, por la dificultad de controlar el flujo de agua bajo el nivel freático, además también depende del tipo de suelo de los diferentes estratos atravesados. La excavación se encarece mucho cuando son necesarios los ademes o haya un gran volumen de movimiento de tierra.

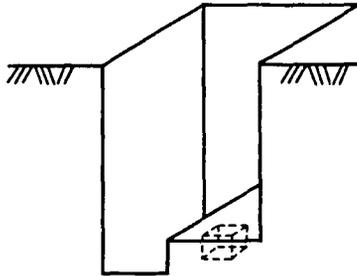


Fig. 3.3 Corte esquemático de un pozo a cielo abierto

• Excavación de pozos

Para realizar la excavación del pozo, se puede utilizar herramienta manual o maquinaria (retroexcavadoras).

Excavación manual. Se requieren picos, palas, cable de manila, botes, un malacate mecánico, escaleras y herramientas para carpintería. Además, si el nivel freático está cercano a la superficie, y se requiere realizar la excavación a una profundidad mayor que la del nivel freático puede requerirse una bomba, también es factible que se necesiten martillos eléctricos o neumáticos para atravesar suelos duros. El pozo se excava generalmente con sección cuadrada y en caso de ser necesario por la presencia de rellenos se ademan las paredes.

Excavación con máquina. Se puede utilizar una retroexcavadora. La selección de la máquina quedará condicionada por la profundidad que se requiera alcanzar y el tiempo de ejecución.

A continuación se presentan tres casos donde se demuestra la importancia y utilidad para realizar pozos a cielos abiertos:

1. **Determinar el nivel de desplante de una cimentación superficial.** En el diseño de una cimentación para un conjunto Habitacional constituido por 10 edificios de tres niveles cada uno, ubicado en la zona Lago Centro I (Delegación Tlahuac); los trabajos de exploración del subsuelo consistieron en un sondeo de cono eléctrico a 34.0 m de profundidad y 4 pozos a cielo abierto.

La estratigrafía del subsuelo se obtuvo de la interpretación del sondeo de cono eléctrico y los parámetros de resistencia de correlaciones empíricas con el cono eléctrico (que se mencionaran más adelante). Del análisis geotécnico se determinó que la cimentación más conveniente era con una losa de concreto reforzada desplantada a 0.50 m de profundidad (Fig. 3.4).

En este proyecto el análisis de los materiales encontrados en las paredes de los pozos, fue fundamental para definir la profundidad de desplante de la estructura en el terreno natural. En la figura 3.5 se marcan los niveles del terreno natural en cada pozo y se tomo como nivel medio para cubrir posibles erráticas 0.5 m de profundidad.

2. **Investigar el tipo de cimentación de edificaciones colindantes.** En el siguiente caso, el proyecto de construcción es un edificio para departamentos, conformado por medio sótano y doce niveles, ubicado dentro de la Zona de Lago Centro I. El predio colinda en tres lados con casas habitación de dos y tres niveles.

Evidentemente por la magnitud de la obra y por la ubicación del predio, el edificio requeriría una cimentación profunda (Fig. 3.6); por lo cual se realizó un sondeo mixto y un sondeo de muestreo selectivo a 35 y 23 m de profundidad respectivamente. Sin embargo fue necesario excavar pozos a cielo abierto para conocer los materiales superficiales sobre los que se desplantaría el cajón y además para determinar el tipo y profundidad de desplante de las cimentaciones de las casas colindantes a fin de evitarles daños estructurales durante la construcción de la cimentación. (Fig 3.7 y Fotos 3.1 y 3.2).

3. **Para el diseño de pavimentos.** Cuando se requiere diseñar la sección de pavimentos para estacionamientos y vialidades, es necesario precisar la resistencia del suelo de sustentación; en este caso se excavan pozos a cielo abierto para determinar la presencia de rellenos y para obtener muestras cúbicas inalteradas de los materiales sobre los cuales se desplantará la estructura térrea que formara parte del cuerpo del pavimento.

3.4.1 Tipo de muestreo

En estos pozos se pueden tomar muestras alteradas o inalteradas de los diferentes estratos que se hayan encontrado. Las muestras alteradas son simplemente porciones de suelos que se protegerán contra pérdidas de humedad introduciéndoles en frascos o bolsas con sus respectivas identificaciones.

El labrado de las muestras inalteradas, se realiza con herramientas manuales. Para el labrado y protección de las muestras inalteradas se requieren espátulas, cincel, martillo, brochas, parrilla, manta de cielo, parafina y brea. Las muestras podrán ser extraídas de las paredes o del piso de la excavación; se limpia el área de donde se va a extraer, a continuación se marca la sección deseada y se labran los lados del cubo de suelo (de aproximadamente 25x25 cm). Posteriormente, la muestra se envuelve con manta de cielo, que se impregna con una mezcla caliente de parafina y brea

mediante una brocha. Finalmente, en la parte superior de la muestra se coloca una etiqueta de identificación.

Registro de campo. Conforme se avanza en la excavación del pozo se lleva un registro, donde se anota la descripción y clasificación de los estratos, indicando gráficamente la profundidad de las muestras; la posición del nivel freático en caso de encontrarse superficialmente; en el registro se incluirán comentarios relativos al procedimiento de excavación y del ademe en caso de haberse utilizado. Asimismo, conviene registrar los valores de resistencia al corte determinados en las paredes y fondo del pozo con el penetrómetro portátil.

3.4.2 Pruebas de laboratorio

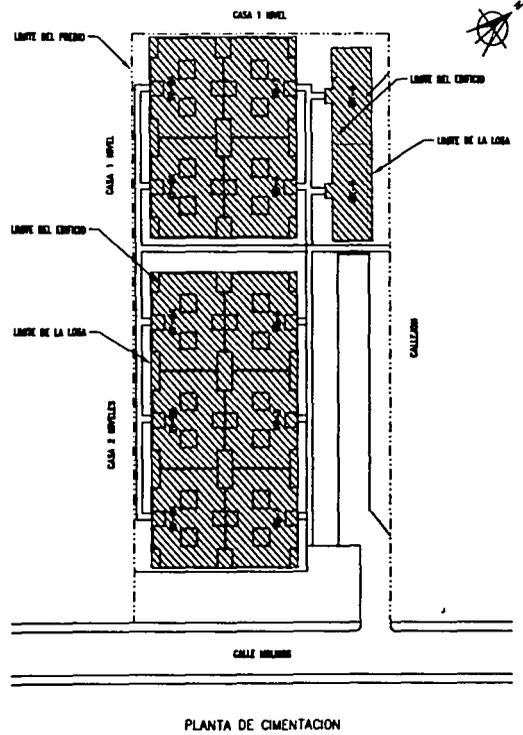
La ejecución de las pruebas de laboratorio a las muestras obtenidas, se menciona a continuación:

Para la programación de pruebas de laboratorio se deben de tomar en cuenta varios factores, tales como:

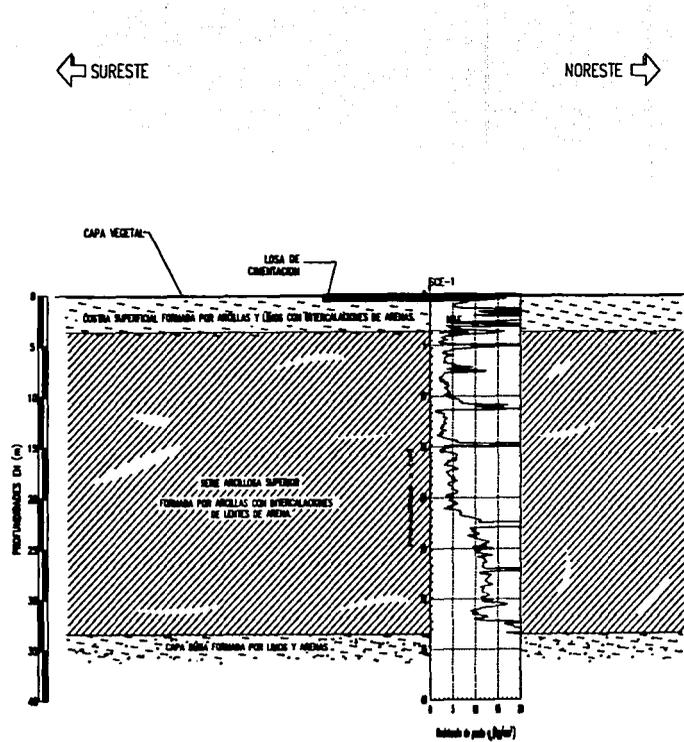
- Características del proyecto, se refiere al proyecto arquitectónico del cual dependerá el procedimiento constructivo de la cimentación.
- Solicitaciones de carga, están ligadas al proyecto arquitectónico y son importantes para determinar las condiciones del suelo durante la construcción y vida útil de la obra.
- Tipos de muestra, se refiere a las muestras obtenidas que pueden ser alteradas o inalteradas. A las muestras alteradas únicamente se les realizan ensayos para determinar sus propiedades índice; a las inalteradas se les realizan ensayos para determinar sus propiedades mecánicas de resistencia y deformación que servirán para el diseño de la cimentación.

Ensayes para obtener propiedades índice. Mediante estas pruebas se determina su contenido natural de agua, límites de consistencia, granulometría y clasificación mediante el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

Ensayes para determinar propiedades mecánicas. Son las pruebas de laboratorio con las cuales se determina la resistencia al esfuerzo cortante y de deformabilidad (cohesión, ángulo de fricción interna y módulo de compresibilidad) del suelo de sustentación. Generalmente se realizan las siguientes pruebas: compresión triaxial, corte directo o compresión simple; para obtener los parámetros de deformación se realizan ensayos de consolidación unidimensional. Para el diseño de pavimentos también se realizan ensayos del valor relativo de soporte (VRS) para determinar los espesores de las estructuras de tierra que formaran parte del pavimento.



NOTA:
— DIBUJO ESQUEMATICO



CORTE A - A'

NOTAS:
— SCE, SONDEO DE CONO ELECTRICO

Fig. 3.4 Planta de cimentación y corte estratigráfico
(Conjunto Habitacional en Tlahuac)

POZOS A CIELO ABIERTO

POZOS A CIELO ABIERTO

PROYECTO Conjunto habitacional
 LOCALIZACIÓN Zona de Lago Cerro I (Delegación Tlalhuac) POZOS A CIELO ABIERTO No. 1 y 2

PROYECTO Conjunto habitacional
 LOCALIZACIÓN Zona de Lago Cerro I (Delegación Tlalhuac) POZOS A CIELO ABIERTO No. 3 y 4

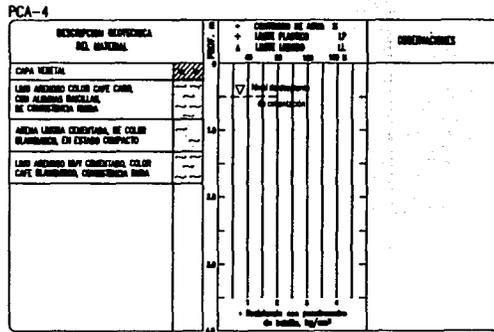
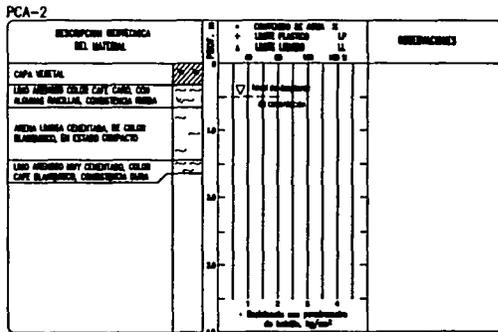
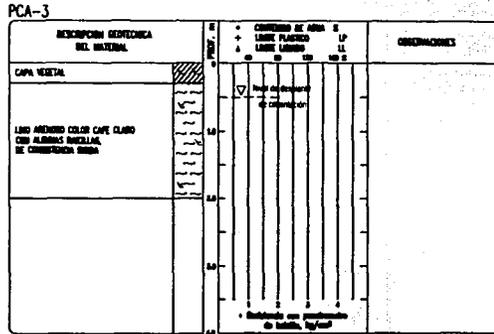
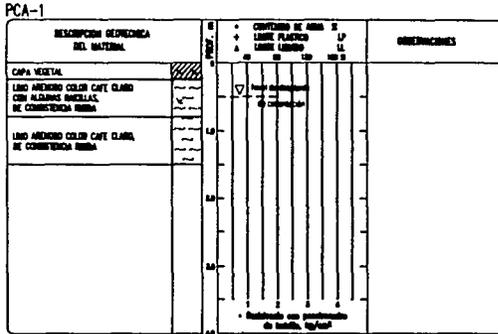


Fig. 3.5 Pozos a cielo abierto, donde se señala el nivel de terreno natural adecuado para desplante de la losa

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Interpretación geotécnica de los métodos de exploración y muestreo

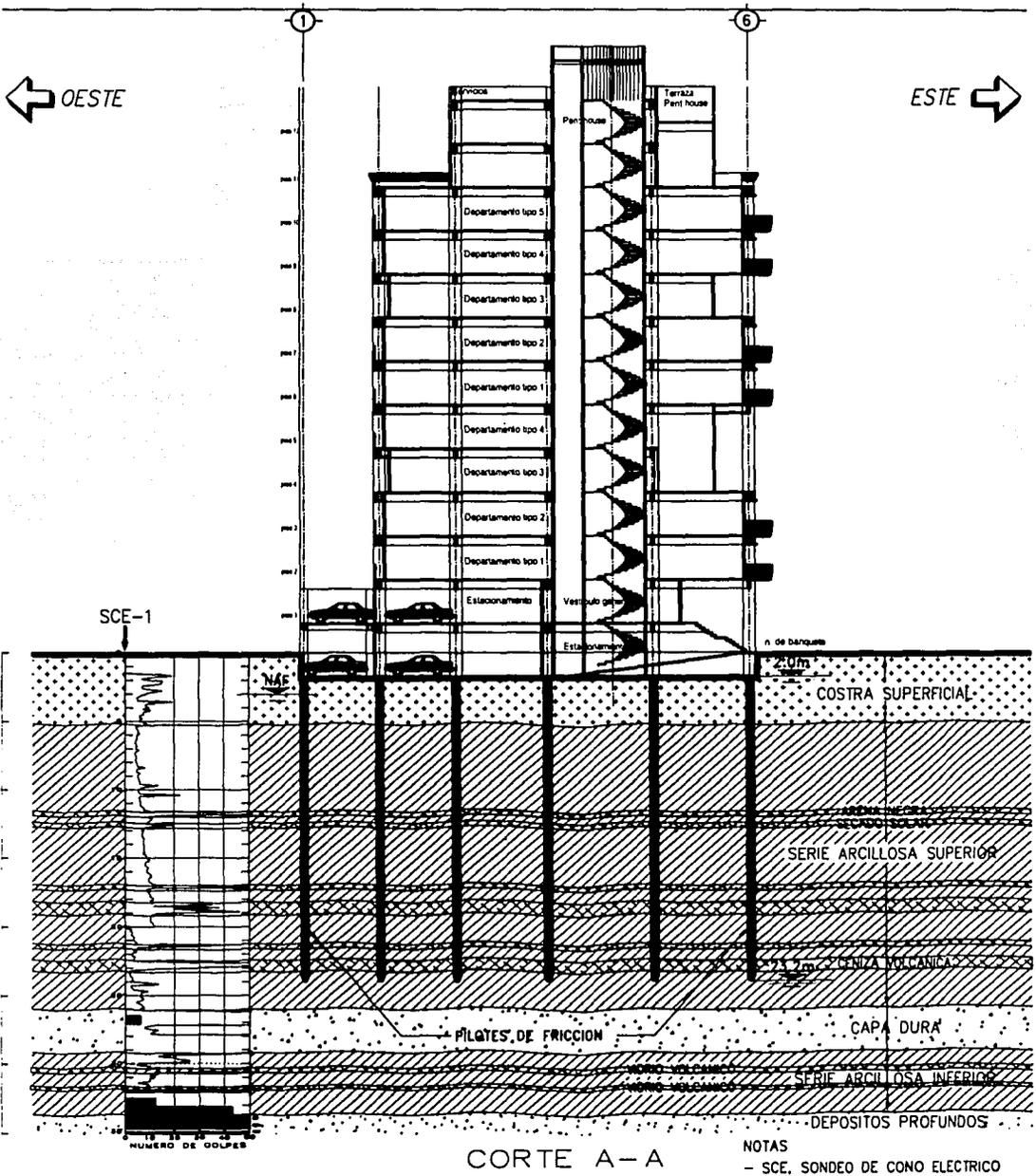


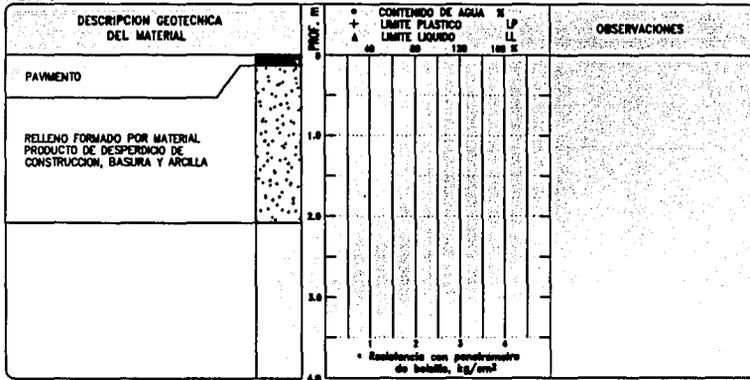
Fig. 3.6 Corte estratigráfico en zona de Lago Centro I

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

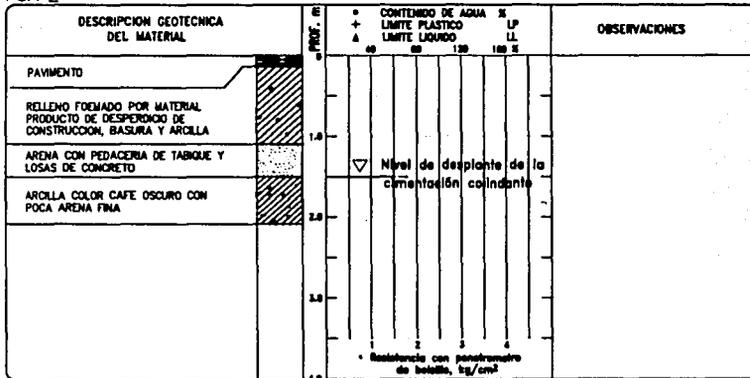
POZOS A CIELO ABIERTO

PROYECTO	Edificio de 10 niveles
LOCALIZACION	Zona de Lago Centro I
	POZOS A CIELO ABIERTO Nos 1 y 2

PCA-1



PCA-2



- RELLENO
- LIMO
- GRAVA (G)
- ARENA (S)
- ARCILLA
- RAICES
- ϕ = ANGULO DE FRICCION INTERNA
- γ = PESO VOLUMETRICO
- c = COHESION
- E = MÓDULO DE YOUNG
- uc = MUESTRA CUBICA
- MAF = NIVEL DE AGUAS FREATICAS

Fig. 3.7 Pozos a cielo abierto, en el PCA-2 se indica el nivel de desplante de la cimentación de una casa que colinda con el predio en estudio

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

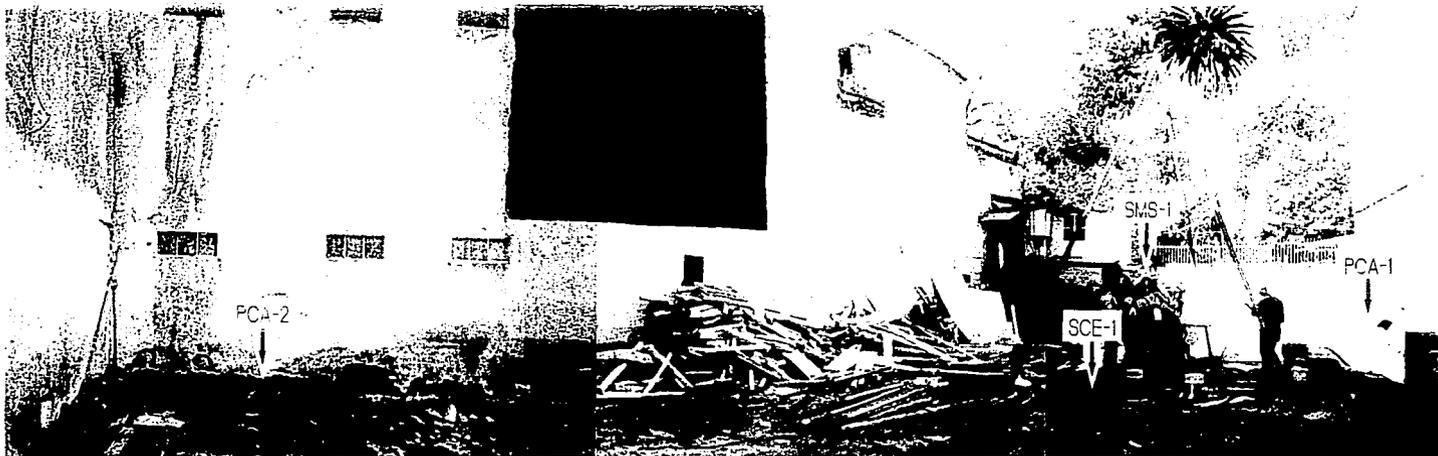


Foto 3.1. Panorámica del predio y ubicación de los trabajos de campo

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN



Foto 3.2. PCA-2. En esta fotografía se observa la cimentación de la colindancia sur desplantada a 1.50 m de profundidad, sobre el terreno natural. Notese los rellenos formados por material desperdicio de construcción y basura.

3.5 Sondeo de penetración estándar

La prueba de penetración estándar (SPT Standar Penetration Test) fue desarrollada en los Estados Unidos, tiene la ventaja de servir como herramienta de exploración y simultáneamente de muestreo alterado. Permite estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, mediante el número de golpes necesario para hincar el penetrómetro estándar, y obtener muestras alteradas para identificar los suelos del sitio. Con estas pruebas se pueden conocer las condiciones estratigráficas del sitio, aprovechando las muestras alteradas para determinar las propiedades índice y estimando la resistencia al corte, mediante correlaciones empíricas con el número de golpes.

Esta técnica es útil en suelos granulares (Fig. 3.8), en los que el muestreo inalterado es casi imposible; en suelos cohesivos blandos como los de Ciudad de México, no es recomendable, porque las correlaciones con el número de golpes son poco confiables y la mayoría de las veces la herramienta penetra por su propio peso (Fig. 3.9).

En la zona de lago, el penetrómetro se utiliza únicamente para rescatar muestras alteradas de lentes y estratos duros o arcillas preconsolidadas; la información que proporciona de los suelos blandos es cuanto a propiedades de resistencia es muy limitada, además de que pueden presentarse problemas durante la recuperación de muestras debido a la consistencia suave de los mismos, en este caso el cono eléctrico es una técnica de exploración más eficiente y precisa.

En las zonas de transición y de lomas es más eficiente la utilización de esta técnica de exploración debido a la compacidad y consistencia de los materiales que los caracterizan:

En la zona de transición se tienen depósitos cruzados (intercalaciones de suelos aluviales y arcillas plásticas) que permiten obtener muestras y registro de número de golpes.

En la zona de lomas generalmente se encuentran suelos de origen volcánico muy compactos y cementados, aunque también se encuentran importantes espesores de rellenos no controlados y suelos intemperizados; asimismo, suele presentarse el caso en que el muestreador sólo penetre unos centímetros y estimándose que la resistencia a la penetración N es mayor de 50 golpes.

Los registros de las exploraciones del subsuelo y de las operaciones de muestreo deben ser claros y precisas. Las notas de campo deben contener la fecha en que se realizaron los trabajos, la localización con respecto a un sistema permanente de coordenadas, la elevación de la superficie del terreno con respecto a un nivel conocido, el número de golpes en cada determinación, la elevación del nivel freático, la profundidad explorada, una clasificación de campo de los estratos encontrados, los valores cualesquiera que sean los que se hayan obtenido de los sondeos (Fig. 3.10). Además de incluirse, los tipos de equipo y herramientas usadas durante la exploración, así como los métodos usados para estabilizar las paredes del barreno.

SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

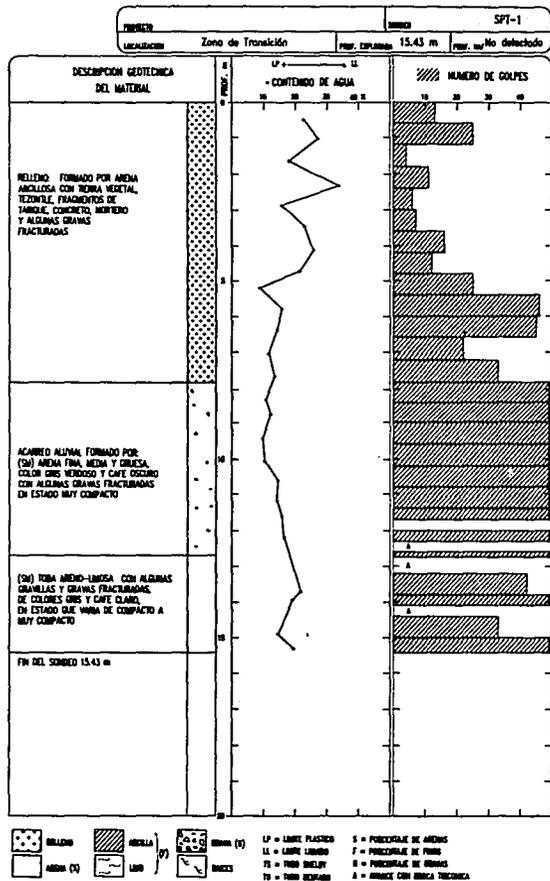


Fig. 3.8 Sondeo de penetración estándar en materiales granulares

SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

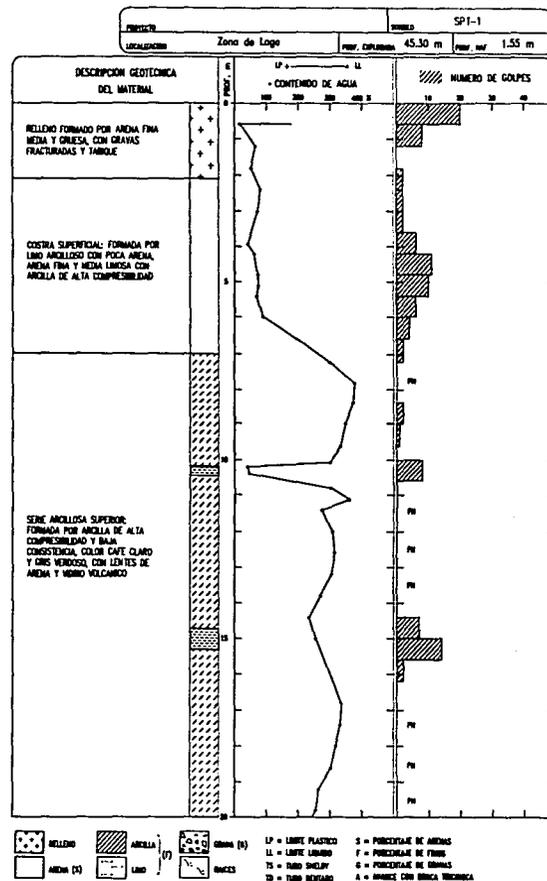


Fig. 3.9 Sondeo de penetración estándar en cohesivos blandos

SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR
REGISTRO DE CAMPO

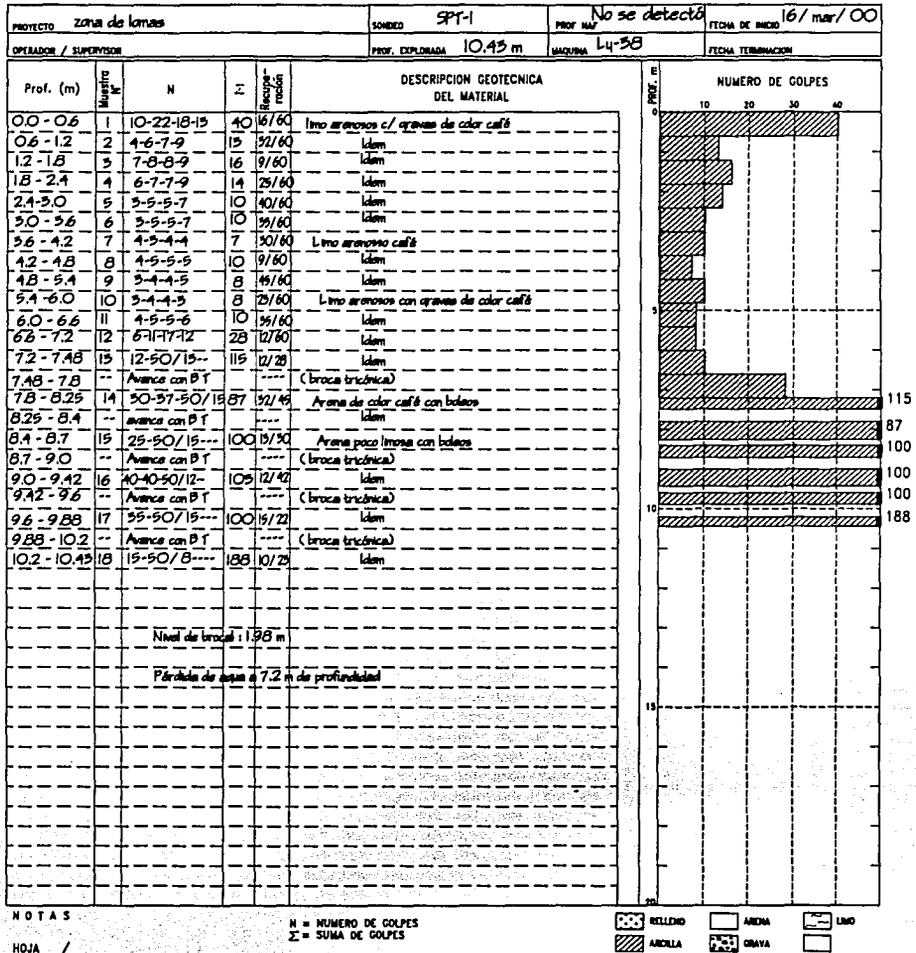


Fig. 3.10 Registro de campo de un sondeo de Penetración estándar

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

• EQUIPO NECESARIO PARA LA PRUEBA

1. Penetrómetro estándar

Es un tubo de acero con zapata afilada en uno de sus extremos, cuyas dimensiones se muestran en la figura 3.11; el tubo debe estar cortado longitudinalmente (media caña) para facilitar la extracción y observación de la muestra. La válvula en la cabeza del muestreador permite la salida de azolve y evita que la muestra se salga fácilmente del tubo.

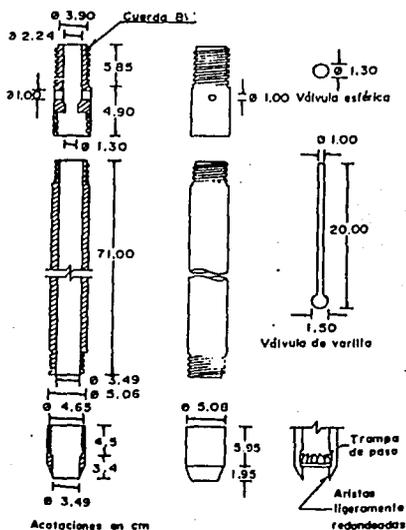


Fig. 3.11 Penetrómetro estándar

2. Columna de barras

El penetrómetro se coloca en el extremo inferior de una columna de barras de acero de perforación, de diámetro AW o BW. Ambos tipos son equivalentes porque tienen un peso semejante; sin embargo son preferibles las BW porque sufren menos pandeo al someterse a los impactos (Tabla 3.3).

Tabla 3.3. Barras de perforación

BARRA	DIAM. EXTERIOR (cm)	DIAM. INTERIOR (cm)	PESO (kg/cm)	RECOMENDACIONES EN SONDEOS
AW	4.44	3.09	6.53	Menores de 15 m
BW	5.40	4.45	6.22	Para cualquier profundidad

3. Martinete golpeador

El penetrómetro se hince con los impactos del martinete de 64 kg y 75 cm de caída (ejerciéndose un trabajo de 4800 kg-cm. Se ha extendido el uso de los llamados martinetes de seguridad (Fig. 3.12), que controlan con mayor precisión la altura de caída.

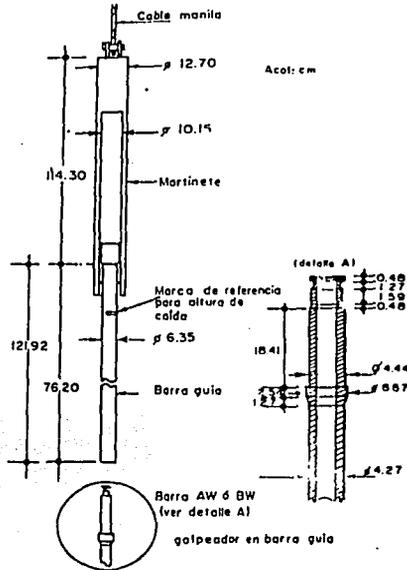


Fig. 3.12 Martinete de seguridad

4. Cabeza de gato (malacate)

Es un malacate de fricción que levanta el martinete a la altura de caída con un cable de manila de $\frac{3}{4}$ de pulgada; para sostener el cable se requiere un tripí o una torre equipados con una polea.

• EJECUCION DE LA PRUEBA

La prueba de penetración estándar consiste en hincar el penetrómetro 60 cm con la masa 64 kg, dejada caer desde una altura de 75 cm; la sarta de perforación consiste en barras tipo BW en tramos de 10 pies (3.0 m generalmente) durante el hincado se cuenta el número de golpes que corresponden a cada uno de los cuatro avances de 15 cm. La resistencia a la penetración estándar se define como el número de golpes, N, para penetrar los 30 cm intermedios (15 a 45); los golpes en los primeros y últimos 15 cm se desprecian, porque se consideran no representativos por la alteración inducida a causa de la perforación.

En la operación del martinete debe vigilarse que su altura de caída sea constante y que el cable de manila tenga un máximo de dos vueltas en la cabeza de gato, para lograr el efecto de caída libre sin fricción.

Una prueba consiste en hincar totalmente el penetrómetro (60 cm); posteriormente se sacan la sarta de perforación y el muestreador, se retira la muestra del tubo partido y se procede a rimar el barreno para continuar con el sondeo hasta la profundidad requerida; el proceso de rimado se efectúa con lodo bentonítico para garantizar la estabilidad de las paredes del barreno, ya que se perfora con un diámetro ligeramente mayor al del penetrómetro. La inyección de lodo se realiza con bombas para lodos del tipo Barnes o moyno. En caso de que los materiales atravesados sean sueltos se tendrá la necesidad del uso de ademe metálico recuperable BW para que sean estabilizadas.

Si el número de golpes llega a cincuenta y el muestreador no penetra en un tramo de 15 cm se suspenderá la prueba, se anotará en el registro el número de golpes y la penetración alcanzada; posteriormente se hará avance con broca tricónica reanudando el sondeo en el siguiente tramo de prueba.

3.5.1 Tipo de muestreo

Las muestras rescatadas con el penetrómetro estándar siempre sufren distorsiones geométricas que alteran el acomodo estructural de sus partículas; por ello, sólo pueden servir para identificar los suelos y para las pruebas índice que no requieren especímenes inalterados.

3.5.2 Pruebas de laboratorio

A continuación, se describen las pruebas índice que se les realizan a las muestras obtenidas, de un sondeo de penetración estándar.

Clasificación visual y al tacto en húmedo y seco. La identificación y clasificación de las muestras, se realiza conforme a lo establecido por el SUCS (Fig. 3.13), mediante las siguientes pruebas:

- Deformabilidad-movilidad de agua
- Resistencia al quebramiento (suelo seco)
- Tenacidad (consistencia cerca del límite plástico)
- Límites de consistencia
- Granulometría

Contenido de humedad. El contenido de agua de un suelo es el cociente del peso del agua que contiene, entre el peso de su fracción sólida. Se identifica con el símbolo w , y usualmente se expresa en porcentaje (Fig. 3.14). El comportamiento de los suelos está fuertemente influenciado por el contenido de agua, de aquí la importancia de su cuantificación.

La determinación del contenido de agua de un suelo es la prueba más simple y la que más frecuentemente se realiza en un laboratorio de mecánica de suelos; la variación del contenido de agua con la profundidad es siempre parte de un perfil estratigráfico típico. Lo anterior únicamente puede observarse cuando se cuenta con abundantes número de determinaciones del contenido de agua, por lo menos, a cada 25 cm.

Límites de consistencia. La consistencia de los suelos finos, entendida como el grado de rigidez y plasticidad que estos exhiben en estado remoldeado, cambia con el contenido de humedad, desarrollándose diferentes estados de consistencia. Los contenidos de agua que definen las transiciones entre un estado de consistencia y otro, se llaman límites de consistencia, siendo los más importantes desde el punto de ingeniería los límites líquido y plástico. La finalidad de determinar los límites de consistencia es clasificar a los suelos finos y servir de índice para estimar sus propiedades geotécnicas (Fig. 3.15).

- **El límite líquido** identificado con el símbolo **LL** que corresponde aproximadamente a la resistencia al corte del suelo de 25 g/cm^2 .
- **Límite plástico** es por definición el contenido de agua a partir del cual el suelo se empieza a agrietar y a desmoronar cuando se remoldea manualmente en forma de rollito de 3 mm de diámetro.

El comportamiento plástico de un suelo fino está limitado por el límite plástico **LP**; de manera simple, el límite plástico permite distinguir entre un suelo plástico, una arcilla, por ejemplo, y otro no plástico, como un limo.

Conocidos los límites de consistencia, **LL** y **LP**, el intervalo en el que el suelo muestra propiedades plásticas se conoce como índice plástico I_p y que se define de la siguiente manera.

$$I_p = LL - LP$$

Granulometría El análisis granulométrico de un suelo consiste en separar y clasificar por tamaños los granos que lo componen. A partir de la distribución de los granos en un suelo, es posible formarse una idea aproximada de otras propiedades del mismo.

Según su composición la granulometría puede determinarse por medio de mallas (material que pasa malla No. 4 y que es retenido por malla No. 200), por el método del hidrómetro, o bien, combinación de ambos (menos común en la práctica). En los laboratorios generalmente a los finos que pasan la malla No. 200 únicamente se les determinan los límites de consistencia.

Una vez obtenidos los porcentajes retenidos en las mallas, se construye la gráfica granulométrica (Fig. 3.16), colocando en las abscisas los porcentajes que pasan y en las ordenadas los diámetros correspondientes.

Las curva de granulométrica se usa para clasificar a los suelos, según los porcentajes obtenidos como grueso o fino, con base en el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).

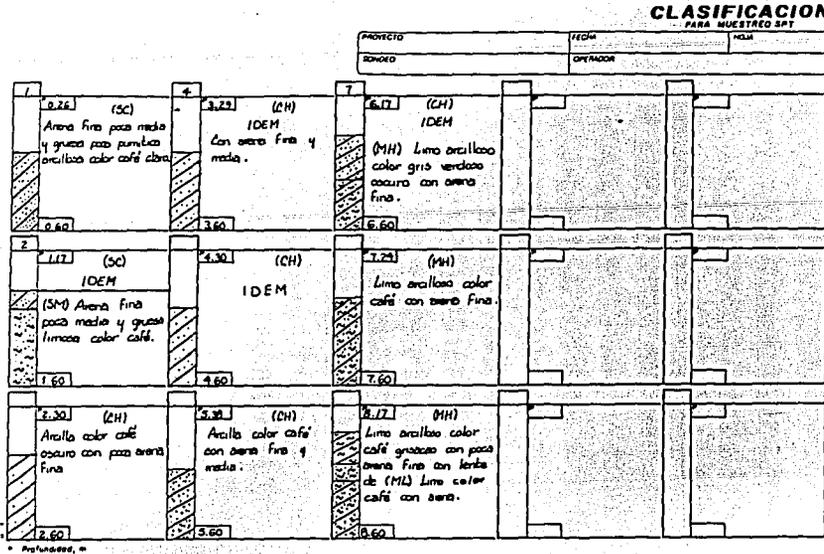


Fig. 3.13 Resultados de la clasificación de un suelo en el laboratorio

CONTENIDO NATURAL DE AGUA

OBRA		FECHA	
PROYECTO No		SONDEO	
		13 JUN 199	
		SPT-1	

MUES TRA	PROF m	CAP No	w _c g/ g	w _{c + 10} g/ g	w _{c + 25} g/ g	w %
1	0.26	125	13.68	76.33	62.80	27.54
2-5	1.17	258	13.97	63.12	52.12	30.43
2-1	1.24	76	15.31	47.42	42.53	17.96
3	2.30	119	13.45	69.29	53.48	39.50
4	3.23	94	15.22	79.44	63.99	31.68
5	4.30	161	15.39	84.32	68.32	31.36
6	5.38	146	13.80	68.96	51.16	47.39
7-5	6.17	66	13.18	80.64	60.24	45.27
7-1	6.45	1286	16.05	78.48	65.79	25.52
8	7.23	93	13.62	65.98	54.72	26.18
9	8.17	144	13.66	104.26	84.97	27.99
10-5	9.53	280	15.54	57.24	50.24	20.17
10-1	9.53	253	16.23	57.46	49.42	24.22
11	10.90	218	16.11	84.18	67.16	31.79
12	11.80	68	13.41	92.35	68.55	43.16
12-5	12.30	65	13.20	52.01	40.82	44.81
13-1	12.30	237	16.06	51.96	49.04	7.38
14-5	13.30	61	14.09	58.16	51.35	18.68
14-1	14.60	60	15.50	70.98	58.23	29.84

Fig. 3.14 Registro del contenido de humedad de un suelo obtenido en el laboratorio

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

GRANULOMETRIA POR MALLAS

LIMITES DE CONSISTENCIA

ENSAYE Y CALCULO

CONTRACCION LINEAL

Barra No. 2
 Longitud inicial = 10.01 cm
 Longitud final = 8.74 cm
 Contracción al secado = 12.7 %
 Contracción final = 12.62 %

PROYECTO		MUESTRA		FECHA	
SONDEO		1		10 - 125	
OPERARIO		ORR		10/Abril/99	

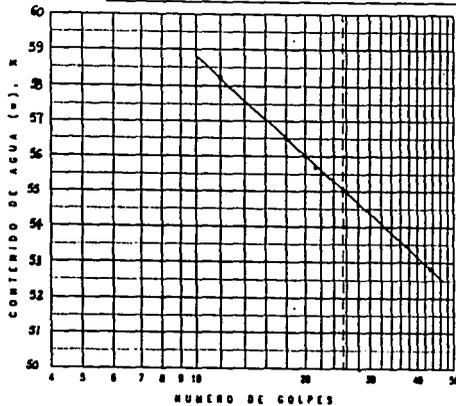
CAPSA	PESO DE CAPSA	CAPSA + SUELO HUMEDO	CAPSA + SUELO SECO	AGUA	PESO DEL SUELO SECO	CONTENIDO DE AGUA (w)	NUMERO DE GOLPES
No.	gramos	gramos	gramos	gramos	gramos	%	

LIMITE LIQUIDO							
8	26.09	37.34	33.45	3.89	7.36	52.85	43
23	29.12	41.86	37.36	4.50	8.24	54.61	28
35	26.18	39.90	34.39	4.51	8.81	55.73	21
24	22.78	35.85	31.04	4.81	8.26	58.23	12

LIMITE PLASTICO							
45	11.83	13.63	13.36	0.27	1.33	17.65	
35	12.01	13.45	13.24	0.21	1.23	17.07	

CLASIFICACION: (CH) Arcilla color café oscuro con raicillas.

OBSERVACIONES:

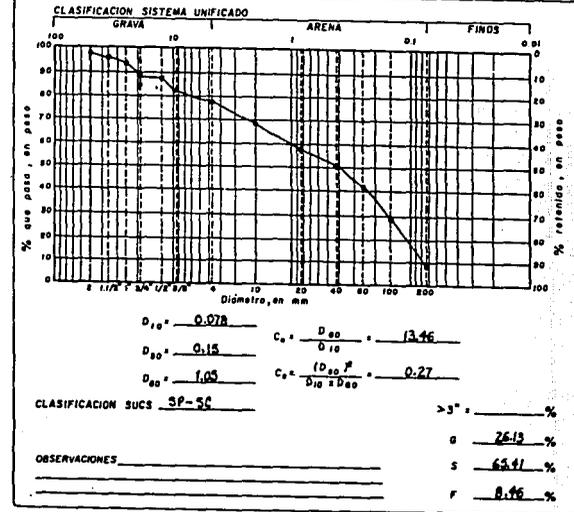


CLASIFICACION S.U.C.S.	
<u>CH</u>	
LI	<u>58.0</u> %
LP	<u>17.56</u> %
IP	<u>37.64</u> %
W _p :	
C _u :	

Fig. 3.15 Límites de consistencia obtenidos en el laboratorio

PROYECTO	LOCALIZACION	FECHA
SONDEO	PROFUNDIDAD	OPERADOR
MUESTRA	PESO MUESTRA	CALCULISTA
	<u>35 Kg</u>	<u>ORR</u>

Malla	Abertura	Peso Suelo Retenido	Porcentaje Retenido Parcial	Porcentaje Geo Paso	Malla	Abertura	Peso Suelo Retenido	Porcentaje Retenido Parcial	Porcentaje Geo Paso
mm	mm	g	%	%	mm	mm	g	%	%
8"	203.0	0.79	2.25	97.75	10	2.00	1.65	5.28	94.72
1 1/2"	38.10	0.433	1.24	98.76	20	0.850	3.47	9.91	90.09
1"	25.40	0.826	2.36	97.64	40	0.425	2.75	7.66	92.34
3/4"	19.05	1.544	4.41	95.59	60	0.280	3.26	9.31	90.69
1/2"	12.70	0.265	0.76	99.24	100	0.145	4.63	13.22	86.78
3/8"	9.52	2.432	6.93	93.07	200	0.074	6.24	19.83	80.17
3/16"	4.75	2.863	8.18	91.82	Peso 200				
Peso 800									
SUMA									



$D_{10} = 0.075$
 $D_{30} = 0.15$
 $D_{60} = 1.05$
 $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 13.46$
 $C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}} = 0.27$

CLASIFICACION SUCS: SP-SC

OBSERVACIONES:

$> 3' = \underline{\hspace{2cm}}$ %
 $0 = \underline{26.13}$ %
 $S = \underline{65.41}$ %
 $F = \underline{8.46}$ %

Fig. 3.16 Gráfica granulométrica obtenida en el laboratorio

Interpretación geotécnica de los métodos de exploración y muestreo

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

3.5.3 Obtención de la columna estratigráfica

La columna estratigráfica del sitio, es la descripción geotécnica de los diferentes estratos atravesados por el sondeo. La clasificación de campo de los suelos muestreados permite elaborar la primera versión de ésta, que posteriormente se precisará y corregirá con los resultados de las pruebas de laboratorio.

Secuencia de construcción de la columna estratigráfica:

1. Se define la resistencia a la penetración estándar, graficando el número de golpes con la profundidad. Cada una de las pruebas (60 cm) de penetración se representa graficando mediante puntos (valores de N), que unidos por líneas definen la variación de la resistencia a la penetración estándar con la profundidad; también suelen representarse esta resistencia con barras horizontales.
2. En el formato que contiene la gráfica de resistencia obtenida en (1), se vacían los resultados de laboratorio
 - Se gráfica, el contenido de humedad (w) con la profundidad, uniendo los puntos de w con líneas. El contenido de agua de un suelo da una idea acerca de sus probables propiedades mecánicas, Particularmente en los suelos finos, y junto con los límites de plasticidad, el contenido de agua constituye un buen índice de la consistencia del suelo en estudio.

En formaciones estratigráficas como el subsuelo de la Ciudad de México, particularmente en la zona de lago, la variación del contenido de agua facilita la detección de los cambios estratigráficos. Los valores bajos del contenido de agua w , deben corresponder a las capas limo arenosas o de vidrio volcánico; por el contrario, en las capas compresibles arcillo limosas se tendrán valores altos de w y bajas resistencias.

- Los límites de consistencia también, se grafican y se anota el símbolo correspondiente con el SUCS; es común, graficar el intervalo plástico limitado por LL y LP , junto con el contenido natural de agua para la misma profundidad; de ésta manera, el perfil estratigráfico orienta sobre la naturaleza del suelo y sus posibles propiedades mecánicas. Las determinaciones de los límites generalmente son menores que las de los contenidos de humedad.

El valor de la consistencia relativa C_R , facilita esa interpretación

$$C_R = (LL - LP) / I_p$$

Una muestra que tenga consistencia sólida ($C_R > 1$) es no plástica y exhibe una falla frágil con una deformación pequeña. Un espécimen con consistencia plástica ($0 < C_R < 1$) es moldeable y conserva su forma después de la deformación.

- De los resultados granulométricos, se anotan en el formato los porcentajes de gravas, arenas y finos junto con la clasificación correspondiente del SUCS.
3. Una vez que se ha vaciado toda esta información en nuestro formato, se pueden definir los diferentes estratos de suelo, así como las fronteras entre ellos, de acuerdo con la variación sobre todo del número de golpes y del contenido de humedad (Fig. 3.17).

La descripción de los materiales que conforman la columna estratigráfica se hace tomando como base la descripción proporcionada por el laboratorio, se clasifica al suelo conforme al SUCS, se deben, describir aspectos físicos como el color del suelo, su consistencia o compacidad, la intercalación de lentes de materiales, y demás aspectos que permitan definir e identificar mejor a cada uno de los estratos que conforman dicha columna. En este paso es muy valiosa la experiencia acumulada por los ingenieros para visualizar los cambios estratigráficos cuando no estén bien definidos.

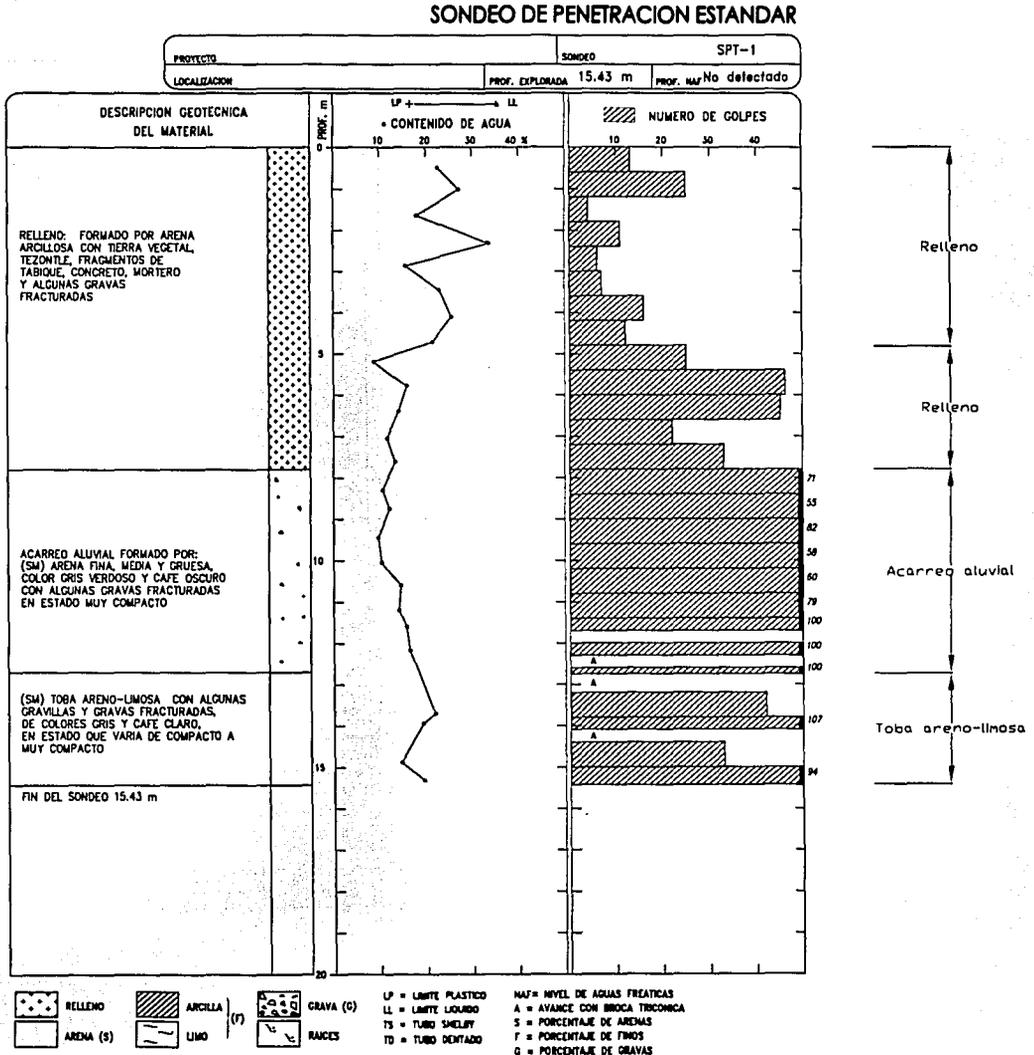


Fig. 3.17 Columna estratigráfica, donde se observan 3 diferentes estratos de suelo

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

3.5.4 Interpretación de resultados

La interpretación de la prueba de penetración estándar se hace siempre a partir de relaciones empíricas para determinar algunas propiedades mecánicas; que para los suelos más blandos del lago, en los que el penetrómetro se hincó únicamente por el peso de las barras y martillo, no podrá establecerse ninguna correlación confiable debido a la falta de sensibilidad de esta prueba ante la baja resistencia al corte de la arcilla ($N=0$).

Las correlaciones se obtienen de la comparación entre los resultados de los sondeos y el ensaye de muestras inalteradas del sitio, apoyados en los métodos estadísticos.

Las correlaciones que se describen a continuación deben aplicarse con las debidas reservas y sólo para análisis preliminares; por ello, en todo programa de exploración geotécnica debe considerarse la necesidad de contar con sondeos de muestreo, de los cuales se deriven las correlaciones para los suelos del sitio en estudio. En otros casos, los parámetros obtenidos de correlaciones se pueden verificar con la información confiable existente cercana al sitio.

Los parámetros que se obtienen con correlaciones, son básicamente *la cohesión y el ángulo de fricción interna*, necesarios para hacer el diseño geotécnico de cualquier tipo de cimentación, además también se puede obtener el peso volumétrico de los diferentes estratos, que se utilizan para definir los diagramas de presiones totales, efectivas y de poro.

3.5.4.1 Correlación de número de golpes (N_s) en suelos cohesivos

Una vez determinados los estratos que conforman al subsuelo en estudio, se les asigna un número de golpes N promedio a cada uno para obtener parámetros mecánicos aproximados para cada estrato. El número de golpes, N , de la prueba de penetración estándar, SPT, puede interpretarse con la ayuda de la tabla 3.4; de esta forma se puede deducir el valor de la resistencia a la compresión simple q_u y así obtener el correspondiente a la resistencia al corte (cohesión "c").

$$c = q_u / 2.$$

En la tabla 3.4 se correlaciona el número de golpes con el peso específico de suelos cohesivos típicos de la Ciudad de México. Por otra parte, se presentan rangos de valores del coeficiente de variación volumétrica m_v , en relación con el número de golpes; observe que el intervalo es muy grande por lo que únicamente se puede hacer una estimación de los asentamientos preliminares que se presentarían por la sobrecarga en el terreno.

3.5.4.2 Correlación de número de golpes (N_s) en suelos granulares

Al igual que para suelos cohesivos, existen correlaciones para suelos granulares, que usualmente se estiman con la compacidad relativa, en la tabla 3.5 se relacionan el número de golpes con el ángulo de fricción interna ϕ necesario para calcular la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. De la misma forma que para los suelos cohesivos, se asigna un número de golpes N promedio para cada estrato definido en la columna estratigráfica.

En la tabla 3.5, están correlacionados el número de golpes con la prueba de penetración con cono eléctrico, que también puede auxiliarnos cuando se tengan sondes de penetración estándar y cónica del sitio en estudio.

Tabla 3.4. Suelos Cohesivos*

NUMERO DE GOLFES	CONSISTENCIA (q_u) C_R (kg/cm^2)		COMPRESIBILIDAD m_v (kg/cm^2)		PESO ESPECIFICO γ (kg/cm^3)
0 - 1	Muy baja	0.25	Muy alta	0.10	1.01 - 1.60
2 - 4	Baja	0.25 - 0.50	Alta	0.10 - 0.02	1.75 - 1.90
5 - 8	Semi-rígida	0.50 - 1.00	Media	0.02 - 0.005	1.75 - 2.00
9 - 15	Rígida	1.00 - 2.00	Baja	0.005 - 0.002	1.90 - 2.00
16 - 30	Muy rígida	2.00 - 4.00			2.20
30	Dura	> 4	Muy baja	0.002	2.20

NOTA: *Datos obtenidos de los libros de Somers y Zeevaert

Tabla 3.5 Suelos Granulares*

NUMERO DE GOLFES	COMPASIDAD RELATIVA C_r		ANGULO DE FRICCION ϕ	q_c (kg/cm^2)
< 4	Muy suelta	< 0.2	< 30	< 20
4 - 10	Suelto	0.2 - 0.4	30 - 35	20 - 40
10 - 30	Semi-compacto	0.4 - 0.6	35 - 40	40 - 120
30 - 50	Compacto	0.6 - 0.8	40 - 45	120 - 200
> 50	Muy compacto	0.8 - 1.0	> 45	> 200

NOTA: *Datos obtenidos de los libros de Somers y de Zeevaert

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

Para ejemplificar el uso de estas correlaciones, se emplea el sondeo de la figura 3.17, donde se observa la presencia de 3 estratos, las características cualitativas y las propiedades mecánicas (obtenidas con las correlaciones) de dichos estratos se presentan en la tabla siguiente y están en función de la descripción estratigráfica y del número de golpes (N_{SPT}) en la prueba de penetración estándar.

ESTRATO	N_{SPT} PROMEDIO	PROFUNDIDAD	$c(kg/cm^2)$	ϕ°
Relleno*				
1	10	0.0 – 4.8	2	25
2	30	4.8 – 7.8	3	30
Acarreo aluvial	> 50	7.8 – 12.7	-	40
Toba arenolimsa	Hay variaciones Entre 30 y más de 50	12.7 – 15.4	-	45

NOTA: *Este estrato se subdividió en función del contenido de humedad y el N_{SPT}

3.6 Sondeo de penetración cónica

El hombre ha ideado métodos para investigar la resistencia de los suelos cohesivos o la compacidad relativa de los suelos granulares sin la necesidad de extraer muestras. Estos métodos básicamente consisten en hacer penetrar una punta cónica en el suelo y medir la resistencia que el suelo ofrece.

Existen diversos tipos de conos, dependiendo del procedimiento para hincar los conos en el terreno se dividen en estáticos y dinámicos. En los primeros la herramienta se hince a presión, medida en la superficie con un gato apropiado; en los segundos el hincado se logra a golpes dados con un martinete.

3.6.1 Sondeo de cono eléctrico

El empleo del cono eléctrico agiliza extraordinariamente la identificación de la estratigrafía de un sitio, ya que determina la variación con la profundidad de la resistencia a la penetración de punta y fricción del cono, la interpretación de estos parámetros permite definir con precisión cambios en las condiciones estratigráficas del sitio, ya que se pueden establecer correlaciones empíricas entre propiedades mecánicas y dinámicas del suelo y la resistencia de punta. Los sondeos con cono eléctrico son aplicables en suelos blandos como los de la zona de lago y transición.

La exploración de suelos con cono eléctrico tiene ventajas y desventajas como cualquier otro método.

El sondeo de cono eléctrico se puede emplear con ventaja sobre otros métodos para determinar la secuencia estratigráfica de los suelos de la ciudad de México. Puede detectar la presencia de capas de suelo con espesores de unos pocos centímetros (10 cm).

Otras ventajas del cono eléctrico frente a otras técnicas son: los resultados se obtienen conforme se ejecuta el sondeo, en un tiempo y costo menores.

Entre las principales desventajas del cono se pueden señalar las siguientes: es un método de exploración que no permite la obtención de muestras de suelo para observación y análisis directo, por tanto, es necesario hacer sondeos con recuperación de muestras para conocer con precisión los materiales del sitio; las propiedades de los suelos como la resistencia no drenada, la compresibilidad y los módulos de deformabilidad se infieren de manera indirecta de la resistencia de punta mediante correlaciones; no se pueden obtener los pesos volumétricos de los suelos para determinar los perfiles de esfuerzos totales y efectivos iniciales del suelo.

• EQUIPO NECESARIO PARA LA PRUEBA

El equipo que se necesita para realizar un sondeo de cono se puede dividir en las tres partes siguientes:

1. Sistema electrónico

Punta de medición: Es una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con deformómetros eléctricos (strain gages); usualmente tienen 2 ton de capacidad de carga y resolución de 1 kg, pero en el caso de suelos duros podrá alcanzar una capacidad de 5 ton y resolución de 2 kg; en la figura 3.18 se muestra esquemáticamente dicho instrumento; generalmente tiene 3.6 cm de diámetro exterior, aunque para suelos blandos se han utilizado hasta de 7.0 cm.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Funcionamiento: Como se observa en la figura 3.18, la fuerza que se desarrolla en la punta cónica (1) se mide en la celda inferior (2) y la que se desarrolla en la funda de fricción (3) se mide en la celda superior (4). Se construyen conos en los que la primera celda capta la fuerza y la segunda la sumatoria de punta y fricción.

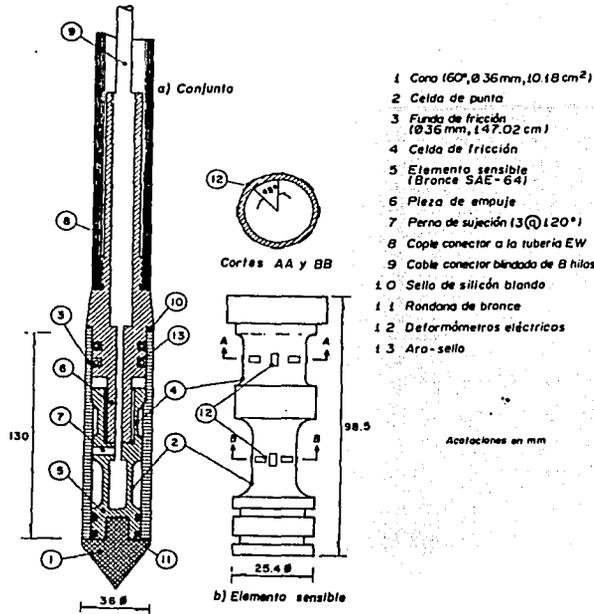


Fig. 3.18 Corte transversal del Penetrómetro eléctrico

Registro de medición: La señal del cono se registra en la superficie por medio de un puente de Wheatstone, generalmente digital. La señal se recibe en un aparato receptor (consola) y la transforma en señal digital, presentándola numéricamente o gráficamente.

Celda de medición: La celda de medición del cono consiste en un elemento sensible instrumentado con straining gages en arreglo de puente completo. Estas celdas se fabrican en México con straining gages del tipo pegado, los cuales se protegen de la humedad con películas impermeables y se compensan por temperatura por medio de resistores y el propio arreglo de puente completo. Esta tecnología es buena, pero no impide que haya ligeras variaciones del cero (± 10 a 20 kg, como máximo); durante la ejecución del sondeo.

2. Sistema para el hincado

En principio es suficiente contar con una perforadora (las más empleadas son la Longyear 34 o 38) implementada con un gato hidráulico (con una longitud de carrera de 60 cm) que permite aplicar las presiones necesarias para hincar el cono, es conveniente instalar un manómetro a la máquina, para medir la presión total en sitios donde el subsuelo es estratificado con lentes duros, que puedan impedir la penetración del cono, sea por las limitaciones de la capacidad del mismo cono o de los gatos de presión, se deben utilizar máquinas con perforación rotatoria, para garantizar que el sondeo llegue a la profundidad exploración deseada.

3. Accesorios de conexión.

Son las piezas necesarias que unen el cono y la máquina perforadora, comprenden las barras huecas con coples, que se necesitan para empuje y extracción. Las barras pueden ser de cualquier diámetro usual en perforación; las de diámetro grande son más rígidas y permiten aplicar mayor presión con menor riesgo de pandeo, pero tienen la desventaja de que la fricción desarrollada en su fuste es mayor, por lo tanto requieren máquinas más potentes. Las barras de menor diámetro, en cambio, son fáciles de manejo durante la ejecución; la experiencia en la ciudad de México demuestra que las barras EW de 3.5 cm de diámetro y 1.5 o 3.0 m de longitud, constituyen una solución muy práctica.

• PREPARACION PREVIA

Las siguientes preparaciones facilitarán las operaciones y control durante la ejecución del sondeo:

1. Se instala la máquina perforadora en el punto preciso donde se desea explorar, comprobando que al conectar las barras, queden verticales.
2. Para máquinas ligeras cuyo peso total es del orden o menor que la fuerza máxima que se estime necesitar estimar la ejecución, se debe aplicar un lastre o anclaje que sea capaz de proporcionar la reacción necesaria. La capacidad del lastre o anclaje se debe comprobar, empujando las barras apoyándolas sobre madera, sin conectar el cono.
3. Se colocan las barras en posición horizontal, se comprueba que están rectas y las cuerdas en buena condición. En el caso de encontrar barras defectuosas se deberán eliminar.
4. Se ordenan las barras colocando alternadamente en el mismo lado, la cuerda interior y la exterior, de manera que pueda haber continuidad en la operación de introducir el cable del cono, atravesando el hueco central de todas las barras. Después se enumeran, respetando el orden en el que serán hincadas (Fig. 3.19).
5. Se efectúa una limpieza cuidadosa del cono eléctrico, especialmente de las juntas externas.
6. Se coloca la consola bajo sombra y se conecta el cono respetando el código de conexión; se revisa que ambas partes electrónicas funcionen normalmente, en caso contrario se deberá cambiar la parte defectuosa.
7. Se desconecta el cable de la consola, se cubre el extremo descubierto de éste con cinta aislante y se introduce atravesando todas las barras, para conectarse nuevamente con la consola. Es necesario dejar una suficiente longitud de cable libre entre las primeras dos barras.
8. Se observa la consola durante un mínimo de 10 minutos, hasta comprobar que se estabilizan las lecturas. Se ajusta la lectura a cero, mediante el dispositivo de control de la consola. Se observa unos minutos más para confirmar la estabilización.
9. Se verifica la reacción del conjunto cono-consola apoyando el cono conectado con la primera barra; en la pantalla debe aparecer la lectura correspondiente al peso del cono más la barra conectada. Al levantar la barra debe aparecer el 0 en la pantalla. Se repite varias veces el mismo procedimiento para asegurarse que el conjunto electrónico reacciona correctamente (Fig. 3.20).
10. Se regulariza la velocidad de hincado de la máquina a la velocidad estandarizada. En la ciudad de México está es de 1 cm/seg.

Terminadas estas operaciones se encuentra en condición para realizar un buen sondeo.

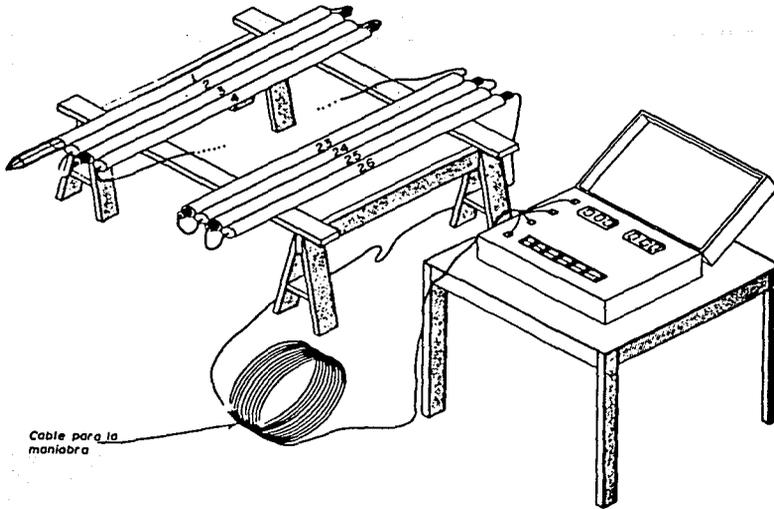


Fig. 3.19 Preparación de barras y el cable

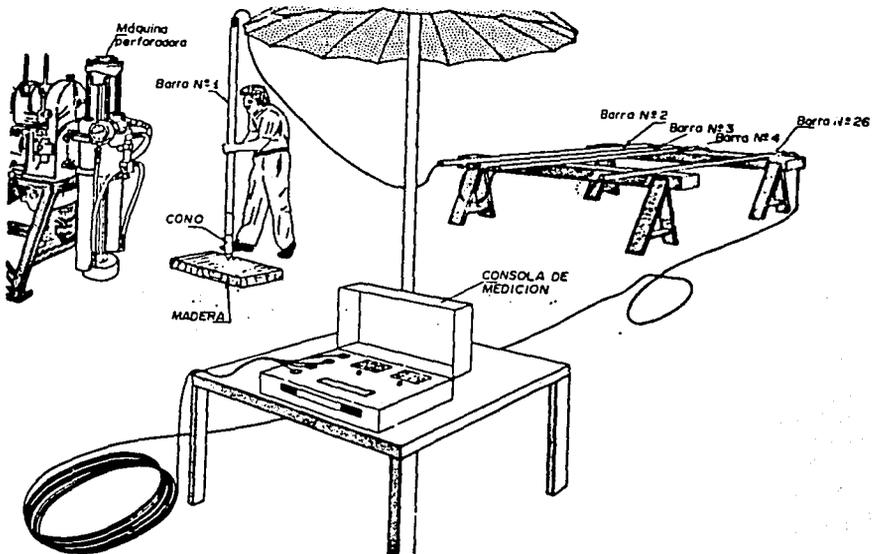


Fig. 3.20 Revisión del funcionamiento del cono

• EJECUCION Y CONTROL

Realizados los trabajos preparatorios, la ejecución se vuelve sencilla, consiste en empujar las barras para que el cono penetre en el suelo a una velocidad constante estandarizada entre 1 y 2 cm/seg y se anota la resistencia a la penetración del cono a cierto intervalo de profundidad. El intervalo de medición se fija dependiendo del grado de detalle que se requiere, el perfil estratigráfico y el tiempo que requiere el ejecutor para observar y controlar las operaciones. En México se optó la combinación de 1 cm/seg con lecturas de resistencia a cada 10 cm de avance (es conveniente marcar con cinta a cada metro y con gis cada 10 cm, para llevar un control de la profundidad explorada) (Fig. 3.21).

SONDEO DE CONO ELECTRICO
REGISTRO DE CAMPO

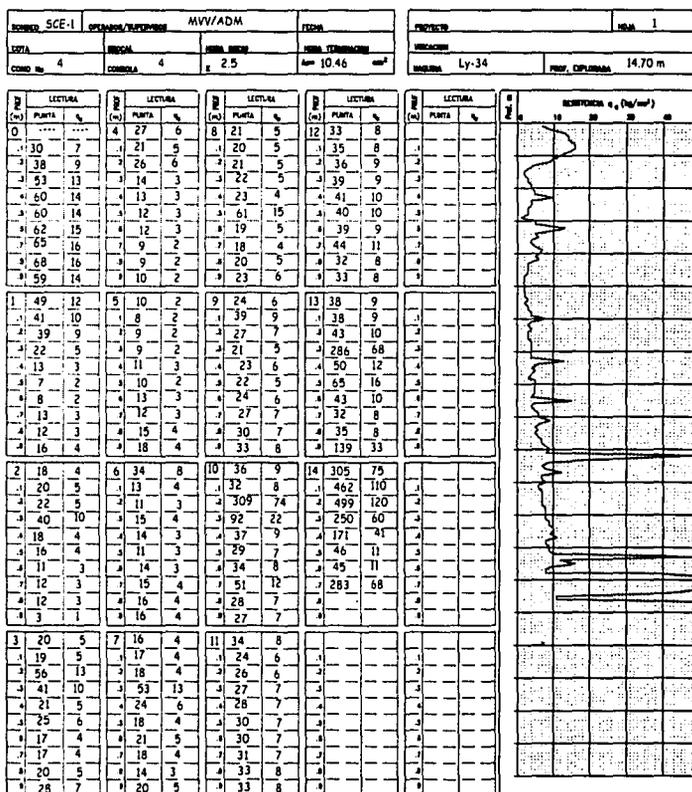


Fig. 3.21 Registro de campo de un sondeo de cono eléctrico

Para obtener la información de buena calidad, el supervisor de la ejecución debe cuidar los siguientes aspectos:

1. Las barras deben penetrar el terreno en posición vertical lo cual se puede verificar con una niveleta manual o con una plomada.
2. La profundidad anotada en el registro del sondeo debe concordar con el conteo de las barras.
3. Las resistencias registradas sean comparables con las registradas en sondeos cercanos o con el conocimiento y experiencia existente.
4. En ningún caso deben ocurrir lecturas negativas en la consola mientras el cono está penetrando. (Sólo podrán admitirse durante la extracción del cono).
5. En todas las operaciones se pone especial atención al cuidado y protección del cable, se debe evitar cualquier movimiento que pueda causar su maltrato, tal como: pisadas sobre él, humedecimiento por agua o lodo de perforación, daños durante el acoplamiento y desacoplamiento de las barras, tensado por el movimiento de las barras, etc.
6. La velocidad de hincado debe ser verificada constantemente, midiendo el tiempo con un cronómetro.
7. La carga registrada de la punta no debe sobrepasar 90% de la capacidad del cono, este control se efectúa cuidando que en la pantalla no aparezcan lecturas mayores que dicho valor.
8. La fuerza aplicada para el hincado debe ser menor que la que causa pandeo en las barras.

• **PROBLEMAS COMUNES Y SU CORRECCION**

Siguiendo el lineamiento indicado en los párrafos anteriores, se puede esperar un sondeo con buenos resultados; sin embargo, no se ha eliminado la posibilidad de que se presente algún error debido a propio sistema de cono o alguna falla de preparación y ejecución.

Los problemas que se puedan presentar en un sondeo de cono deben ser detectados sobre la marcha y corregidos a la mayor brevedad; para ello es necesario tener un amplio conocimiento del funcionamiento del sistema electrónico, de la máquina perforadora y contar con información geotécnica de la zona.

Dentro de los problemas que se pueden presentar, así como sus medidas preventivas y correcciones se encuentran los siguientes:

Verticalidad de las barras

Al perder la verticalidad, la profundidad registrada con la longitud de las barras resulta aparentemente mayor que la profundidad real del sondeo. Además de que la resistencia a la penetración no corresponde a la componente vertical.

Entre las medidas correctivas se tienen las siguientes:

1. Implantar al cono eléctrico un inclinómetro que mida la inclinación del cono durante todo el sondeo y corregir la profundidad calculando con base en los ángulos medidos.
2. En caso de que la información obtenida sea suficiente para efectuar un reajuste de la profundidad total de exploración, se podrá corregir la profundidad registrada, cuando el ángulo de inclinación sea pequeño.
3. En caso de que no se puedan tomar las medidas anteriores, sería necesario repetir al menos la parte desviada del sondeo, haciendo una perforación guía.

Desajuste electrónico

Al intentar pasar lentes duros cuya resistencia se aproxima o inclusive supera la capacidad del cono, este sufre una deformación permanente y se desajusta el origen de la celda, por lo que las lecturas que aparecen en la consola se defasan incrementando un número constante.

Velocidad de hincado

La velocidad de hincado debe ser constante durante todo el sondeo, de una magnitud estandarizada; ya que, la resistencia de la arcilla a la penetración de la punta del cono es función de la velocidad de hincado, aumentado conforme aumente la velocidad. En la Ciudad de México, se ha establecido una velocidad de 1 cm/seg. La experiencia ha mostrado que para lecturas a cada 10 cm, esta velocidad es cómoda para que el operador tenga tiempo de observar y controlar bien los movimientos y las operaciones. En la figura 3.22 se muestran tres sondeos del mismo sitio con diferente velocidad de hincado, para mostrar la importancia de esta variable.

El operador debe llevar un cronómetro y estar verificando la velocidad constantemente, al detectar el problema se reajusta la velocidad sobre la marcha y se anota la velocidad real en la columna de observaciones

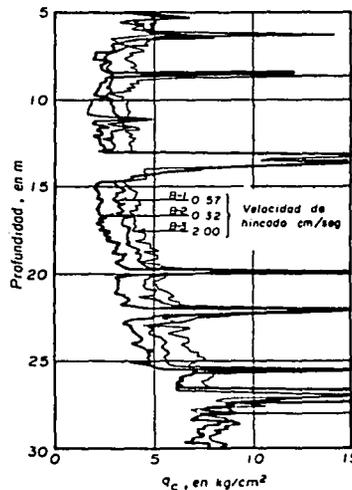


Fig. 3.22 Influencia de velocidad de hincado

Lecturas inestables

Las lecturas de la consola se vuelven muy inestables, variando sin lógica, brincando de valores muy pequeños a muy grandes bruscamente y viceversa, o bien, desaparecen las lecturas en la pantalla. Este fenómeno puede atribuirse a que se encuentra dañado el cable, o el propio cono.

Se debe extraer el cono, revisar los cables, en caso de encontrar los daños, repararlos y volver a ajustar la consola al origen, verificar que el cono esté en buen estado, probando que la consola indique la lectura correcta al apoyar el cono verticalmente. En caso de no encontrar daños en el cable, puede ser que el cono esté averiado y que requiera una reparación mayor.

Deformación limitada de la junta

Las juntas entre la punta del cono la funda, así como entre ésta y el cable deberán estar libres de restricciones del desplazamiento axial, para garantizar que los deformómetros eléctricos registren las fuerzas de hincado; si ha sucedido que durante la ejecución del sondeo, se introdujeron materiales duros en la unión, basta que sea un grano de arena para limitar la capacidad de deformación de las juntas; en este caso las fuerzas registradas pueden ser mucho menores que las reales, inclusive de valores nulos o casi nulos.

Una manera de detectar este problema consiste en observar incongruencia entre las lecturas de la consola y la presión aplicada de la máquina; es decir, cuando las lecturas de la consola indican una fuerza menor que la presión medida en el manómetro del gato.

Se deberá extraer el cono, revisar y anotar la limpieza en las juntas, volver a verificar el funcionamiento del cono y repetir el sondeo o por lo menos el tramo de lecturas equivocadas.

Picos mínimos

Inmediatamente después de haber atravesado un lente o estrato duro, se observa que la resistencia del cono registrada en la consola, frecuentemente se reduce a un valor menor que el normal y a veces hasta valores prácticamente nulos. Este fenómeno no es realmente ningún error de ejecución ni del sistema electrónico, sino que al pasar el lente o estrato duro, la fuerza de hincado aplicada es mayor, así como la energía de deformación acumulada en las barras y el cono; pasando el lente, esa energía de histéresis se libera convirtiéndose en fuerza de hincado, que puede tener una magnitud importante combinada con una velocidad tal que fracturan la arcilla, en este momento la punta del cono pierde contacto con el suelo y no registra resistencia.

Este fenómeno no requiere medidas correctivas en campo, sino simplemente se toma en cuenta en la interpretación que el pico negativo no corresponde a la resistencia real. Estos picos negativos también ocurren durante la extracción del cono, por las tensiones que se desarrollan

3.6.2 Sondeo de cono dinámico

Esta herramienta la usó profusamente Enrique Tamez en exploraciones hace 35 años en México, sin embargo esta técnica de exploración ha caído en desuso, aparentemente superada por la prueba de penetración estándar. En la actualidad se llega a usar en lugares de difícil acceso, donde el equipo para penetración es imposible llevarlo, asimismo se usa para detectar espesores de rellenos no controlados en las zonas de lomas o como complemento en el programa de exploración por su bajo costo en comparación con la penetración estándar.

Cono perdible. Este es el más simple cono de exploración que se hinca a percusión, consiste de una punta de acero con ángulos de ataque de 60° (Fig. 3.23) cuyo diámetro B, siempre debe ser mayor que el diámetro b de las barras con que se hinca, para reducir la fricción con el suelo circundante; el perno que une al cono con las barras de hincando es liso, para que una vez que se ha penetrado hasta la profundidad de interés fácilmente se desprenda. Es importante destacar, que la energía de impacto se transmite de la barra al cono a través de la superficie de apoyo señalada en la figura 3.23 y que el perno sólo sirve para guiar al cono.

En cuanto a las dimensiones de estos conos, se fabrican casi en diferentes diámetros y se hincan con energías diversas.

Cono dinámico. Se acostumbra identificar con este nombre a los conos de tipo rescatable o perdible, que se fabrican industrialmente y que incluso llegan a ser verdaderas máquinas de energía controlada. Los conos dinámicos son herramientas equivalentes a los perdibles y que sólo difieren en la eficiencia de hincado.

Es importante reconocer la necesidad de uniformizar las dimensiones de los conos hincados a percusión, congruente con los diámetros de barras de hincado generalmente disponibles. En cuanto al perno de unión conviene utilizar el liso, pero también es conveniente utilizar uno con cuerda izquierda (Fig. 3.23), que permite rescatar el cono cuando su extracción es fácil. Por otra parte, en extracciones difíciles al girar las barras en rotación derecha el cono se desprende y se pierde.

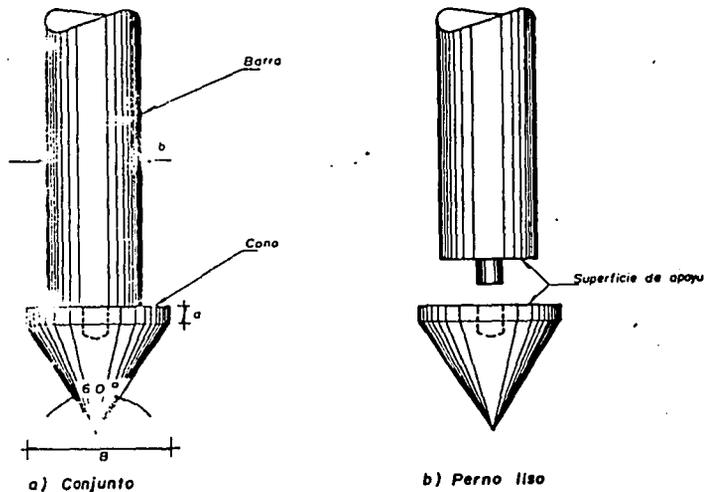


Fig. 3.23 Cono perdible

• CALIBRACIÓN DE CONOS

Alcance. Los conos dinámicos no se calibran, dado su simplicidad; sin embargo, siempre se hace necesario establecer correlaciones en el sitio de estudio, entre el número de golpes con el que se hinca y el que se obtendría empleando el penetrómetro estándar.

Mecanismos de carga:

Funcionamiento básico. Para realizar las pruebas de cono dinámico perdible o recuperable, se requieren dispositivos que levante la masa de impacto y la dejen caer lo más libremente posible, desde una altura constante y con una cedencia uniforme; el mecanismo más simple es el malacate de fricción operado manualmente.

Malacate de Fricción. Es el mismo arreglo que se utiliza para ejecutar una prueba de penetración estándar, excepto que la masa y la altura de caída pueden variar. En la figura 3.24 se muestra esquemáticamente la disposición del malacate; en cuanto a la masa se puede emplear un martinete simple, pero es más recomendable utilizar uno de seguridad, como el mostrado en la figura.

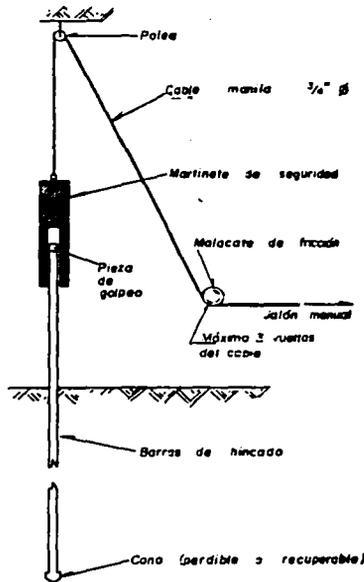


Fig. 3.24 Malacate de fricción

• EJECUCIÓN DE LA PRUEBA

Simplemente consiste en hincar el cono contando el número de golpes por cada 10 cm cuidando que la altura de caída sea constante (Fig. 3.25).

El error más significativo que se presenta en esta prueba, es la fricción que se desarrolla entre la tubería y el suelo, ya que reduce la energía del impacto; por ello se recurre a alguna de las siguientes alternativas: a) untar grasa a la tubería a medida que va penetrando, b) recurrir a la inyección de lodo bentonítico para formar un flujo laminar alrededor de la tubería y c) utilizar un ademe metálico.

Para evitar errores al contar el número de golpes se recomienda utilizar un contador mecánico.

SONDEO DE CONO DINAMICO
REGISTRO DE CAMPO

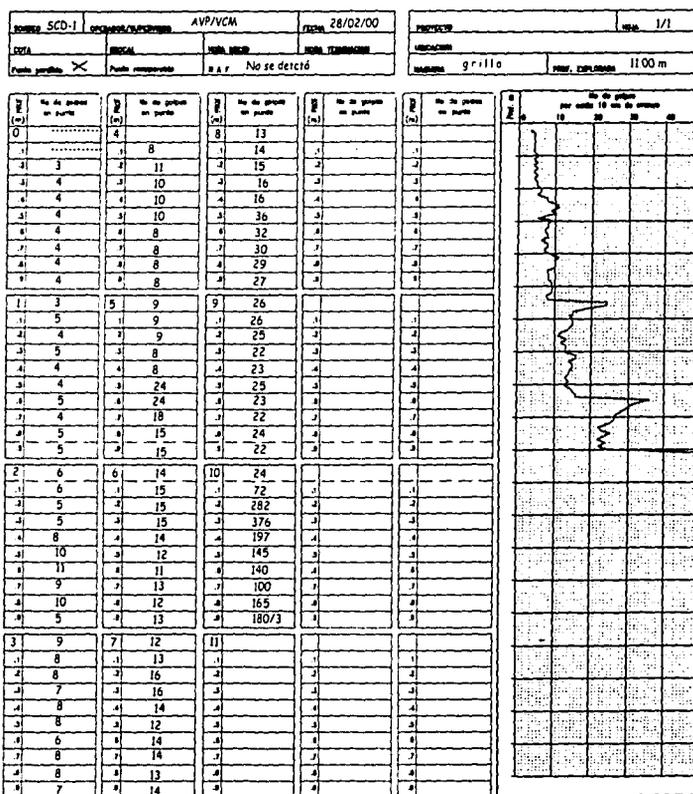


Fig. 3.25 Registro de campo de un sondeo de cono dinámico

3.6.3 Interpretación de resultados

- **SONDEO DE CONO ELÉCTRICO**

A continuación se mencionan los aspectos del subsuelo que son fácilmente apreciables en los sondeos de cono eléctrico.

Continuidad estratigráfica. En la figura 3.26 es un ejemplo típico de la fidelidad con la que se puede determinar la estratigrafía de un sitio con ésta técnica.

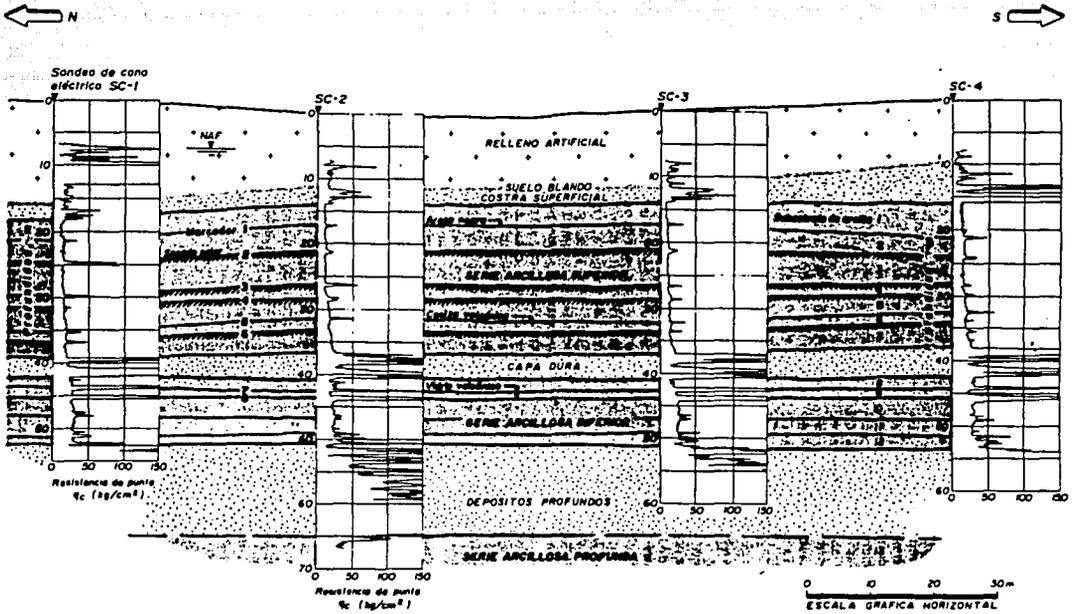
Los lentes duros intercalados entre los blandos de la serie arcillosa superior, son perfectamente detectables con el cono; estos lentes son costras de secado solar y arenas basálticas o pumíticas; su espesor puede ser desde 0.10 m hasta 2m, con resistencia a la penetración muy variable.

Es importante detectar estos lentes duros por las siguientes razones:

- Estos lentes se utilizan como marcadores de la estratigrafía, es decir, permiten separar los diferentes substratos arcillosos, lo que es útil para guiar el muestreo selectivo, y para correlacionar los resultados de laboratorio de parámetros de resistencia y deformabilidad.
- En cimentaciones por medio de pilotes, la presencia y medición de resistencia de estos lentes duros es de interés en la determinación de hincabilidad de pilotes y definición de la perforación previa necesaria.
- En cualquier caso el material que forma los lentes es notoriamente más permeable que las arcillas, por lo que su presencia definitiva en la rapidez de consolidación de los estratos arcillosos. Además, en el caso de excavaciones que lleguen a los substratos arcillosos, la presencia de lentes duros influye en la definición del bombeo que se requiere y el lente permeable más cercano bajo el fondo de la excavación, es decisivo en los análisis de falla de fondo por subpresión.

En las zonas de transición abrupta, donde la consolidación de los suelos está muy avanzada, se desarrollan fisuras superficiales que profundizan hasta más de 20 m y que en algunas ocasiones se pueden detectar con el sondeo de cono (Fig. 3.27).

Consolidación de suelos. En la figura 3.28 se describe esquemáticamente la manera usual de juzgar la influencia de la consolidación por sobrecarga en la resistencia al corte del suelo. También con la información de los sondeos, se puede detectar, en la parte inferior de estos, el incremento de resistencia alcanzada por efecto del bombeo profundo.



LA SERIE ARCILLOSA SUPERIOR corresponde a la secuencia de arcillas de la zona del lago formada por siete substratos de arcilla, separados por seis lentes duras.
 LA PRIMERA CAPA DURA está formada por dos lentes duras (arenas limosas) y una capa blanda intermedia (lima arcillosa).
 LA SERIE ARCILLOSA INFERIOR está actualmente preconsolidada por el bombeo profundo.
 LOS DEPOSITOS PROFUNDOS son suelos aluviales con intercalaciones de arcillas duras
 LA SERIE ARCILLOSA PROFUNDA muy preconsolidada con lentes duras volcánicas y aluviales.

Fig. 3.26 Corte estratigráfico en el centro de la Ciudad de México

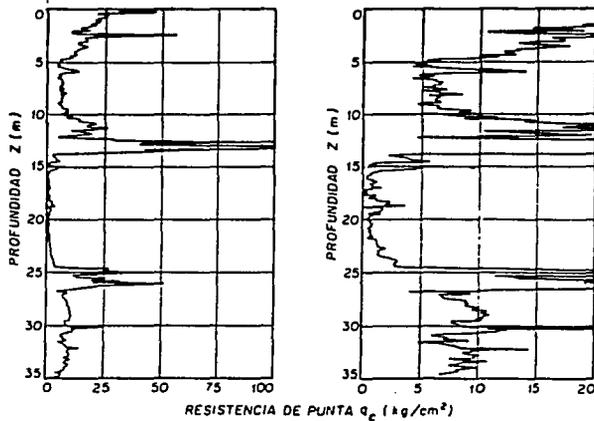
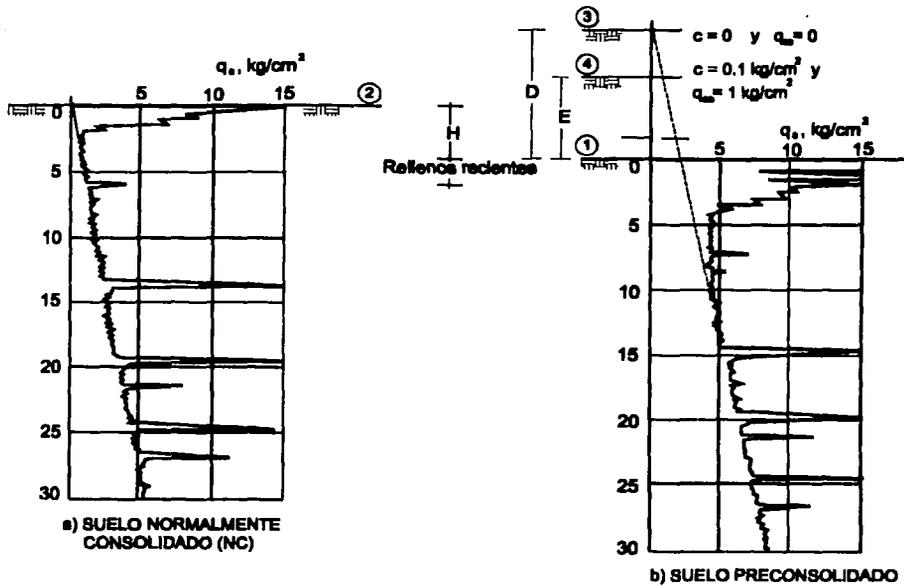


Fig. 3.27 Sondeo en zona de transición abrupta, donde se detecta una zona con condición de tensión y posiblemente fisurada



- ① Superficie actual del suelo preconsolidado (OC)
 - ② Superficie que tendría el suelo si mantuviera la condición de normalmente consolidado (NC), que ocurrió durante la formación (deposición) del suelo; excepto por la influencia de la costra superficial reciente.
 - ③ Superficie que debería tener el suelo para ser NC, si no tuviera cohesión ($c=0$ y $q_u=0$)
 - ④ Superficie que debería tener el suelo para ser NC, si tuviera una cohesión mínima ($c=0.1 \text{ kg/cm}^2$ y $q_u = 1 \text{ kg/cm}^2$)
- H Asentamiento menos relleón reciente
- D Espesor de suelo equivalente a la sobrecarga de consolidación en arcillas de cohesión nula ($c = 0$)
- E Espesor de suelo equivalente a la sobrecarga de consolidación con cohesión mínima ($c = 0.1 \text{ kg/cm}^2$)

Fig. 3.28 Interpretación de la influencia de la consolidación, según un sondeo de cono

• **Sondeo de cono dinámico**

En la figura 3.29 se muestra un sondeo de cono dinámico junto con otro de penetración estándar, realizados en el mismo sitio; es interesante advertir que el cono es capaz de detectar detalles que no pueden ser captados por la penetración estándar, porque puede distinguir suelos de distinta resistencia y compacidad. Por que hay que recordar que la penetración estándar es continua, pero, en cada prueba (60 cm) son eliminados los primeros y últimos 15 cm y por otra parte, se suspende una prueba cuando el número de golpes alcanza los 50 cm y ya no penetra el penetrómetro y haciendo avance hasta la siguiente prueba.

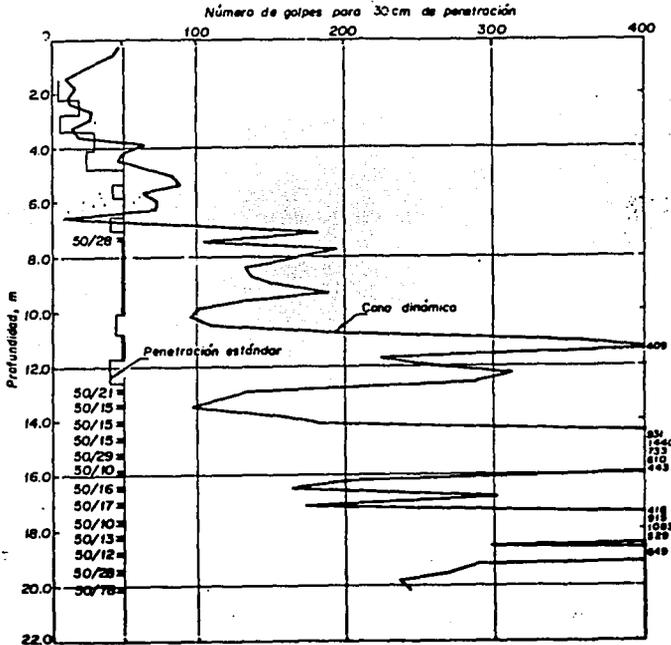


Fig. 3.29 Cono dinámico vs penetración estándar en aluvión, tobas, capa dura, etc.

3.6.4 Correlaciones con parámetros de resistencia

Las correlaciones empíricas son de enorme utilidad para los ingenieros geotécnicos porque le permiten conocer el orden de magnitud de las propiedades mecánicas de los materiales que se están estudiando, especialmente en suelos con los que él no esté familiarizado, o de los cuales no haya información cercana al sitio. De esta manera puede diseñar de manera racional su programa de exploración, muestreo y pruebas de laboratorio para el sitio y el suelo bajo consideración. Además, puede comparar sus resultados para verificar los procedimientos empleados.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

En ausencia de mejor información, el especialista en cimentaciones puede emplear las correlaciones para fines de diseño, tomando en cuenta la dispersión inherente a la correlación y aquella propia de los resultados de la medición de la resistencia de punta y estando dispuesto a hacer el diseño conservador; es decir, suponiendo las condiciones más desfavorables de propiedades y de cargas actuantes. La condicionante fundamental para la aplicación confiable de correlaciones empíricas, es que correspondan a suelos muy similares y preferiblemente que se obtengan para los suelos particularmente a los que se pretenda aplicar. Debe evitarse caer en el empleo indiscriminado de estas correlaciones.

Por otra parte, debe tenerse presente que con los resultados obtenidos con sondeos cónicos, no se pueden determinar los perfiles de esfuerzos efectivos iniciales del suelo. Este dato es de suma importancia para hacer los análisis de alivio de esfuerzos por excavaciones, de incrementos de carga por recompresión y compresión y de análisis de consolidación secundaria de las arcillas.

Los sondeos de penetración de conos eléctricos o dinámicos sólo permite definir las resistencias de punta y/o fricción o la resistencia dinámica dependiendo del tipo de cono empleado; a su vez, la interpretación de esta información, basada en correlaciones empíricas y semi-empíricas con lleva a la identificación indirecta del tipo de suelo y a una estimación de sus propiedades mecánicas..

Para utilizar estas correlaciones, se deben distinguir los diferentes estratos que constituyen el subsuelo en estudio, generalmente los lentes o estratos granulares los diferencian claramente; una vez obtenidos se saca un promedio del valor de q_c para cada estrato y con este valor se emplean las correlaciones.

- **SONDEO DE CONO ELÉCTRICO**

Parámetros de resistencia de los suelos

- **Suelos cohesivos.** La resistencia al corte de suelos cohesivos en condiciones no drenadas se pueda obtener aproximadamente con la expresión siguiente:

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

donde: C_{uu} Resistencia al corte no drenada, en t/m2
 q_c Resistencia de punta de cono, en kg/cm2
 N_k Coeficiente de correlación

Los valores del coeficiente N_k , determinados para suelos de la Ciudad de México, aparecen en la tabla 3.6.

**Tabla 3.6 Correlaciones de la resistencia al corte ($q_c/Nk = c$)
para la Cd. De México**

TIPO DE SUELO	q_c (kg/cm^2)	PRUEBA		PENETROMETRO DE BOLSILLO
		TRIAXIAL UU	COMPRESIÓN SIMPLE	
Costra superficial	$5 < q_c < 10$	$q_c/14^{**}$	$q_c/20$	-
Suelos blandos	$q_c < 5$	$q_c/13$	$q_c/16$	-
Capas de arcilla dura	$q_c > 10$	$q_c/24$	$q_c/54$	$q_c/29$
Limos arcillosos duros	$5 < q_c < 10$	$q_c/13$	$q_c/20$	-

Nota: q_c está definido para velocidad de hincado de 1 cm/s
 *Datos obtenidos del libro "El cono en la exploración geotécnica"
 ** (14 es el valor de NK)

Parámetro de deformabilidad

- **Coefficiente de compresibilidad volumétrica.** La resistencia y compresibilidad son dos conceptos independientes y aparentemente no existen teorías que relacionen rigurosamente ambas propiedades importantes de un material. Por lo tanto no es posible recurrir a un planteamiento teórico para establecer la correlación de q_c con la compresibilidad de los diferentes tipos de suelo. En el caso específico de la arcilla de México, puesto que se formó en el mismo ambiente geológico lacustre, adquirió una gran homogeneidad en su estructura y en su composición mineralógica, por lo que es fácil entender el fenómeno físico de que la arcilla al mismo tiempo de aumentarse la resistencia, se hace más compacta su estructura y se reduce su deformabilidad.

En la figura 3.30 (Ref. El cono eléctrico en la exploración geotécnica) se muestra una gráfica de correlación entre la resistencia de punta q_c y el coeficiente de la compresibilidad volumétrica unitaria m_v de la arcilla de México, obtenida con base en datos de laboratorio, para arcillas que ha sufrido preconsolidación. Con este parámetro se calculan los asentamientos que sufrirá el subsuelo por debido a la sobrecarga, utilizando la siguiente ecuación:

$$\delta = \sum_{i=1}^n m_{vi} \cdot \Delta\sigma_i \cdot H_i$$

donde: δ Asentamiento total
 m_{vi} Módulo de compresibilidad para cada estrato en cuestión, cm^2/kg
 $\Delta\sigma_i$ Incremento medio de esfuerzos para el estrato de interés kg/cm^2
 H_i Espesor del estrato i , cm

Como ya se dijo una limitación significativa para la interpretación de la información de los sondeos realizados con cono eléctrico, es que no es fácil conocer confiablemente sus pesos volumétricos, pues para ello se requeriría obtener muestras inalteradas, una solución alternativa para resolver este problema es suponer estos pesos volumétricos con base a información cercana y a la experiencia de los ingenieros y aplicar la expresión anterior.

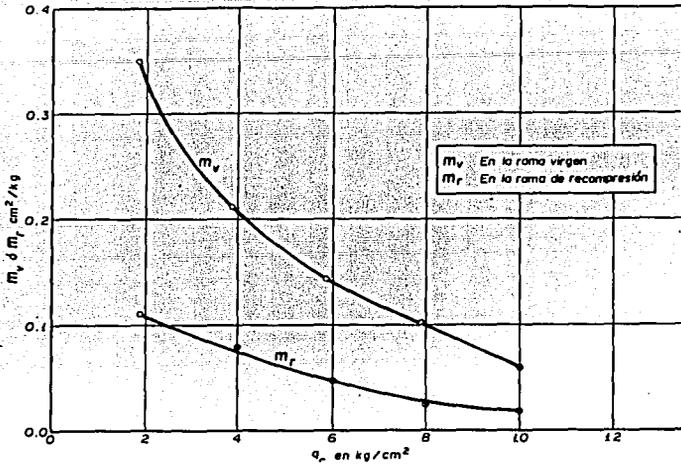


Fig. 3.30 Curvas de correlación de la compresibilidad

- **Suelos friccionantes.** Las correlaciones de Schmertmann y Sanglerat entre la resistencia de punta del cono y la compacidad relativa de arenas finas se muestra en figura 3.31(Ref. El cono eléctrico en la exploración geotécnica).

Para determinar el valor del ángulo de fricción interna ϕ , usualmente se utilizan las fórmulas de capacidad de carga última y la estimación del peso volumétrico; en la figura 3.33 se presenta una solución gráfica para determinar el valor de ϕ en función de q_c y de σ'_o es el esfuerzo vertical efectivo (suponiendo pesos volumétricos aplicar la expresión simplificada en la figura 3.32).

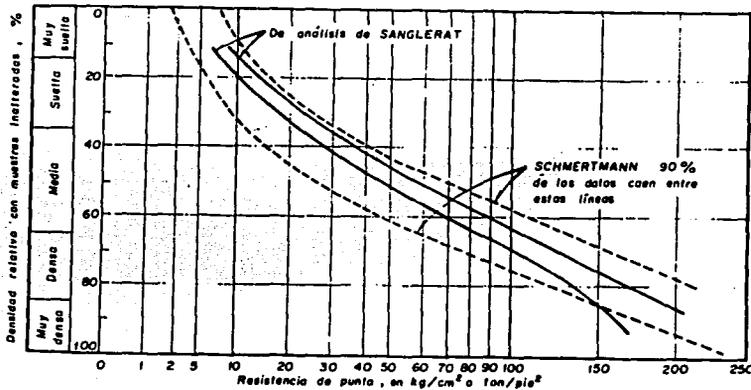


Fig. 3.31 Correlación entre la resistencia de punta y la compacidad relativa de arenas finas

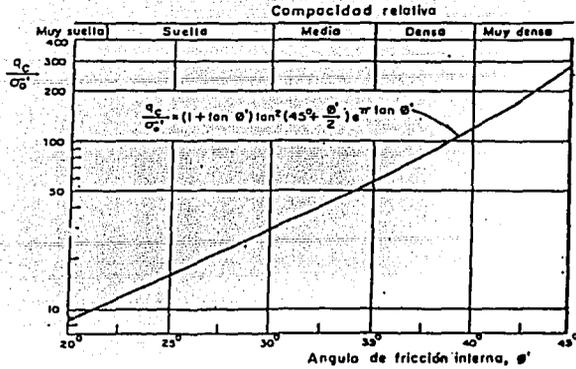


Fig. 3.32 Correlación de la resistencia de punta y el ángulo ϕ° de arenas

- **Suelos cohesivo-friccionantes.** Los suelos que durante el hincado del cono desarrollan componentes de resistencia de fricción y cohesión son el caso más difícil de interpretar. Los procedimientos propuestos se basan en plantear dos expresiones de la capacidad de carga última para dos profundidades en que se presente el mismo suelo y después obtener por tanteos los valores de los parámetros c y ϕ . En esta solución, el desconocimiento de los pesos volumétricos también induce a errores como en los suelos no cohesivos. Los procedimientos de información más usados se deben a De Beer y Mitchell-Durgunoglu; el primero conduce a resultados muy conservadores y el segundo está orientado a resolver el problema a profundidades someras.

Este caso se resuelve considerando dos valores de la resistencia de punta cercanos, que corresponden a un mismo estrato (q_{c1} y q_{c2}). Así se pueden plantear dos expresiones de la capacidad de carga última, que al considerarlas simultáneamente resultan:

$$\phi = \tan^{-1} \left[\frac{q_{c2} - q_{c1}}{\gamma(z_2 - z_1)N_q} \right]^{-1} \quad (1)$$

$$N_q = \frac{(q_{c2} - q_{c1})}{\gamma(1 + \tan \phi)(z_2 - z_1)} \quad (2)$$

donde c y ϕ Parámetros de la resistencia al corte
 q_{c1} y q_{c2} Valores de la resistencia de punta ($q_{c1} > q_{c2}$)
 z_1 y z_2 Profundidades de medición
 N_c y N_q Coeficientes de capacidad de carga

Para determinar el valor de ϕ se deben resolver por aproximaciones sucesivas las ecuaciones implícitas (1 y 2). Para calcular esta expresión se supone el peso volumétrico γ , y un valor tentativo del ángulo ϕ ; determinado N_q , se introduce en la figura 3.34 para obtener el valor de ϕ . En caso que el ϕ calculado difiere del supuesto inicialmente, se vuelve a obtener N_q con el valor del ϕ calculado y de nuevo, con la gráfica, se define el valor de ϕ ; y se repite el cálculo que converge en dos o tres iteraciones, después se aplica la ecuación 3.

$$c = \frac{(qc_1 + qc_2) - \gamma Nq (1 + \tan \phi) (z_1 + z_2)}{2Nc (1 + Nq/Nc)} \quad (3)$$

Los coeficientes de correlación Nq entre las mediciones con cono y la resistencia al corte no drenada de los suelos, están basados en un número reducido de sondeos inalterados; por ello deben utilizarse con reserva y de preferencia ratificarse con sondeos de correlación, para asegurarse de su validez.

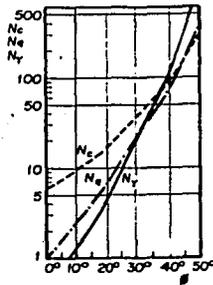


Fig. 3.33 Factores de capacidad de carga

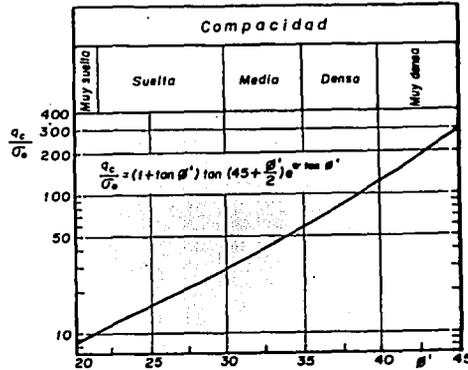


Fig. 3.34 Correlación de la resistencia de punta y el ángulo de ϕ°

• **SONDEO DE CONO DINAMICO**

La información publicada sobre correlaciones con el cono dinámico es muy escasa, por lo que se hace necesario acumular experiencia local de cada sitio; interesa establecer una correlación confiable con la penetración estándar, mediante sondeos paralelos con ambas técnicas, incluso para asegurarse de la clasificación de los suelos y proceder a la interpretación del sondeo con apoyo de las correlaciones y experiencias de la penetración estándar. Conviene advertir que la calidad de estos sondeos de correlación debe ser excelente

A continuación se presenta un ejemplo de la interpretación técnica de los resultados obtenidos en campo y laboratorio, así como de correlaciones para determinar los parámetros de resistencia y deformabilidad para el diseño de una cimentación.

Los trabajos de exploración consistieron en ejecutar dos sondeos (un sondeo mixto y un sondeo de muestreo selectivo a 35.05 y 25.35 m de profundidad respectivamente) y dos pozos a cielo abierto. El predio donde se realizaron los sondeos se localiza dentro de la zona Lago Centro I.

- Interpretación estratigráfica

A partir del sondeo de cono eléctrico y del conocimiento que se tiene de la zona, se definieron las siguientes condiciones estratigráficas (Fig. 3.35). En el sondeo se definen claramente las fronteras entre los estratos.

De 0 a 5.4 m. Costra superficial (I) formada de 0 a 2.0 m por material producto de desperdicios de construcción; en el resto se tienen suelos arcillosos y limoarenosos, la resistencia de punta mediada con el cono eléctrico es de 12 kg/cm².

De 5.4 a 26.2 m. Serie arcillosa superior (II) conformada por suelos arcillosos y limos de alta plasticidad, cuya consistencia varía de suave a rígida conforme aumenta su profundidad se intercalan lentes arenosos. La resistencia medida con el cono eléctrico varía de 4 a 10 kg/cm² en las arcillas y de 25 a 100 kg/cm² en los lentes. Esta formación puede dividirse en 3 substratos de acuerdo a la resistencia de punta medida con el cono eléctrico, los lentes sirven como frontera entre los substratos.

De 26.2 a 29.3 m. Capa dura (III) es un depósito heterogéneo de origen aluvial con cementación variable. El cono eléctrico registró una resistencia media superior a los 80 kg/cm². También se detectó la intercalación de un lente arcilloso.

De 29.3 a 33.7 m. Serie arcillosa inferior (IV) formada por arcilla limosa de color gris verdoso con muy poca arena fina, de consistencia dura. La resistencia media medida con el cono eléctrico vale 20 kg/cm².

De 33.7 y hasta la máxima profundidad explotada. Depósitos profundos conformados por arena fina poca media y gruesa limosa de color café grisáceo con algunas gravas fracturadas, en estado muy compacto. El número de golpes N registrado con la técnica de penetración estándar es mayor de 50 golpes.

- Muestras obtenidas

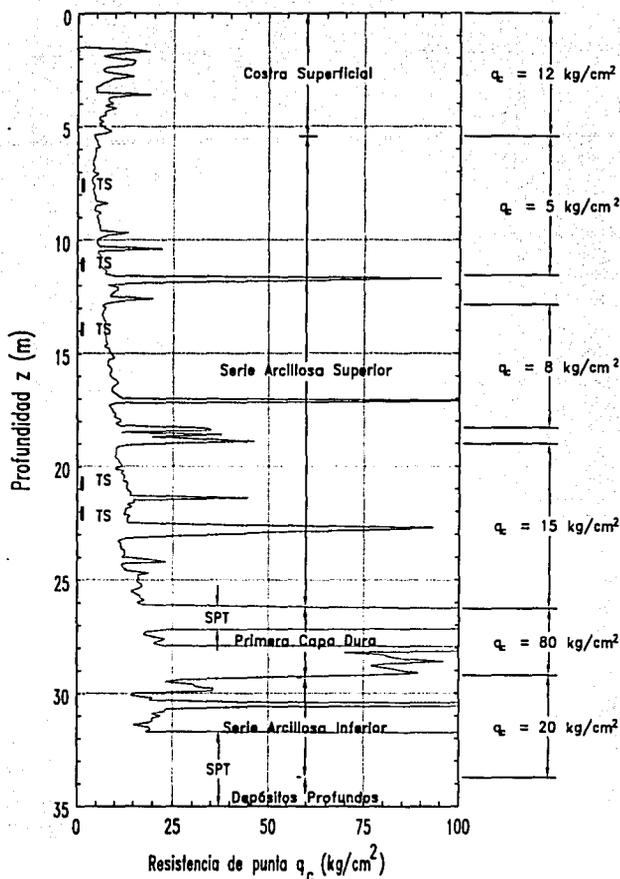
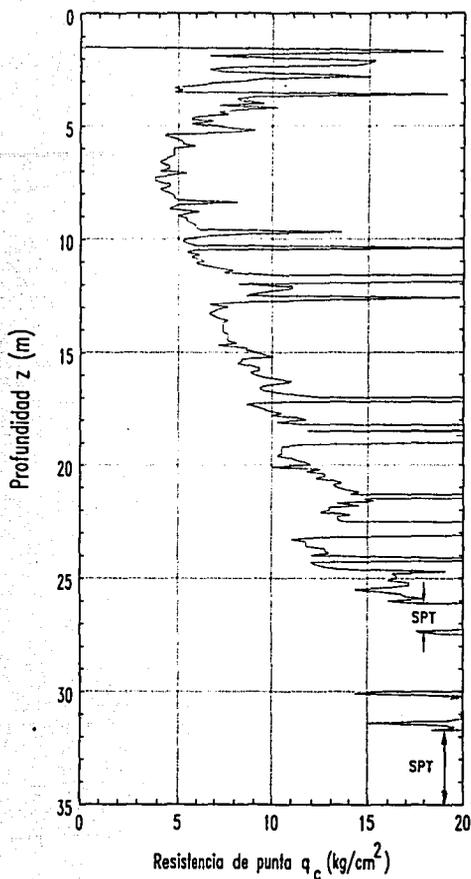
En la exploración geotécnica se recuperaron muestras alteradas con el penetrómetro estándar y 5 muestras inalteradas a diferentes profundidades utilizando el tubo Shelby.

- Pruebas de laboratorio

Para determinar las propiedades índice y mecánicas del suelo a las muestras recuperadas se les realizaron los siguientes ensayos de laboratorio.

- Clasificación visual y al tacto
- Contenido natural de agua
- Compresión triaxial no consolidada no drenada
- Consolidación unidimensional

Las propiedades índice ayudaron a definir de manera más clara la estratigrafía del subsuelo.



SCE-1

- SPT, SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR
 - TS, TUBO SHELBY

Fig. 3.35 Sondeo de cono eléctrico (SCE) complementado con las técnicas de penetración estándar (SPT) y muestreo inalterado con tubo Shelby (TS)

Los resultados de las pruebas de laboratorio se resumen en la siguiente tabla:

SONDEO	PROFUNDIDAD m	NO. DE MUESTRA	γ_{m3} t/m ³	C t/m ²	ϕ°
SMS-1	7.7 a 7.9	1-3	1.14	2.6	0
SMS-1	11.2 a 11.4	2-4	1.90	3.6	0
SMS-1	13.7 a 13.9	3-4	1.21	4.0	0
SMS-1	20.1 a 20.0	4-4	1.27	6.8	9
SMS-1	21.8 a 22.0	5-4	1.36	6.2	10

De acuerdo con la secuencia estratigráfica, las muestras obtenidas corresponden únicamente a la formación arcillosa superior principalmente, por que en ella ocurrirán los asentamientos más importantes.

- Aplicación de las correlaciones empíricas

En la siguiente tabla se resumen algunos parámetros mecánicos que se obtuvieron con las correlaciones empíricas presentadas en este trabajo.

ESTRATO	PROF. m	q_c media kg/m ²	N_{SPT}	N_K (I)	C t/m ² q_c/N_K	ϕ° (III)	m_r cm ² /kg (IV)	γ_{m3} t/m ³ (V)
Costra Superficial	0 - 5.4	12.0	-	14	8.6	0	0.018	1.9-2.0
Serie arc. sup. (II)								
1	5.4 - 11.6	5.0	-	24	2.1	0	0.06	
2	12.0 - 18.3	8.0		24	3.3	0	0.03	1.75 -
3	19.0 - 26.2	15.0		24	6.3	0	0.01	2.00
Capa Dura	26.2 - 29.3	80	-			35 - 40		2.2
Serie arc. Inf.	29.3 - 33.7	20	-	24	8.3		0.005	2.2
Depósitos profundos	33.70		>50	-	-	>45	-	-

(I) Los valores de N_r se obtuvieron de la tabla 3.6

(II) No se consideraron los lentes duros para obtener q_c

(III) Los valores se obtuvieron de la tabla 3.5

(IV) Los valores se obtuvieron de la gráfica de la figura 3.30

(V) Los valores se obtuvieron de la tabla 3.4

- **Comparación de los parámetros mecánicos obtenidos con correlaciones empíricas con los obtenidos con las pruebas de laboratorio.**

Como ya se mencionó las muestras son representativas de la formación arcillosa superior, por lo que únicamente se podrán hacer las comparaciones de esta formación. En la siguiente tabla se resumen estas comparaciones.

ESTRATO	PROF. m	M	PROF. m	LABORATORIO			CORRELACIONES		
				C t/m ²	m _r cm ² /kg	γ _{m3} t/m ³	C t/m ²	m _r cm ² /kg	γ _{m3} t/m ³
Serie arc. sup. ²									
1	5.4 - 11.6	1-3 2-4	7.7-7.9 11.2-11.4	2.6 3.6		1.4 1.9	2.1	0.06	1.75 - 2.00
2	12.0 - 18.3	3-4	1.7-13.9	4.0	0.04	1.21	3.3	0.03	
3	19.0 - 26.2	4-4 5-2	20.1-20.3 21.8-22.0	6.8 6.2	0.02	1.27 1.36	6.3	0.01	

De los valores mostrados en la tabla anterior se pueden hacer los siguientes comentarios

- Los valores de la cohesión obtenidos con las pruebas de laboratorio y correlaciones son muy parecidos, lo que proporciona un nivel de confianza aceptable para usar las correlaciones existentes. Sin embargo, se debe tener cuidado al proponer el valor de N_k , pues varía con el tipo de suelo.
- En los valores de m_r , se observa una variación entre el 30 y 50% más grande en los valores obtenidos en el laboratorio con respecto a los obtenidos con correlaciones. De acuerdo con esto, los asentamientos calculados con correlaciones serán al menos un 30% menores a los reales.
- Los valores de los pesos específicos tienen variaciones importantes, por lo que en este caso su uso solo servirá para obtener datos preliminares.
- La confiabilidad de las correlaciones existentes dependerá de los trabajos de investigación y ensayos de laboratorio, que se realicen para actualizarlas o revisarlas.

3.7 Sondeo de muestreo selectivo

Los sondeos de muestreo selectivo se realizan con el objetivo de recuperar muestras de suelo con un mínimo de distorsión en el acomodo estructural de sus partículas, para realizar posteriormente pruebas mecánicas confiables.

Con la información estratigráfica obtenida al inicio de la etapa de exploración, mediante el cono eléctrico o sondeo de penetración estándar, el ingeniero geotécnico definirá el programa de muestreo selectivo, donde especificará claramente el número y profundidad de los sondeos, profundidad de cada una de las muestras selectivas a obtener, así como el tipo de muestreador más adecuado para cada estrato. A continuación se mencionan algunos de los muestreadores recomendados de acuerdo con la zonificación geotécnica:

- **ZONA DE LAGO**

El muestreo de las arcillas blandas cuya resistencia por punta con cono eléctrico, q_c , sea menor de 20 kg/cm^2 , se realizará con tubo *shelby* de 3" o 4" de diámetro; en arcillas con $q_c > 20 \text{ kg/cm}^2$ y en lentes duros se utilizará el tubo dentado de 4" de diámetro. En la costra superficial, el procedimiento de muestreo inalterado más común es el labrado de muestras cúbicas en pozos a cielo abierto.

- **ZONA DE TRANSICION**

En la zona de transición, lo más adecuado para la exploración es la combinación del cono eléctrico, con la prueba de penetración estándar; está última cuando los suelos sean de resistencia mayor que la de la capacidad del cono. Con la información obtenida con estos sondeos se realiza el programa de muestreo con las mismas características que en la zona de lago.

En la subzona de transición baja, el muestreo inalterado se realizará con tubo dentado de 4" de diámetro y en la costra superficial el labrado de muestras cúbicas en pozos a cielo abierto.

En la subzona de transición alta, por ser muy heterogénea, se pueden utilizar diferentes técnicas de muestreo.

- **ZONA DE LOMAS**

Debido a la naturaleza de los depósitos de esta zona y cuando los materiales resistentes afloran o cuando se localizan inmediatamente bajo la capa vegetal, el procedimiento de muestreo más confiable es el labrado de especímenes cúbicos en pozos a cielo abierto, siempre y cuando sea posible. Cuando se utilice tubo dentado o barril Denison, un ingeniero con experiencia deberá juzgar el grado de alteración inducido en los especímenes, y así definir en campo el mejor procedimiento de muestreo en cada caso.

• **TUBO SHELBY**

El tubo Shelby, es un tubo de pared delgada que se utiliza para el muestreo inalterado de suelos blandos a semiduros localizados arriba y abajo del nivel freático; tienen de 3" o 4" de diámetro, longitudes de 75 a 90 cm y se hincan a presión.

- *Tubo Convencional*

En la fig. 3.36 se muestra este tubo de acero, con un extremo de ataque afilado. El tubo se une a la cabeza con tornillos Allen o mediante cuerda repujada. La cabeza tiene drenes laterales para la salida del fluido de perforación y de los azolves durante el hincado. La válvula de bola impide que la muestra se vea sujeta a presiones hidrodinámicas durante la extracción del muestreador. Aunque también los hay con cabeza deslizante que logra un sello más confiable que la de la válvula esférica.

El muestreador se hincan con un solo movimiento una longitud igual a la del tubo menos 15 cm, para dejar espacio a los azolves; la velocidad de hincado debe ser entre 15 y 30 cm/s. Después se deja en reposo unos minutos, para permitir que la muestra se expanda y se adhiera al muestreador; a continuación se gira para cortar la base y posteriormente se extrae a la superficie, se limpian sus extremos, se mide la longitud de la muestra recuperada y se identifica.

Las principales limitaciones del tubo convencional son las siguientes:

- a) El acelerado proceso de oxidación que sufre el contacto suelo – metal en solo unos días y que termina por alterar a la muestra; problema que no se ha podido resolver con recubrimientos por su complejidad y elevado costo.
- b) La extracción de muestras se debe hacer cortando el tubo en segmentos para que el espécimen se maltrate lo menos posible; sin embargo, este proceso de corte genera vibraciones y presiones indeseables.
- c) La imposibilidad de rehusar estos tubos encarece el muestreo.

- *Tubo con camisa integral*

El profesor Zeevaert ha utilizado por años un tubo que resuelve parte de las limitaciones anteriores, mediante un tubo de acero con filo, que lleva en su interior una camisa de aluminio de un metro de longitud y 5" de diámetro en la cual queda alojada la muestra de suelo.

- *Tubo con camisa segmentada tipo TGC*

Está constituido por un tubo de acero que lleva en su interior otro de aluminio cortado en segmentos; la punta del muestreador es un filosa zapata de acero templado (Fig. 3.37). Al hincarse a presión la muestra queda contenida en los tubos de aluminio anodizado que reducen significativamente los problemas de extracción de la muestra y sobre todo evita la corrosión que sufren los tubos de acero utilizados convencionalmente. La cabeza lleva una válvula muy ligera que facilita la salida del lodo de perforación durante el hincado del muestreador y que posteriormente se cierra con ayuda de una varilla de acero de 1 a 2 m de longitud la cual se introduce a través de la columna de barras de perforación.

Un criterio para juzgar en el campo la calidad del muestreo se indica en la siguiente tabla (3. 7):

Tabla 3.7. Recuperación de muestras

RECUPERACION	CALIDAD
Rec = 100	excelente
Rec = 80	buena
50 < Rec < 80	mala
Rec < 50	inaceptable

Rec. recuperación

L longitud

H longitud muestreada

$$Rec = \frac{L}{H} \times 100$$

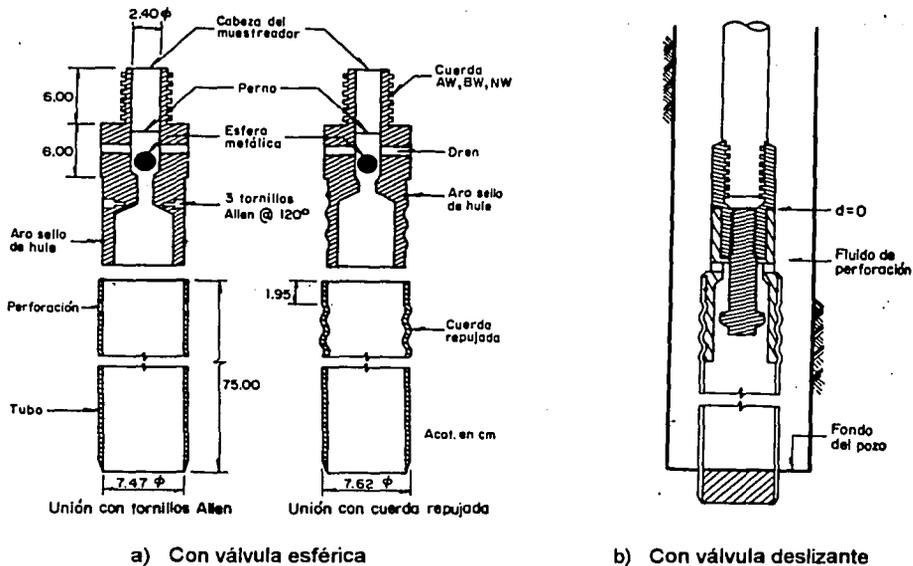


Fig. 3.36 Muestreador de pared delgada convencional (Tubo Shelby)

TESIS CON
 FALTA DE ORIGEN

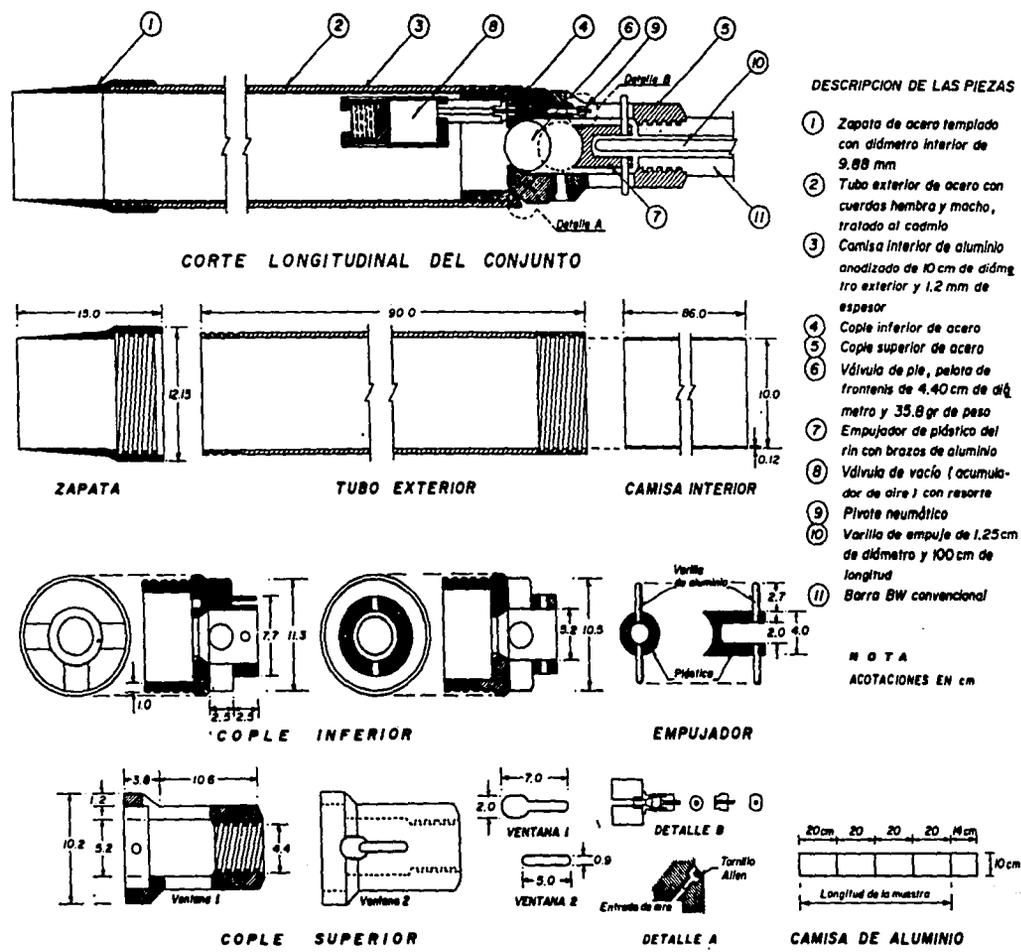


Fig. 3.37 Tubo de pared delgada con camisa (Tipo TGC)

Interpretación geotécnica de los métodos de exploración y muestreo

• **TUBO DENTADO**

Esta herramienta permite obtener muestras de arcillas duras y limos compactos o cementados con un mínimo de alteración; en estos materiales presenta claras ventajas de operatividad y costo sobre muestreadores de barril doble.

- *Tubo dentado convencional*

Este muestreador está constituido por un tubo de acero, unido en su extremo superior con la cabeza muestreadora que, a su vez, va montada al final de la columna de barras de perforación con las que se hinca y se da rotación al muestreador desde la superficie; la parte inferior del tubo tiene ocho dientes dispuestos simétricamente, que miden de 0.8 a 1 cm de altura y 3 cm de base. La sierra se forma alternando un diente recto y otro doblado 0.2 cm hacia el exterior, con objeto de reducir la fricción entre el muestreador y el suelo. El diámetro del tubo deber ser de 4" y su longitud de 100 cm (Fig. 3.38).

Penetra a rotación lenta y presión, sin recurrir al empleo de agua o lodo de perforación, ha demostrado ser adecuado para muestrear lentes duros, aunque tiene el riesgo de inducir remoldeo cuando el operador tiene poca habilidad.

- *Tubo dentado con camisa tipo TGC*

Se construyó para la recuperación de muestras inalteradas de la capa dura, porque los intentos que se han realizado con tubos dentados simples y Denison han sido infructuosos. La característica más significativa de este muestreador es que puede operar en seco. Ya que el empleo de algún fluido de perforación altera drásticamente a los materiales arenosos con bajo contenido de agua, como los de la capa dura. Otra de las ventajas con la que cuenta es que el tubo exterior de acero tiene un helicoides que se encarga de rezagar el material cortado con la broca, logrando con ello descongestionar la presión en la punta, reduciendo la presión de hincado, evitando el aumento de la temperatura; asimismo, cuenta con una camisa de aluminio anodizado para contener las muestras, su zapata es dentada, revestida con granúlos de carburo de tungsteno (Fig. 3.39).

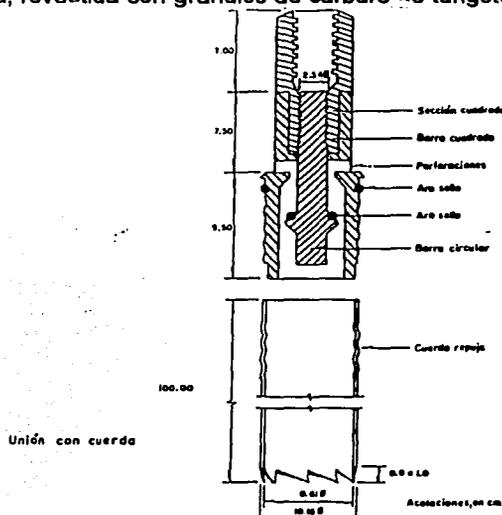
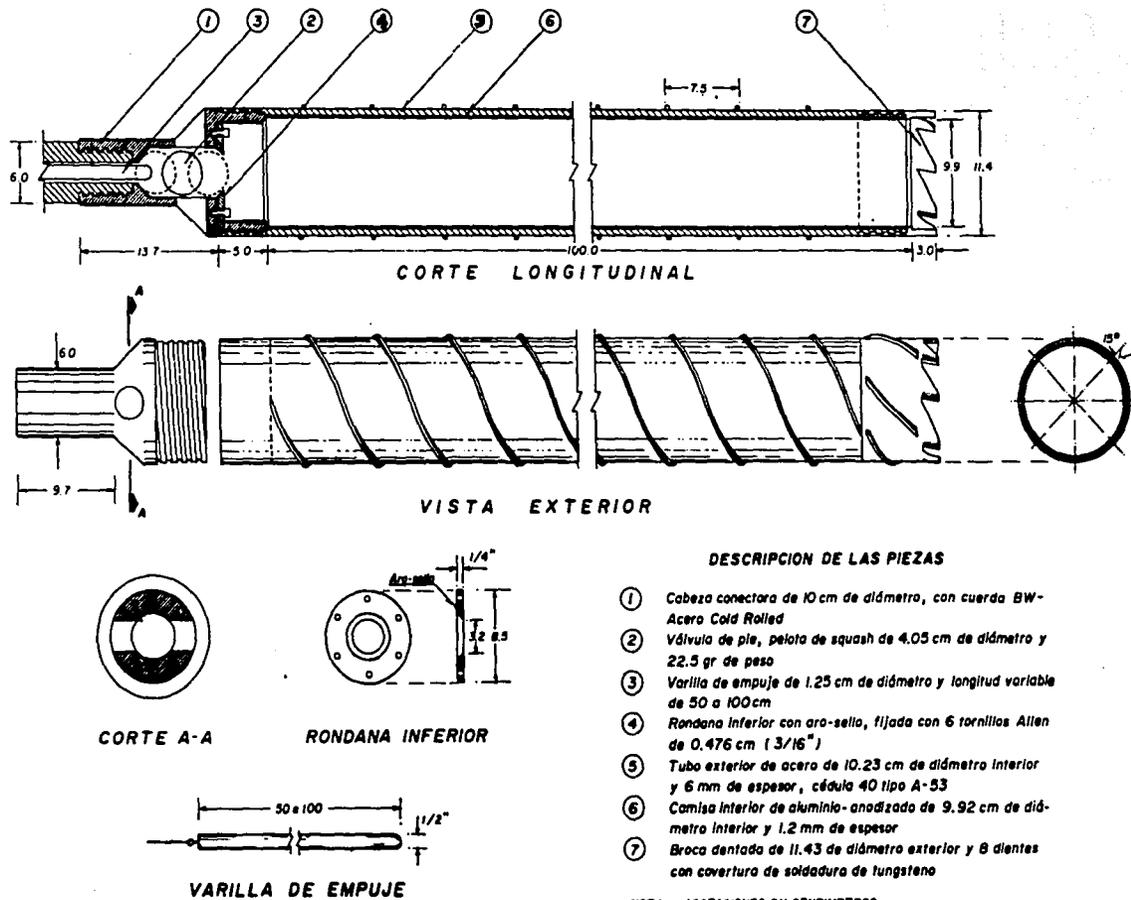


Fig. 3.38 Muestreador de tubo dentado



DESCRIPCION DE LAS PIEZAS

- ① Cabeza conectora de 10 cm de diámetro, con cuerda BW-Acero Cold Rolled
- ② Válvula de pie, pelota de squash de 4.05 cm de diámetro y 22.5 gr de peso
- ③ Varilla de empuje de 1.25 cm de diámetro y longitud variable de 50 a 100 cm
- ④ Rondana inferior con oro-sello, fijada con 6 tornillos Allen de 0.476 cm (3/16")
- ⑤ Tubo exterior de acero de 10.23 cm de diámetro interior y 6 mm de espesor, cédula 40 tipo A-53
- ⑥ Camisa interior de aluminio-anodizado de 9.92 cm de diámetro interior y 1.2 mm de espesor
- ⑦ Broca dentada de 11.43 de diámetro exterior y 8 dientes con cobertura de soldadura de tungsteno

NOTA - ACOTACIONES EN CENTIMETROS

Fig. 3.39 Tubo muestreador dentado con camisa interior tipo TGC

• **BARRIL DENISON**

El muestreador tipo Denison consiste en dos tubos concéntricos; uno interior, que penetra en el suelo a presión y rescata la muestra, mientras que el exterior, con la broca en su extremo gira y corta el suelo circundante. Para operar este muestreador se requiere fluido de perforación (agua, lodo o aire) que se hace circular en ambos tubos.

Los tubos concéntricos se acoplan a la cabeza con baleros axiales, que sirven de unión con la columna de barras de perforación y que permite que el tubo interior se hinque a presión en el suelo sin inducir esfuerzos de torsión a la muestra. 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. La broca de corte es una pieza de acero con pastillas de carburo de tungsteno que protegen las zonas de mayor desgaste (Fig. 3.40).

Con este muestreador se obtienen especímenes de arcillas duras, limos compactos y cementados con pocas gravas, localizados abajo del nivel freático; las muestras presentan cierto grado de alteración. Cuando se muestrean estos suelos arriba del nivel freático, las muestras se contaminan con el agua o lodo de perforación, por lo cual su aplicación se condiciona al empleo de aire como fluido de perforación.

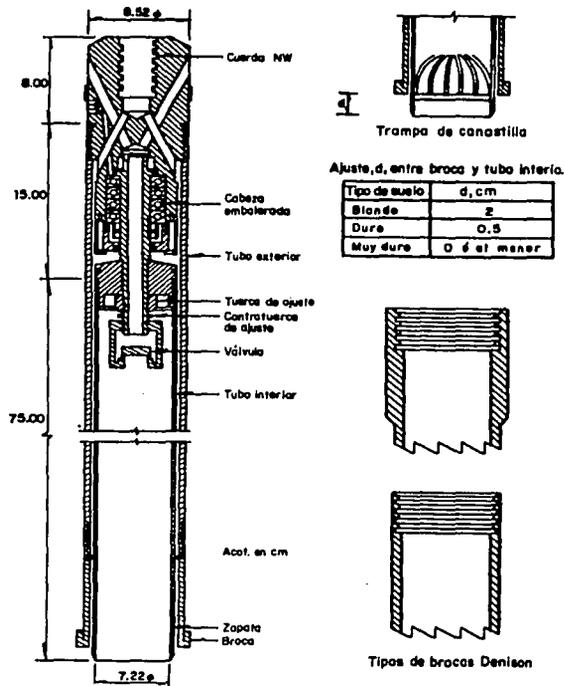


Fig. 3.40 Muestreador tipo Denison

• **Prueba de resistencia**

En las pruebas de resistencia, se determinan las características esfuerzo-deformación y de resistencia al corte: los ensayos pueden ser del tipo de compresión simple, de compresión triaxial UU (no consolidadas no drenadas, CU (consolidadas no drenadas) ó CD (consolidadas drenadas); que dependen del estado de esfuerzos a que se someterá el suelo y de las condiciones de drenaje que prevalezcan en las diferentes etapas de la vida útil de las estructuras.

▪ **Prueba de compresibilidad**

La realización de la prueba de consolidación unidimensional permite obtener una curva de compresibilidad de esfuerzos efectivos contra relación de vacíos, y las curvas de consolidación, deformación contra tiempo, para los incrementos de carga que se apliquen. Con ésta información se obtienen los parámetros de deformabilidad del suelo: módulo de compresibilidad volumétrica (m_v), coeficiente de compresibilidad a_v y el coeficiente de consolidación c_v , que permiten estimar la magnitud de los asentamientos y del tiempo para que ocurran.

Los ensayos deben reproducir el nivel de esfuerzos a que se verá sometido el suelo en campo, para el problema particular de que se trate y tener presente que el espécimen se consolida únicamente en la dirección vertical.

3.7.3 Comparación de los parámetros de resistencia obtenidos mediante pruebas de laboratorio y correlaciones empíricas

Generalidades. Para realizar correlaciones entre sondeos y parámetros mecánicos; se deberán hacer parejas de sondeos: uno eléctrico o de penetración estándar y otro inalterado selectivo continuo; la separación entre ellos deber ser de sólo unos metros (se recomienda menos de 10 m); en la ejecución de ambos tipos de sondeos se deberán cumplir las indicaciones y recomendaciones descritas en este capítulo, para cada sondeo. Para asegurarse que la información sea confiable, será indispensable que se realice una cuidadosa supervisión técnica de los trabajos de campo y laboratorio. Las muestras que se obtengan deberán tener un porcentaje de recuperación de por lo menos el 85%, para que sean confiables; además deberá cuidarse que se ensayen en un lapso no mayor de 15 días, para asegurarse de que no han sufrido cambios.

Pruebas de laboratorio. Para obtener correlaciones confiables, se recomienda obtener el contenido de agua y clasificación de suelos a cada 25 cm; realizar las pruebas triaxiales y de consolidación por lo menos a cada 70 cm, cuidando que los especímenes no coincidan con la frontera de lentes arenosos. En cuanto a la influencia de las propiedades del suelo, se puede decir que los coeficientes de correlación varían en función de la preconsolidación que han sufrido, así como de la fisuración natural, que reduce la resistencia de los suelos.

Para ampliar el conocimiento que se tiene sobre los factores de correlación con el cono eléctrico o de penetración estándar, es necesario contar también con abundantes pruebas de consolidación que permitan deducir las relaciones de preconsolidación de cada estrato de arcilla del sondeo en estudio, porque las correlaciones están íntimamente condicionadas por la consolidación que han sufrido las arcillas.

Cuando ya se tiene suficiente información, mediante métodos estadísticos se obtienen las correlaciones que proporcionan valores medios de los parámetros resistentes del sitio en estudio. Algunas veces únicamente se comparan los resultados de los parámetros obtenido en el laboratorio con las correlaciones existentes para verificar la confiabilidad de estas últimas, así como saber en que tipo de materiales pueden ser aplicadas y de esta forma evitar su empleo de manera indiscriminada.

3.8 Métodos para roca

Como ya se describió anteriormente, el Valle de México se encuentra rodeado por diversas serranías, formadas por roca, que en su superficie esta alterada. De acuerdo con la zonificación geotécnica, la zona de lomas abarca las serranías que delimitan el valle de México. Por lo que en la exploración geotécnica deben detectarse claramente las siguientes características:

Estratigrafía. La exploración en roca o en suelos muy cementados, tiene como objetivo identificar con precisión las unidades litológicas del sitio para su clasificación, definir tentativamente el grado de cementación de los materiales y detectar la presencia de cavernas.

Discontinuidades. Las tobas de las lomas están afectadas por fracturamientos que pueden generar superficies de falla y bloques inestables. Debe investigarse con detalle la existencia de cavidades artificiales, túneles y galerías de antiguas minas, que también causan condiciones de inestabilidad. Los basaltos pueden tener distintos grados de fracturamiento o cavernas naturales que pueden ser estables o inestables.

Geomorfología: La evolución geológica de cauces y cavernas ha formado diversas condiciones del subsuelo al pie de la zona de lomas, encontrándose desde suelos arcillosos blandos hasta aluvión suelto, lahares y aún morrenas; el reconocimiento geológico debe advertir sobre estas condiciones estratigráficas.

Se recomienda que un geólogo asesore al ingeniero geotecnista en la elaboración del programa de sondeos, apoyándose en el plano geológico de detalle y en una verificación de campo; teniendo como objetivo determinar las profundidades de los contactos entre los estratos característicos y confirmar la presencia de discontinuidades y cavernas.

Los métodos más comunes para exploración en estos materiales son los siguientes:

Perforación sin muestras. Comúnmente se utiliza para detectar discontinuidades o cavernas. La práctica más común ha sido utilizar máquinas de perforación con brocas tricónicas como herramienta de ataque, los diámetros utilizados son de 7.5 a 10 cm y agua como fluido de perforación. El operador de la máquina percibe la presencia de alguna discontinuidad cuando la columna de barras baja bruscamente y al mismo tiempo se pierde el agua de perforación.

Alternativamente, con una máquina de perforación neumática con broca tipo Drag se puede alcanzar una excelente eficiencia y, por tanto, menor costo de perforación en materiales tobáceos. Además, se tiene también la opción del uso del martillo neumático; con esta herramienta se puede operar en tobas muy duras o bloques de roca. La acción del martillo se hace con aire a presión y con velocidades de rotación.

El procedimiento para identificar una caverna consiste en observar el cambio de intensidad del ruido durante la perforación y la ausencia de retorno de aire; cuando esto ocurre se debe suspender la inyección de aire y operar únicamente con el mecanismo elevador para determinar la altura de la cavidad.

Perforación con muestreo. Otro aspecto que debe considerarse en la exploración de zonas minadas es la obtención de muestras; en esos suelos secos, la perforación debe hacerse sin agua o lodo, porque son suelos susceptibles a sufrir cambios en sus propiedades mecánicas como consecuencia del humedecimiento que se induce a ellos. Esta limitación para el muestreo obliga a elegir entre la perforación con barrenas helicoidales, o con aire a presión.

La perforación con barrena helicoidal puede utilizarse libremente en suelos secos; por su parte, la perforación con aire a presión puede realizarse en dos formas diferentes: a) empleando martillos neumáticos de fondo como ya se mencionó, y b) con el equipo y herramientas convencionales de la perforación a rotación, recurriendo al aire para enfriar la broca y transportar los detritus de perforación a la superficie.

Se puede también recurrir al muestreo con barril tipo Denison, manteniendo el aire como fluido de perforación, para evitar la alteración de la muestra.

Rotación. La perforación con barrena rotatoria puede usarse en roca suave o en suelos duros. Es el método más rápido para penetrar en materiales muy resistentes. En este método, una broca que gira rápidamente, corta o muele el material en el fondo del sondeo hasta reducirlo a pequeñas partículas. El detritus es llevado a la superficie mediante agua en circulación o fluido de perforación. Para obtener una muestra se quita la broca y se reemplaza por un muestreador.

Percusión. Si la perforación debe atravesar estratos muy duros de suelo o roca, no pueden usarse barrenas rotatorias. Un método para perforar en estos depósitos es el de percusión. En este método se levanta y se deja caer alternativamente una barrena pesada, de manera que muele el material inferior hasta que tenga la consistencia de la arena o del limo. Si es posible, el sondeo se mantiene seco, excepto por una pequeña cantidad de agua que forma un lodo con el material molido por la broca. Cuando la acumulación de lodo interfiere con la perforación, se sacan del barreno las herramientas de perforación, y el lodo se retira con un achicador. Aunque la perforación con percusión se usa frecuentemente para la perforación de pozos de agua, generalmente no se usa para la exploración cuando deben obtenerse muestras intactas para su identificación y prueba.

3.8.1 Tipo de muestras obtenidas

Núcleos o corazones. Durante la perforación por percusión pueden obtenerse muestras de roca intacta de pequeñas dimensiones por medio de un barril muestreador especial. Sin embargo, el obtener verdaderos corazones haría mucho más lento el proceso de la perforación. Por lo tanto la perforación por percusión en la exploración rara vez se usa para obtener núcleos.

En la perforación con broca rotatoria, la broca ordinaria puede cambiarse por un muestreador de corazones. La broca corta un anillo redondo y deja un núcleo central que entra en el barril. El elemento cortador puede ser diamantes, fragmentos de acero, insertos de carburo de tungsteno, o cuchillas de acero. La extracción de núcleos no aumenta demasiado el tiempo de avance en la perforación y se usa mucho para muestrear suelos resistentes y rocas.

El agua de perforación arrastra los fragmentos de barrenación, pero en algunos casos altera el carácter del material. En estas circunstancias, puede ser posible limpiar el pozo con un chorro de aire o una barrena anular colocada directamente encima de la herramienta cortadora.

El muestreador de corazones puede ser de tubo simple (Fig. 3.43a), o de tubo doble (Fig. 3.43b). Las muestras tomadas en los barriles de tubo simple pueden alterarse mucho debido a torsión y expansión, y a contaminación con el agua del barrenación. El barril doble está proyectado para proteger el corazón contra el efecto del agua en circulación. Después que se ha sacado el barril interior del barreno, el tubo de media caña se extrae empujándolo por medio de una bomba hidráulica operada a mano. El corazón se conserva en estado casi inalterado en el tubo partido, es especialmente ventajoso para muestrear roca fracturada, roca frágil de baja resistencia al esfuerzo cortante o arcilla dura.

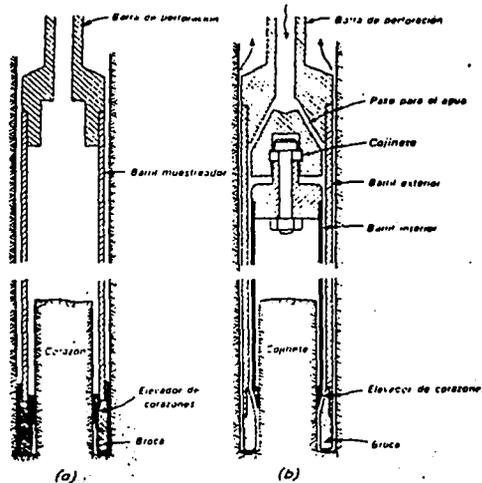


Fig. 3.43 Diagrama esquemático de muestreadores de corazones a) de tubo simple y b) de tubo doble

3.8.2 Pruebas de laboratorio

Las pruebas de laboratorio se utilizan fundamentalmente para ahondar el comportamiento básico de las rocas. Rara vez pueden ser de utilidad directa para el diseño de las obras; pues los macizos rocosos son considerados medios discontinuos, anisotrópicos y heterogéneos, éstos son las particularidades principales de la masa rocosa, que determinan el comportamiento de un macizo rocoso bajo carga.

Es fundamental separar claramente el concepto de roca (roca intacta o corazones) de aquel macizo rocoso de donde fue extraída, y evitar caer en el error en el cual han caído y siguen cayendo muchos ingenieros que equiparan las propiedades de una a las del otro.

Se entiende por roca intacta aquella de la cual pueden tomarse muestras para un ensayo en laboratorio, no presentando características estructurales de gran escala, como diaclasas, planos de estratificación y fracturas. Asimismo se clasifica de acuerdo a su litología haciendo referencia a su mineralogía, textura y origen, junto con un nombre o término descriptivo de algún sistema de clasificación.

La prueba de resistencia compresión uniaxial, es la que más comúnmente se les realiza en el laboratorio para determinar la resistencia de la roca a la compresión. Esta prueba se realiza en especímenes de geometría regular y principalmente caracterizan la resistencia de la roca intacta; es calculada con el cociente formado por la carga máxima transmitida al espécimen durante la prueba, entre el área de la sección original. Es importante considerar la orientación de los ejes de carga respecto a la anisotropía del espécimen.

3.8.3 Interpretación de resultados

En los perfiles estratigráficos, se debe definir lo más claramente posible los contactos entre los diversos estratos; basándose en la clasificación de la roca intacta y del RQD con los datos obtenidos de campo.

La *roca intacta* se clasifica con los resultados de laboratorio, basándose en lo propuesto por Deere y Miller que considera los siguientes aspectos:

- **Nombre geológico:** Que esta relacionado con el origen de las rocas, pues es el que en un momento dado proporciona el nombre para identificación, considerando la composición mineralógica, textura y estructura. De esta forma se da una idea inmediata de los problemas que se pudieran tener en determinada obra, no obstante, que el nombre por sí solo de la roca abarque un amplio rango de resistencia o deformabilidad de un macizo rocoso.
- **Resistencia a la compresión uniaxial (σ_c).** La resistencia a compresión simple y el módulo de elasticidad. El módulo empleado es el módulo tangente correspondiente a un nivel tensional igual a la mitad de la resistencia de la roca. La resistencia a la compresión simple se determina con muestras de relación longitud/diámetro igual o superior a 2. En la siguiente tabla se muestra las cinco categorías de resistencia basadas en la compresión simple.

Tabla 3.8. Clasificación de la roca intacta basada en la resistencia (σ_c)

CLASE	DESCRIPCIÓN	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE (kg/cm^2)
A	Resistencia muy alta	> 2 250
B	Resistencia alta	1 120 – 2 250
C	Resistencia media	560 – 1 120
D	Resistencia baja	280 – 560
E	Resistencia muy baja	< 280

- **Módulo relativo.** El tercer elemento del sistema de clasificación, es el módulo de elasticidad (E_t). Sin embargo, en lugar de emplear el módulo propiamente dicho, se utiliza la relación entre este módulo y la resistencia a la compresión simple, que es el módulo relativo.

Tabla 3.9. Clasificación de la roca intacta basada en el módulo relativo (E_t/σ_c)

CLASE	DESCRIPCION	MODULO RELATIVO
H	Elevado módulo relativo	> 500
M	Módulo relativo medio	20 – 50
L	Módulo relativo bajo	< 20

E_t =Módulo tangente para el 50 % la carga de rotura.

σ_c = resistencia a compresión simple.

Las rocas se clasifican según su resistencia y módulo relativo en AM, BL, BH, CM, etc.

Por otra parte, *los macizos rocosos*, se pueden clasificar con la información obtenida directamente en campo, de las muestras recuperadas; mediante el índice de calidad de la roca RQD.

El índice de calidad de la roca (Deere, 1963), se basa en la recuperación modificada de los corazones provenientes de un sondeo, que a su vez depende indirectamente del número de fracturas y del grado de debilitamiento o alteración del macizo rocoso, según se puede observar por los testigos extraídos de un sondeo. En lugar de contar las fracturas, se obtiene una medida indirecta sumando la longitud total de testigo pero considerando únicamente aquellos trozos de testigo de longitud igual o superior a 10 cm, en estado sano y compacto (Fig. 3.44). Este índice se utiliza para establecer comparaciones entre muestras provenientes de diversos sondeos o zonas de un sitio estudiado (Fig. 3.45).

Este método es muy rígido para la roca cuando la recuperación es escasa, si bien una escasa recuperación suele indicar una pobre calidad de la roca, pero esto no siempre es cierto, ya que un equipo de perforación o una técnica deficientes pueden también dar lugar a una recuperación escasa o inclusive al rompimiento de la muestra.

Tabla 3.10 Relación entre el RQD y la calidad de la roca

INDICE DE CALIDAD (RQD) (%)	CALIDAD
0 – 25	Muy mala
25 – 50	Mala
50 – 75	Regular
75 – 90	Buena
90 – 100	Excelente

Para obtener el comportamiento de una masa de roca, como ya se dijo, esta directamente relacionando con las discontinuidades existentes en ella; y por lo tanto, es recomendable complementar los sondeos con pruebas realizadas directamente en campo (quedan fuera del alcance de este trabajo de investigación) para poder determinar de manera más confiable los parámetros de resistentes del macizo rocoso.

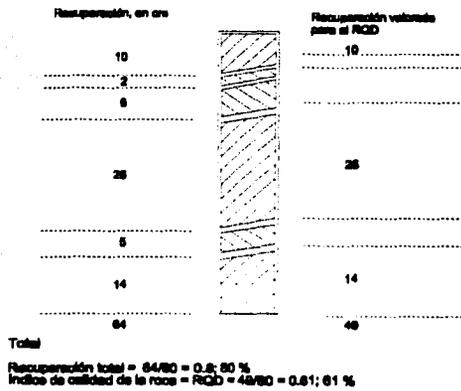


Fig. 3.44 Recuperación total e índice de calidad de la roca

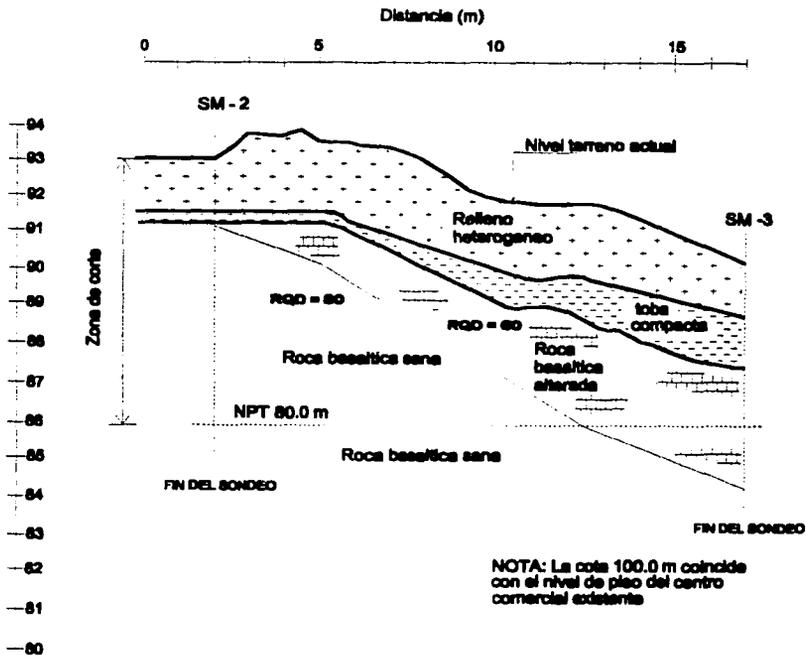


Fig. 3.45 Corte estratigráfico en roca, se indican los valores de RQD para cada estrato

3.9 Equipo de exploración y herramientas de muestreo

La realización de un sondeo implica la ejecución alternada del muestreo, del avance y rimado de la perforación; por ello, la técnica de perforación que se utilice es una parte fundamental del trabajo de campo que influye en la calidad del muestreo.

▪ EQUIPO

Máquinas perforadoras rotatoria: En relación con estas máquinas debe tenerse en cuenta que se han diseñado para dos objetivos distintos: 1) para exploración minera y geológica, en la que predomina la perforación en roca y frecuentemente se realiza desde túneles y galerías; y 2) para exploración geotécnica se ha desarrollado máquinas montadas en vehículos o remolques de gran movilidad.

Máquina perforadora de percusión. El uso de estas máquinas debe evitarse en los sondeos geotécnicos, porque alteran significativamente el suelo. Su uso está restringido a rocas.

Bombas de presión. La bomba para perforación debe ser capaz de operar con lodos bentoníticos. Las bombas más comunes son las de cavidad progresiva descritas en la tabla 3.10. Sin embargo, para sondeos poco profundos ($h < 50$ m) se han venido utilizando bombas centrífugas de alta presión, sabiendo que sus impulsores quedan sujetos a un desgaste importante.

Barras y ademes. Las dimensiones y pesos de las barras y ademes de perforación aparecen en la tabla 3.11. Las barras EW se utilizan para penetración del cono eléctrico, las AW y BW son las de empleo más general y las NW son poco recomendables para el muestreo en suelos. En cuanto a los ademes, se observa que sus diámetros interiores, de 76 y 101 mm, limitan el diámetro de los muestreadores que pueden pasar a través de ellos; por eso en 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.

Brocas de perforación. Las brocas para la perforación se eligen de acuerdo, con la dureza de los materiales que se van a cortar. En la figura 3.46 se muestra el criterio general para la selección de estas herramientas y a continuación se resumen brevemente sus características y la aplicabilidad.

- **Broca tricónica.** Consiste en tres conos giratorios embalerados que tienen dientes de abrasión, de forma esférica para rocas duras, y de prismas agudos para rocas blandas (Fig. 3.47a). Se fabrican en muy diversos diámetros (2 7/8", 4", 5", 6", etc.); para enfriar la broca y arrastrar el material cortado a la superficie se utiliza un fluido de perforación (lodo, agua o aire) que sale al centro de la broca. Esta broca se puede utilizar para perforar desde rocas duras a suelos duros; es inadecuado para perforar suelos blandos, porque los conos difícilmente giran e incluso se atascan, porque el chiflón no limpia eficientemente los dientes de corte. Se recomienda restringir el uso de esta broca a los basaltos y tobas muy duras.
- **Broca drag** Es una pieza sólida que tiene tres planos radiales de corte, protegidos con pastillas de carburo de tungsteno (Fig. 3.47b). Se fabrica desde 2" de diámetro; para enfriar la broca y arrastrar el material cortado a la superficie se utiliza un fluido de perforación (lodo, agua o aire), que sale del centro de la broca. Esta broca se puede utilizar en rocas blandas a suelos blandos.

Se propone utilizar esta broca en las tobas del poniente de la Ciudad, empleando aire a presión como fluido de perforación; no debe utilizarse para la ejecución de sondeos en suelos muy blandos, porque el chiflón de agua o lodo erosiona hasta 50 cm por debajo de la broca.

- **Broca de aletas.** Consiste en dos placas de acero duro (aletas) que forman una hélice corta; la salida del agua o lodo a presión incide en la superficie superior de las aletas (Fig. 3.47 c). Esta broca es de fabricación artesanal y puede construirse desde 2" de diámetro. Esta broca se desarrolló para perforar los suelos blandos del Valle de México, eliminando el problema de erosión del fondo de la perforación, que generan las brocas tricónica y drag. Se puede utilizar en suelos de consistencia media y blanda.

Esta broca es la más adecuada para hacer perforaciones para sondeos, porque deja agujeros limpios y poco alterados; adicionalmente, tiene las ventajas de ser significativamente más económica que la tricónica o la drag, y sobre todo más eficiente.

Se recomienda utilizarla en la realización de sondeos en suelos blandos susceptibles a sufrir fisuramiento hidráulico, que se presenta asociado a la fuga de agua o lodo de perforación, es necesario complementar a la broca de aletas con la posteadora-rimadora; con esta última herramienta debe perforarse por lo menos en un metro por arriba de la profundidad en que se obtendrá una muestra.

- **Broca de cola de pescado.** Es una pieza sólida que consiste en dos placas triangulares ligeramente alabeadas, con su vértice en la parte inferior (Fig 3.47d), aunque también pueden ser rectangulares y entonces la parte inferior es recta. Esta broca siempre es ciega, esto es, no tiene salidas para fluido de perforación, por lo que su uso se restringe a la llamada perforación de batido. Se puede utilizar en suelos de consistencia media a blanda.

Esta broca es la más adecuada para hacer perforaciones sin eliminar el material cortado; por ejemplo, las perforaciones de batido que se requieren para el hincado de pilotes, para las que se agrega algo de agua al inicio de la perforación. Se utiliza para perforar lentes duros que impiden el hincado del cono eléctrico.

Tabla 3.10. Características de las bombas

MARCA	TIPO	GASTO, EN Litros/min	PRESIÓN, EN kg/m ²	POTENCIA, EN Hp	DIÁMETROS, EN Pulg.	MANEJA
Moyno	Cavidad Progresiva	162	16	7.5	3 x 2	Lodos Densos
Barnes	Centrífuga de Alta presión	150	8	10	3 x 2	Lodos Medios

Tabla 3.11. Medidas de las barras de perforación mas usuales

BARRA	ϕ_e		ϕ_i		ϕ_c		PESO EN kg/ml	CUERDAS POR pulg.
	pulg	mm	pulg	mm	pulg	mm		
EW	1 1/3	34.9	7/8	22.2	7/19	12.7	4.6	3
AW	1 23/32	44.4	1 7/32	30.9	5/8	15.9	6.5	3
BW	2 1/8	54.0	1 3/4	44.5	3/4	19.0	6.2	3
NW	2 5/8	66.7	2 1/4	57.2	1 3/8	34.9	8.0	3

NOTAS: ϕ_e diámetro exterior, ϕ_i diámetro interior, ϕ_c diámetro interior del copie

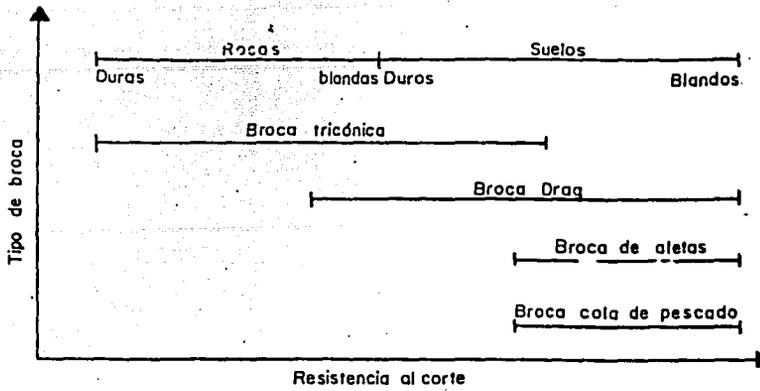


Fig. 3.46 Criterio de selección de una broca de perforación para suelos y rocas

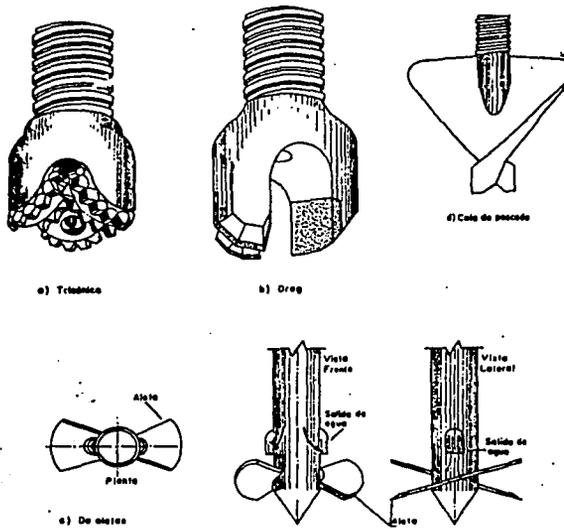


Fig. 3.47 Tipos de brocas

4 RECOMENDACIONES PARA LA EXPLORACION GEOTECNICA

4.1 Introducción

Las normas sobre la construcción de inmuebles en la Ciudad de México han evolucionado notablemente desde la década de los años cuarenta, por varias razones: 1) el incremento de la población, principal promotor del desarrollo vertical en el área céntrica de la Ciudad; 2) la mecánica de suelos y su aplicación al diseño de cimentaciones; y 3) los sismos y los estudios sobre sus efectos en las construcciones. Se tratará a continuación de proporcionar brevemente el contenido de las disposiciones reglamentarias emitidas por la autoridad del DF en relación con el diseño y construcción de cimentaciones, en 1942, 1957, 1966, 1976 y 1985. Estas fechas corresponden a reglamentos diferentes: dos de ellos, los de 1957 y 1985, fueron de emergencia y promulgados después de los sismos que afectaron a la Ciudad en los meses de julio y septiembre de dichos años, respectivamente.

El reglamento de construcciones del D.F. de 1942 establecía que la capacidad de carga admisible del terreno en el área antigua de la Ciudad era de 5 ton/m², y de 3 ton/m² en las zonas que no habían sido sometidas a carga previa. Esta especificación era aceptable tanto para dimensionar zapatas como para losas de cimentación, sin restricciones en cuanto a la superficie total de contacto subestructura-suelo. Los edificios más pesados se podían apoyar sobre pilotes hincados hasta la capa dura, y era común en esa época usar pilotes de madera formados por postes de $\square 20$ cm y 8 a 10 m de longitud, zunchados en los extremos y unidos mediante una barra corta de acero; la capacidad asignada era de 25 ton/pilote. La sollicitación debida a sismo se representaba con la fuerza horizontal igual al producto de un coeficiente sísmico por el peso del edificio arriba del nivel considerado. Salvo para los edificios de tipos I y II, el coeficiente sísmico aplicable a hoteles, viviendas, despachos, plantas industriales, etc. (tipo III) era de 0.025.

El sismo del 28 de julio de 1957, ocasionó el derrumbe de varios edificios y daños graves a un buen número de construcciones de la Ciudad, poniendo en evidencia lo inadecuado de las normas vigentes en este campo de la ingeniería. Consecuentemente, se elaboró el reglamento de emergencia promulgado el 18 de diciembre del mismo año, que impuso nuevos criterios para verificar la estabilidad dinámica de las edificaciones de altura menor de 45 m, y para reforzar y reparar las existentes dañadas por el sismo. Atendiendo a la estratigrafía y las propiedades mecánicas del subsuelo, se dividió el área urbana en tres zonas: fondo del lago, transición y lomas; se clasificaron los edificios por su uso y características estructurales en grupos y clases; y además, se establecieron requerimientos específicos sobre el diseño de las cimentaciones, todo ello derivado de las nuevas normas de ingeniería sísmica.

Por otra parte, en la década de 1946-1956 se venían realizando estudios de mecánica de suelos que: 1) ampliaban el conocimiento del subsuelo de la Ciudad (estratigrafía y propiedades de los materiales arcillosos); 2) corroboraban las predicciones de la teoría debida a Nabor Camillo sobre el hundimiento de la superficie; y 3) verificaban mediante nivelaciones y observaciones piezométricas el comportamiento de construcciones soportadas por diferentes tipos de cimentación. Estos estudios eran promovidos por la Comisión Impulsora y Coordinadora de la Investigación Científica, SEP, y se realizaban en los laboratorios de Ingenieros Civiles Asociados, S.A. de C.V.; posteriormente, con el patrocinio del Instituto Nacional de Investigación Científica se le sumaron los trabajos de nivelación y piezometría a cargo de la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México; y por último, en el Instituto de Ingeniería, UNAM, se revisaron, ordenaron y analizaron tales estudios y se publicaron. Además, el Dr. Leonardo Zeevaert, trabajando en forma independiente, contribuía con varias publicaciones relativas al tema, presentando su propio modelo estratigráfico. Otra fuente importante de información es la serie de memorias sobre reuniones nacionales y simposios organizados por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

Los estudios mencionados constituyen en gran medida la base informativa para modificar en 1966 el capítulo relativo a cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Estas normas se revisaron después, introduciendo modificaciones y correcciones, para integrar el reglamento publicado en el Diario Oficial de diciembre 14 de 1976. Finalmente, consecuencia de los perjuicios catastróficos producidos por el terremoto de septiembre de 1985, se elaboró un reglamento de emergencia con el principal objetivo de reparar las construcciones afectadas por daño estructural grave y proyectar los nuevos inmuebles, en tanto se revisan las normas de 1976.

4.2 Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal

A raíz de los sismos ocurridos en 1985, el Departamento del Distrito Federal se propuso modificar el Reglamento de Construcciones vigentes desde diciembre de 1976, para aumentar la seguridad de los habitantes del Distrito Federal, mejorando la estabilidad de las construcciones.

Para tal efecto, en el Diario Oficial del 3 de julio de 1987 se editó el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal que esta vigente hasta la fecha, introduciendo modificaciones importantes a los criterios de diseño, dirección y supervisión de obras en el Distrito Federal.

El reglamento está dividido en dos partes:

1. El Reglamento propiamente dicho
2. Las Normas Técnicas Complementarias

Los artículos 217 a 232 (Título Sexto, Capítulo VIII) contienen las bases generales que deberán respetarse para el diseño, construcción y observación de cimentaciones de estructuras; las Normas Técnicas Complementarias relativas al tema, editadas también por el DDF, contienen los criterios detallados para programar la exploración de campo necesaria, los ensayos de laboratorio y los estados límites de falla y servicio que deberán considerarse para realizar un proyecto de mecánica de suelos en forma detallada. Las normas tienen la misma fuerza legal que el reglamento, pero ellas pueden ser revisadas periódicamente en un proceso administrativo mucho más simple que el reglamento, siendo por lo tanto más flexibles.

A continuación se presentará un resumen del contenido de las Normas Técnicas Complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones.

ZONIFICACION

En la figura 4.1 se presenta la zonificación del Valle de México, de acuerdo con la información existente a la fecha de publicación de las Normas. En ella se observa que se ha dividido en tres zonas: I, de lomas; II de transición; y III, de lago.

Los trabajos para efectuar un estudio de mecánica de suelos, deberán iniciar con un reconocimiento detallado del sitio; en predios ubicados en la zona I de lomas (no cubierta por derrames basálticos) se deberán visitar las barrancas, cañadas o cortes cercanos al predio, para investigar la existencia de bocas antiguas minas o de capas de arena, grava y materiales pumíticos que hubieran podido ser objeto de explotación subterránea en el pasado. El reconocimiento deberá complementarse con los datos que proporcionen habitantes del lugar y la observación del comportamiento del terreno y de las construcciones existentes, así como el análisis de fotografías aéreas antiguas.

Se determinará en particular si el predio fue usado en el pasado como depósito de desechos o fue nivelado con rellenos colocados sin compactación. Se presentará asimismo atención a la posibilidad de que el suelo natural esté constituido por depósitos de arena en estado suelto o por materiales

finos cuya estructura sea inestable en presencia de agua o bajo carga. En los suelos firmes se buscarán evidencias de grietas que pudieran dar lugar a inestabilidad del suelo de cimentación, principalmente, en laderas abruptas. Se prestará también atención a la posibilidad de erosión diferencial de estas laderas por variaciones en el grado de cementación de los materiales que las constituyen. En las zonas de derrames basálticos, además de localizar los materiales volcánicos clásticos sueltos y las grietas superficiales que suelen estar asociados a estas formaciones, se buscarán evidencias de oquedades subterráneas de grandes dimensiones dentro de la lava.

La búsqueda de oquedades en los derrames basálticos se debe a que debido a su formación, pueden haberse generado bolsas de aire que quedaron atrapadas y que al enfriarse las lavas, formaron cámaras o huecos. La detección de estas oquedades es de suma importancia para valorar cuantitativamente sus dimensiones y características, ya que de ello dependerá la solución de cimentación y/o el tratamiento que se deba dar a la masa de roca. Para el caso de una construcción ligera como una casa habitación, si el espesor del techo de la oquedad es lo suficientemente grande, tal vez sea no sea necesario llevar a cabo ningún tratamiento; sin embargo, para una construcción que transmitirá esfuerzos importantes a la masa rocosa, tal vez sea necesario inyectarla o alcanzar el nivel del piso de la oquedad para desplantar la estructura.

Otro punto importante es determinar si el derrame se encuentra sobre suelos para desplantar la cimentación de la estructura en los mismos materiales, para que durante su vida útil no se presenten asentamientos diferenciales. La primera evidencia se tiene cuando de acuerdo a la zonificación geotécnica, el sitio en estudio se localiza en la frontera entre la zona de transición y los derrames; en este caso, deberán programarse los sondeos que sean necesarios para que se defina el espesor de los derrames y el contacto con los suelos, de esta manera se podrá definir con precisión la estratigrafía y proponer el tipo de cimentación óptimo.

En la zona II de transición la exploración del subsuelo se planeará tomando en cuenta que suele haber irregularidades en el contacto entre diversas formaciones así como variaciones importantes en el espesor de suelos compresibles, presentándose en algunas zonas el fenómeno de agrietamiento.

En las zonas II y III (de lago), además de obtener datos completos sobre las construcciones vecinas existentes, se revisará la historia de cargas soportadas previamente por el suelo del predio y áreas circundantes. Se buscarán evidencias de rellenos superficiales recientes o antiguos. Por otra parte, se investigará si existen antecedentes de grietas profundas en el predio o de cimentaciones que hayan sido abandonadas al demoler construcciones anteriores.

EXPLORACIONES

Las investigaciones mínimas del subsuelo a realizar serán las que se indican en la tabla 4.1. No obstante, la observación del número y tipo de investigaciones indicadas en esta tabla no liberará al responsable de la obra de la obligación de realizar todos los estudios adicionales necesarios para definir adecuadamente las condiciones del subsuelo, Las investigaciones requeridas en el caso de problemas especiales serán generalmente muy superiores a las indicadas.

Para su aplicación, se tomará en cuenta lo siguiente:

1. Se entenderá por peso unitario medio de una estructura a la suma de la carga muerta y de la carga viva con intensidad media al nivel de apoyo de la subestructura, dividida entre el área de la proyección en planta de dicha subestructura. En edificios formados por cuerpos con estructuras desligadas, cada cuerpo deberá considerarse separadamente.

2. El número mínimo de exploraciones a realizar (pozos a cielo abierto o sondeos según se específico la tabla 4.1) será de uno por cada 80 m o fracción del perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción en las zonas I y II, y de una por cada 120 m o fracción de dicho perímetro en la zona III. La profundidad de las exploraciones dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del subsuelo pero no será inferior a dos metros bajo el nivel de desplante, salvo si encuentra roca sana libre de accidentes geológicos o irregularidades a profundidad menor. Los sondeos que se realicen con el propósito de explorar el espesor de los materiales compresibles en las zonas II y III deberán, además, penetrar el estrato incompresible y, su caso, las capas compresibles subyacentes si se pretende apoyar pilotes o pilas en ese estrato.
3. Los procedimientos para localizar galerías de minas y otras oquedades deberán ser directos, es decir, basados en observaciones y mediciones en las cavidades o en sondeos. Los métodos indirectos solamente se emplearán como apoyo de las investigaciones directas.
4. Los sondeos a realizar podrán ser de los tipos indicados a continuación (descritos en el capítulo anterior):
 - Sondeos con recuperación continua de muestras alteradas con la herramienta de penetración estándar. Se usarán para evaluar la consistencia o compacidad de los materiales superficiales de la zona I y de los estratos resistentes de las zonas II y III. También se emplearán en las arcillas blandas de las zonas II y III con objeto de obtener un perfil continuo del contenido de agua. No será aceptable realizar pruebas mecánicas de especímenes obtenidos en dichos sondeos.
 - Sondeos mixtos con recuperación alternada de muestras inalteradas y alteradas en las zonas II y III. Sólo las primeras serán aceptables para determinar propiedades mecánicas. Las profundidades de muestreo inalterado se determinarán a partir de contenido de agua determinado previamente mediante sondeos con recuperación de muestras alteradas.
 - Sondeos de verificación estratigráfica, sin recuperación de muestras, recurriendo a la penetración de un cono mecánico o eléctrico u otro dispositivo similar con objeto de extender los resultados del estudio a un área mayor. No será aceptable basar el diseño exclusivamente en este tipo de exploración.
 - Sondeos con equipo rotatorio y muestreadores de barril, que se usarán en los materiales firmes y rocas de la zona I a fin de recuperar núcleos para clasificación.
 - Sondeos de percusión o con equipos tricónico, que serán aceptables para identificar tipos de material o descubrir oquedades.

Adicionalmente pueden realizarse exploraciones a cielo abierto o con perforadoras neumáticas, dependiendo del tipo de suelo existente en el sitio y el objetivo de la exploración.

Tabla 4.1 Requisitos mínimos para la investigación del subsuelo

	CONSTRUCCIONES LIGERAS O MEDIANAS DE POCA EXTENSIÓN Y CON EXCAVACIONES SOMERAS	CONSTRUCCIONES PESADAS, EXTENSAS O CON EXCAVACIONES PROFUNDAS
ZONA	<p><i>Edificaciones que cumplen con los siguientes requisitos:</i></p> <p>$w \leq 5 \text{ ton/m}^2$ $P \leq 80 \text{ m en zonas I y II}$ $P \leq 120 \text{ m en zona III}$ $D \leq 2.5 \text{ m}$</p>	<p><i>Edificaciones que tienen al menos una de las siguientes características:</i></p> <p>$w > 5 \text{ ton/m}^2$ $P > 80 \text{ m en zonas I y II}$ $P > 120 \text{ m en zona III}$ $D > 2.5 \text{ m}$</p>
I (de lomas)	<ol style="list-style-type: none"> 1. Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y oquedades. 2. Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. 3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 8 ton/m^2, el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas. 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Detección, por procedimientos eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades. 2. Sondeos o pozos profundos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será al menos igual al ancho en planta de la subestructura pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio.
II (de transición)	<ol style="list-style-type: none"> 1. Inspección superficial detallada después de la limpieza y despalle del predio para detección de rellenos sueltos y grietas. 2. Pozos a cielo abierto o sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índices de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante. 3. En caso de considerar en el diseño del cimiento neto de presión mayor de 5 ton/m^2 bajo zapatas o de 2 ton/m^2 bajo cimentación a base de losa continua, el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas. 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Inspección superficial detallada después de la limpieza y despalle del predio para detección de rellenos sueltos y grietas. 2. Sondeos con recuperación de muestras inalteradas para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante. Los sondeos deberán permitir obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es homogéneo o definir sus variaciones dentro del área estudiada. <p>En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados arriba del nivel máximo de excavación</p>

<p style="text-align: center;">III (de lago)</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. Inspección superficial detallada para detección de rellenos sueltos y grietas. 2. Pozos a cielo abierto complementados con exploración más profunda para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. 3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 4 ton/m² bajo zapatas, o de 1.5 ton/m² bajo cimentaciones a base de losa continua, el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o campo realizadas. 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Inspección superficial detallada para detección de rellenos sueltos y grietas. 2. Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales y definir la profundidad de desplante. Los sondeos deberán permitir obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de todos los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar la homogeneidad del subsuelo en el predio o definir sus variaciones dentro del área estudiada. 3. En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo.
--	---	--

Notas: ω peso unitario medio de la estructura, P perímetro de la construcción y D profundidad de desplante.

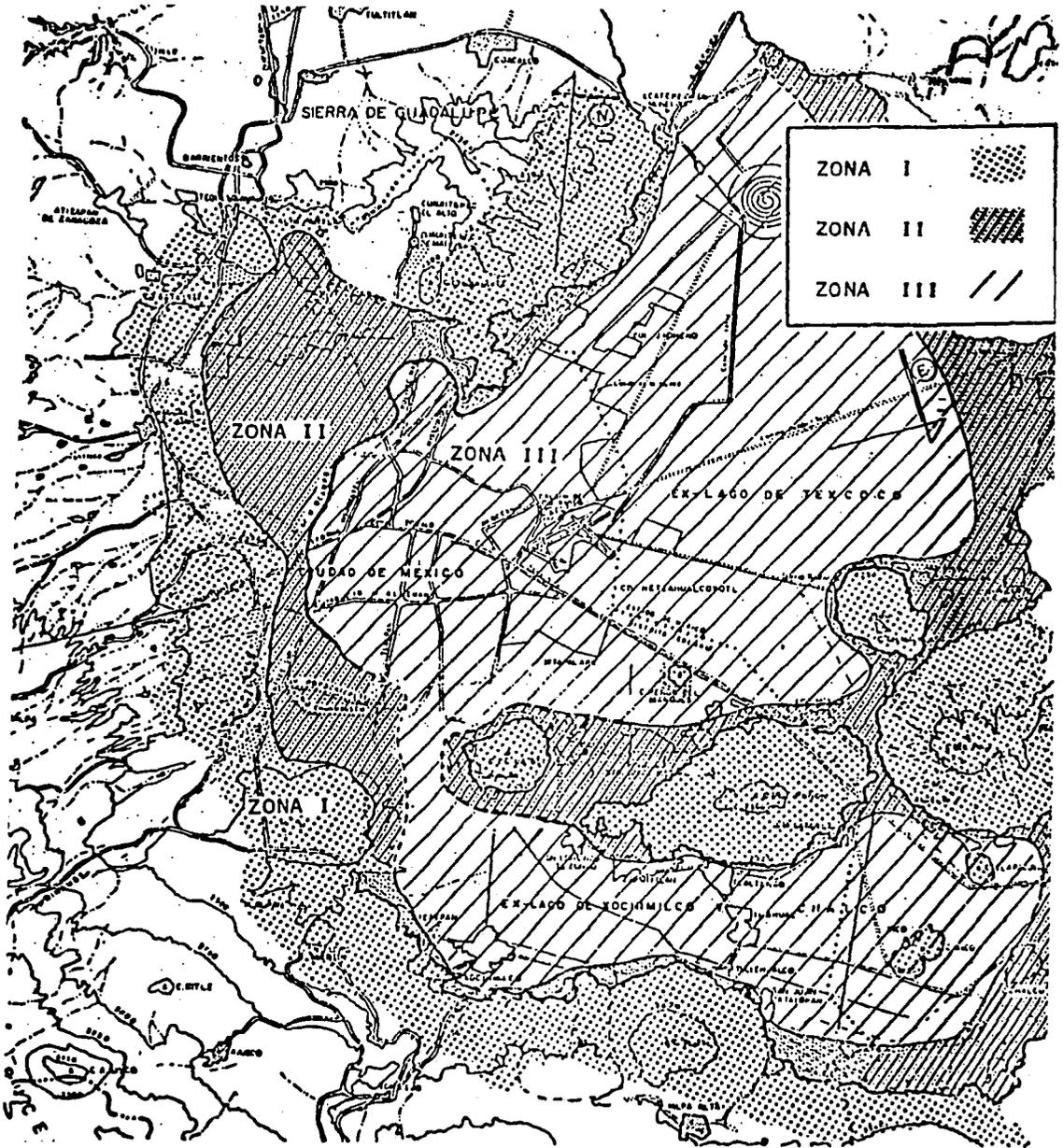


Fig. 4.1 Zonificación geotécnica de la Ciudad de México (Según RCDF).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

4.3 Criterios para definir el número de sondeos y las profundidades de exploración

El programa de exploración y de laboratorio debe estar acorde con la magnitud e importancia de la obra, del conocimiento e información que se tenga de los suelos del sitio, de las probables soluciones de cimentación y métodos constructivos, y de las herramientas de que se disponga (aunque estas no deben limitar al ingeniero).

El Reglamento de Construcciones establece hacer un reconocimiento del sitio donde estará la futura construcción; de la necesidad de examinar las condiciones presentes y pasadas que afectaron al sitio en cuestión. Una vez que se cuenta con el anteproyecto de una nueva obra se debe hacer la inspección del predio en que se va a construir y de las edificaciones aledañas. Este reconocimiento permite al ingeniero identificar las características geológicas del sitio e interpretar las probables condiciones del subsuelo, además de observar las construcciones vecinas. Muchas veces no basta solamente un examen ocular de los inmuebles colindantes; sino que es necesario averiguar el tipo de cimentación y estructura de los mismos, edad y estado en que se encuentran, y evaluar las posibles causas de un mal comportamiento, en su caso.

Esta fase del reconocimiento del sitio es importante, ya que sus resultados pueden condicionar el diseño de la cimentación del nuevo inmueble, no sólo para preservar su buen comportamiento sino, además, evitar daños a las edificaciones colindantes.

El reconocimiento geotécnico del sitio en un predio del Distrito Federal, lejos de ser mero formalismo, constituye una labor compleja y delicada por sus implicaciones en el diseño y la construcción de la subestructura en que se apoyará el nuevo inmueble. La confiabilidad de este reconocimiento está condicionada por la capacidad y experiencia del ingeniero que la haga, por su habilidad para captar todos los aspectos significativos y su conocimiento de las técnicas de exploración. Sin embargo como ya se dijo, con frecuencia se tiende a restar importancia a este reconocimiento y por ello se le encarga a ingenieros con poca experiencia y a veces hasta se omite; las consecuencias de esta mala decisión surgen durante la exploración o peor aun, el estudio geotécnico realizado queda con errores ocultos que provocarán problemas posteriores.

El primer paso, a tomar en cualquier investigación del suelo debe siempre consistir en un investigación de las características estratigráficas generales del lugar. El segundo paso consiste en analizar la información cercana al sitio que proporcione datos más específicos relativos a las características significativas generales y al espesor de cada estrato individual de ser posible. Estos dos pasos servirán de base para entender las condiciones geotécnicas de cada sitio y apoyados en las normas técnicas se podrá definir un programa de exploración empleando las técnicas más adecuadas y la conveniencia de hacer mediciones de campo y muestreo.

NUMERO Y PROFUNDIDAD DE LOS SONDEOS EXPLORATORIOS

La determinación del número de sondeos exploratorios se encuentra regida principalmente por el RCDF y la experiencia de los ingenieros; sin embargo, suelen anteponerse cuestiones económicas para determinar dicho número.

De acuerdo con la tabla 4.1, el número de sondeos exploratorios mínimo es de uno por cada 80 m o fracción de perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción en las zonas I y II, y de uno por cada 120 m o fracción de perímetro en la zona III. Es conveniente mencionar que dependiendo de las características del proyecto y del conocimiento que se tenga del sitio en estudio, se puede aumentar el número de sondeos, más no reducirlo. En la práctica es común ubicar los sondeos exploratorios estratégicamente para los casos en que la

extensión de terreno es muy grande, y de esta manera poder construir perfiles estratigráficos (longitudinales y transversales del predio) confiables que permitan establecer las características geotécnicas del lugar. También es recomendable ubicar los sondeos en las zonas donde se ubicarán las futuras estructuras.

La profundidad a la que deben llevarse los sondeos no está especificada claramente en el reglamento y se rige más bien por la experiencia de los ingenieros. Desgraciadamente, en ocasiones se puede incurrir en errores al proponer la profundidad del sondeo exploratorio; en efecto, algunas edificaciones han resultado seriamente dañados por la consolidación de estratos de arcilla blanda situados por debajo de la profundidad hasta la cual fue explorado el subsuelo o quedan ubicados sobre oquedades.

De acuerdo a lo estipulado por el reglamento y las normas técnicas complementarias, los sondeos que se realicen con el propósito de explorar los depósitos de materiales compresibles de las zonas II y III, deberán penetrar el estrato incompresible y en su caso, las capas compresibles subyacentes si se pretende apoyar pilotes y pilas en dicho estrato. Para la construcción de cajones de cimentación además de detectar los estratos compresibles que serán afectados por los asentamientos, deben determinarse los estratos permeables en los que se pueden colocar los sistemas de bombeo en caso necesario.

La profundidad de exploración en la zona I se realizará con respecto al nivel de desplante de la estructura y será de por lo menos igual al ancho en planta del elemento de cimentación, pero deberá abarcar los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Para el caso de localizar galerías de minas y otras oquedades se partirá de métodos directos basados en la observación y medición en las cavidades o en sondeos; en la práctica se realizan recorridos en las barrancas y cañadas para precisar la presencia de oquedades cuando los predios de encuentran adyacentes a éstas y se recurre a la entrevista de los lugareños, así como del uso de fotografías aéreas para determinar el número y profundidad de los sondeos exploratorios.

Por lo expuesto anteriormente se puede concluir que en mecánica de suelos no existe un procedimiento estándar de exploración y muestreo, este debe ser diseñado para cada obra en particular. Por ello, la exploración de la estratigrafía de un suelo y la determinación de sus propiedades mecánicas es una labor que no admite sustitutos para el diseño de cimentaciones.

Un comentario adicional sobre este tema, es que en la práctica las empresas dedicadas a realizar estudios de Mecánica de Suelos, cuando participan en concursos, para hacer estudios geotécnicos a instituciones públicas que han realizado diversos proyectos en la ciudad de México, generalmente no tienen la oportunidad de presentar un programa de exploración compatible con el proyecto; ya que por razones de contratación, los cuerpos técnicos de esas empresas públicas solicitan con frecuencia el estudio de la cimentación de edificios y otras obras señalando los programas de exploración, muestreo y ensayos de laboratorio e incluso los alcances de estos. Es frecuente que soliciten, para el caso de edificios, uno o dos sondeos de cono y un sondeo selectivo, atando de manos a las empresas concursantes para contraponer sus propios programas de exploración y muestreo, ya que quedarían fuera del concurso. El principal objetivo que persiguen los cuerpos técnicos de estas empresas es contar con presupuestos uniformes que les permitan hacer la elección exclusivamente en términos económicos.

Esta forma de proceder es injusta e inadecuada. Es injusta porque el responsable del diseño de la cimentación es la compañía o el ingeniero consultor y no el cuerpo técnico de la empresa contratante, por lo tanto el programa de exploración, muestreo, ensayos de laboratorio y alcances también debe ser responsabilidad de los consultores. Es inadecuado porque impide que el consultor proponga mejores alternativas.

CONCLUSIONES

Con base en la investigación contenida en este trabajo, se concluye los siguientes aspectos:

Los procesos geológicos, volcánicos y tectónicos que dieron origen a la formación del Valle de México, han sido estudiados ampliamente, basados en estudios de la superficie terrestre, exploración geológica, geofísica y geotécnica.

La breve descripción geológica presentada de los eventos que ocurrieron durante los periodos Terciario y Cuaternario en el Valle de México explican la diversidad y heterogeneidad de las formaciones que se encuentran en la parte superior de la corteza que interesan a los especialistas de la ingeniería de cimentaciones.

Gracias a la recopilación y análisis de numerosos sondeos geotécnicos realizados en diversos puntos del Valle de México, se han podido determinar de manera general las características y propiedades del subsuelo y de esta forma se ha dividido a la ciudad de México en tres zonas denominadas de lago, de transición y de lomas.

La zona de lago se caracteriza por tener un subsuelo con grandes espesores de arcillas lacustres de origen volcánico, muy compresibles, de baja resistencia al esfuerzo cortante y de contenidos de agua altos. Debido a la magnitud e importancia de las construcciones que se localizan en esta zona, existe información estratigráfica muy confiable.

La zona de lomas (faldas de las serranías y lomeríos del oeste y suroeste de la cuenca) muy cambiante por los diferentes tipos de rocas y materiales (tobas, lavas, tezontles, etc.) que pueden identificarse, se caracteriza por sus materiales de mayor resistencia al corte y de menor compresibilidad. En ella se pueden presentar, además de los problemas de su propia naturaleza, otros generados por el hombre, tales como minas.

La zona de transición, localizada entre las dos antes mencionadas, es errática en estratigrafía, y por lo mismo, en propiedades mecánicas. Esta constituida por estratos de suelos arcillosos del mismo origen que los de la zona de lago, pero intercalados con depósitos casi siempre lenticulares de suelos aluviales. En esta zona las propiedades mecánicas exhiben variaciones importantes tanto en la dirección horizontal como con la profundidad. La zona de transición esta siendo cada vez más afectada por un continuo y progresivo proceso de fisuración de los suelos compresibles a causa del hundimiento regional.

Con lo descrito anteriormente, se podría decir que se ha avanzado mucho en el conocimiento del subsuelo de la ciudad de México, sin embargo, todavía falta mucho por hacer, para afirmar que se conoce la estratigrafía con detalle y estar en la posibilidad de interpretar el comportamiento de una cierta cimentación en el marco de ese conocimiento. Debe tenerse presente que todo en la naturaleza evoluciona y los suelos no son la excepción, ya que principalmente la zona de lago y transición están en constante evolución, sobre todo en cuanto a su compresibilidad y resistencia al corte debido a las obras realizadas por el hombre.

Por lo tanto, la información previa que se conoce del subsuelo debe considerarse sólo como una guía la cual debe actualizarse con estudios geotécnicos de buena calidad.

Los sondeos realizados en el sitio donde se va a cimentar o construir una obra, son la mejor herramienta para determinar de manera confiable las condiciones del subsuelo.

Los métodos de exploración geotécnica se pueden dividir en directos e indirectos, dentro de los directos se encuentran: los pozos a cielo abierto, sondeos de penetración estándar, sondeos de cono eléctrico, sondeos de cono dinámico y sondeos de muestre selectivo. Dentro de los indirectos se pueden clasificar los métodos geofísicos.

El pozo a cielo abierto es una técnica de exploración excelente para reconocer los estratos superficiales, porque nos permite observar directamente la estratigrafía en las paredes del pozo, las cimentaciones colindantes, determinar los espesores de relleno; además son muy útiles para determinar el nivel de desplante de una cimentación superficial; sin embargo, tiene la limitante en cuanto a la profundidad que se puede alcanzar por la existencia del nivel freático, la estabilidad de las paredes en materiales sueltos y de relleno, los movimientos de tierra y mayor tiempo de ejecución que puede implicar mayores costos. El uso de éste método es adecuado en suelos secos y duros como los de la costra superficial de la zona de lago, los depósitos de lomas y de algunas transiciones.

La penetración estándar es una técnica que tiene la ventaja de servir como herramienta de exploración y simultáneamente de muestreo alterado. Permite estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, mediante el número de golpes necesario para hincar el penetrómetro estándar; en campo se hace una clasificación de los materiales extraídos que se complementa con determinaciones de contenido de agua, límites de consistencia y granulometrías determinadas en el laboratorio. Con base en el número de golpes se infieren valores de propiedades mecánicas como la resistencia al corte, compacidad relativa y compresibilidad. En zonas de transición y de lomas es eficiente por la compacidad y consistencia de los materiales de estas zonas. No es recomendable su uso en suelos blandos.

El sondeo de cono eléctrico permite definir con gran precisión la estratigrafía en la zona de suelos blandos, tanto los suelos compresibles como los lentes arenosos y limoarenosos, inclusive permite detectar la capa dura. Tiene la ventaja de ejecutarse en poco tiempo y a un costo bajo, además los resultados se van obteniendo conforme se ejecuta el sondeo, en cuanto a las desventajas es que no permite la obtención de muestras de suelos para su observación y análisis directo.

El sondeo de cono dinámico ha caído en desuso, ya que se prefiere el uso de la penetración estándar, se llega a usar en lugares de difícil acceso o como complemento de los sondeos de penetración estándar por ejemplo para detectar rellenos. La desventaja principal de este método es que no existen correlaciones confiables para definir propiedades de los suelos.

El sondeo de muestreo selectivo permite extraer muestras inalteradas para su ensaye y análisis en el laboratorio para determinar los parámetros de resistencia y deformabilidad de un sitio en particular. Los muestreadores más usados son: el tubo Shelby en suelos blandos, el tubo dentado o barril Denison en las zonas de transición y lomas. Para que los resultados de laboratorio sean verdaderamente confiables, hay que concientizar al personal tanto de campo como de laboratorio sobre la conservación, transporte, manejo de las muestras y de la preparación de los especímenes, a fin de evitar las menores alteraciones.

Los métodos geofísicos pueden servir como complemento en la investigación geotécnica, pero de ninguna manera proporcionan información para el diseño de una cimentación.

La eficiencia de los estudios de mecánica de suelos depende de varios factores, por ello es difícil definir cual de ellos es el que tiene mayor peso en la calidad de ejecución; sin embargo, se pueden tomar precauciones para prevenir los problemas. Algunas de las medidas que deben tomarse para prevenir la mala ejecución de los trabajos de exploración son:

- La capacitación continua del personal operativo, que conozca completamente el funcionamiento del equipo que opera.
- Capacitación de los ingenieros que estén a cargo de la supervisión de los trabajos de exploración, para interpretar en campo los resultados conforme se realizan los sondeos, de tal forma que sean capaces de detectar problemas y corregirlos.
- Proporcionar mantenimiento al equipo y sustituir las herramientas de exploración cuando se presenten defectos físicos o de operación.
- Otro factor importante es la planeación en cuanto a los alcances de exploración, ya que deberán programarse los sondeos que se consideren necesarios dependiendo de la importancia y tamaño del proyecto.

La interpretación de los sondeos es fundamental ya que de esta etapa dependerán los parámetros que serán usados para el diseño definitivo de una cimentación. En el capítulo 3 se mencionan algunos criterios y correlaciones que nos ayudarán a interpretar los datos obtenidos con los sondeos y de las pruebas de laboratorio; las correlaciones expuestas deben usarse con las debidas reservas, suponiendo las condiciones más desfavorables de propiedades y de las cargas actuantes. En esta etapa la experiencia de los ingenieros cuenta mucho para la correcta interpretación y para detectar más fácilmente la problemática del sitio.

Los programas de exploración y muestreo deben ser acorde, con las características arquitectónicas y estructurales del proyecto, del conocimiento e información que se tenga de los suelos del sitio, de las probables soluciones de cimentación y métodos constructivos; y nunca deben anteponerse cuestiones económicas que pongan en riesgo la seguridad y funcionalidad de las obras.

Por lo tanto, en Mecánica de Suelos no existe un procedimiento estándar de exploración y muestreo, éste debe estar diseñado para cada obra en particular. Por ello la exploración de las condiciones de un suelo es una labor que no admite sustituto para el diseño de cimentaciones.

La exploración geotécnica debe cumplir con los requisitos mínimos estipulados en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y de las Normas Técnicas Complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones.

El costo y tiempo de ejecución de un estudio de mecánica de suelos son mínimos si se comparan con los de la obra; por lo cual, realizar un estudio de mecánica de suelos de buena calidad en el que se precisen las características estratigráficas que permitan definir el comportamiento de la cimentación, puede ahorrar un costo importante en la ejecución de la obra al prever muchos de los problemas antes de su ejecución.

Finalmente, se puede decir que los métodos actuales de exploración han cumplido hasta ahora satisfactoriamente con los objetivos para obtener las propiedades de los suelos; sin embargo, como cualquier ciencia o rama de la ingeniería, la mecánica de suelos debe evolucionar, por ello en el futuro posiblemente se instrumentarán las herramientas de exploración y se desarrollaran otras técnicas. Es difícil predecir los cambios, ya que la implementación de nueva tecnología depende del interés de las instituciones de investigación y de los recursos con los que cuenten; asimismo, también depende del interés de las empresas privadas para el desarrollo de nuevas herramientas y técnicas.

Una vez desarrolladas las herramientas y técnicas, debe garantizarse que los resultados obtenidos tengan la aceptación y credibilidad en el medio profesional para que sean aceptados por los comités de mecánica de suelos del mundo; empero, es posible desarrollar nuevas técnicas y herramientas para ser usadas únicamente en la compleja estratigrafía de la ciudad de México.

ANEXO

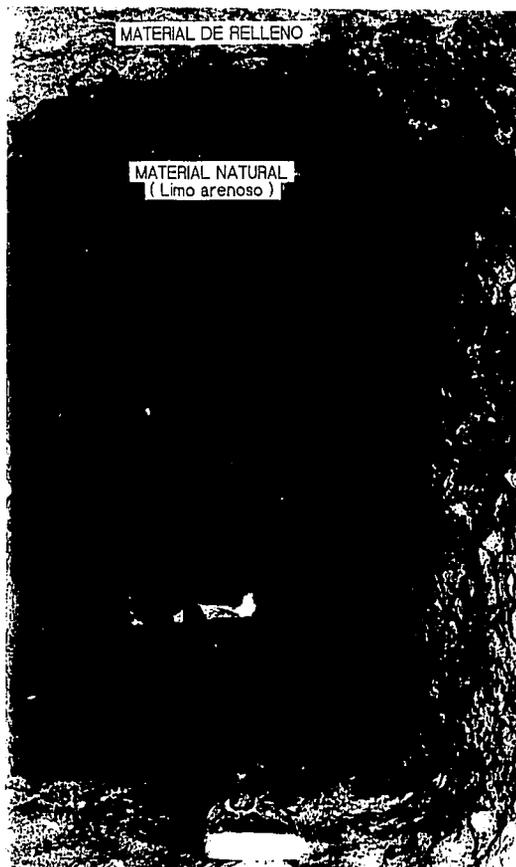


Foto 1. Obtención de una muestra cúbica y estratigrafía superficial en un pozo a cielo abierto (PCA).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

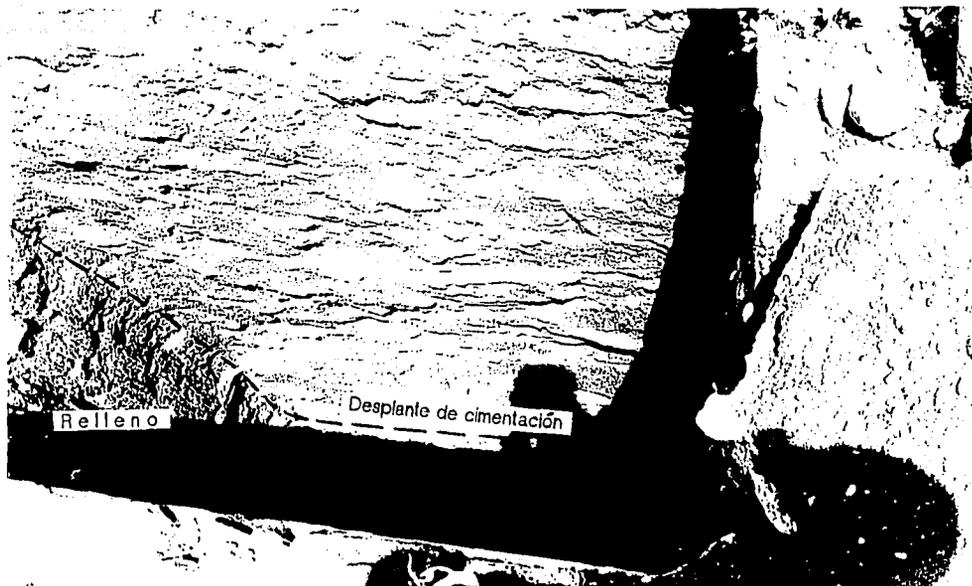


Foto 2. Pozo a cielo abierto, mostrando el desplante de una cimentación de una casa a 3.50 m de profundidad.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Foto 3. Pozo a cielo abierto en el que se detectó relleno hasta la profundidad explorada.

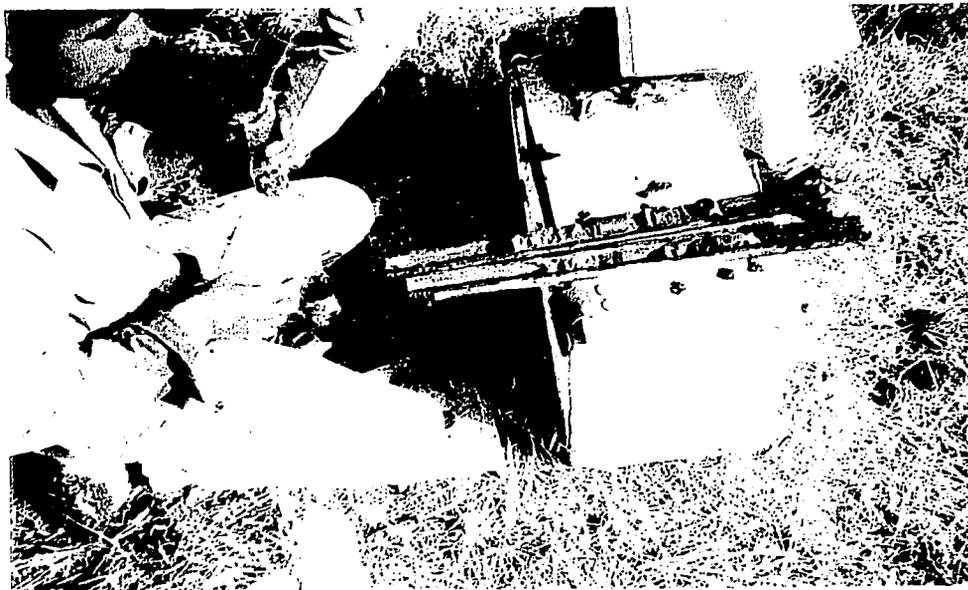


Foto 4. Recuperación de muestras alteradas de un sondeo de penetración estándar (SPT); obsérvese el muestreador de tubo partido.

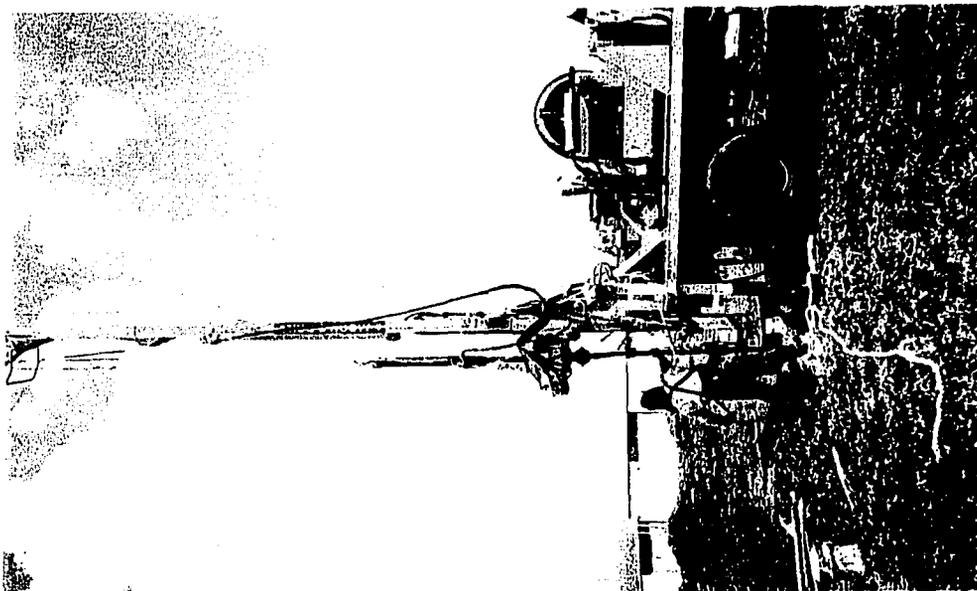
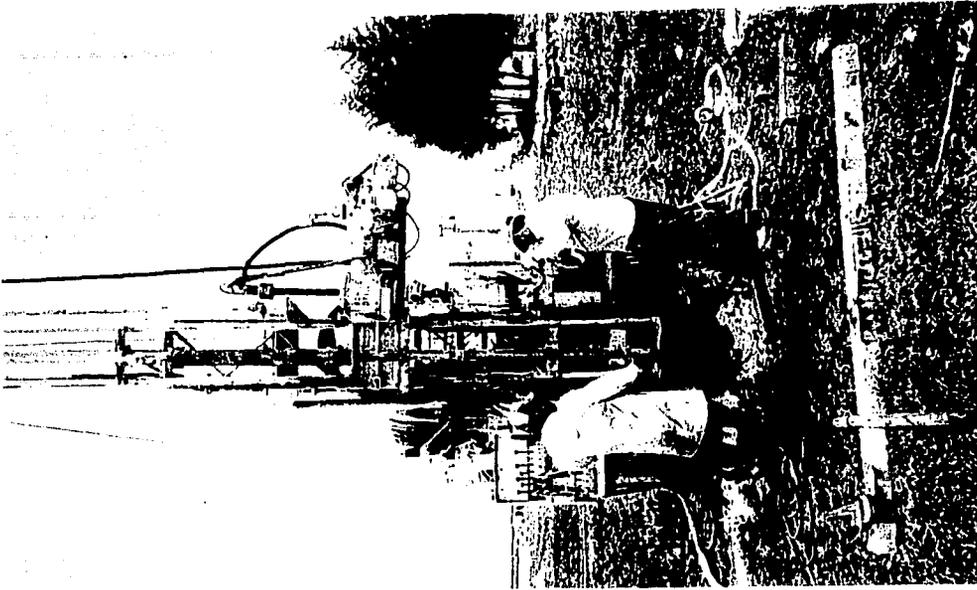


Foto 5 y 6. Ejecución de un sondeo de penetración estándar utilizando un equipo montado en un camión modelo Mobile Drill B-53.



Foto 7. Ejecución de un sondeo de cono eléctrico (SCE),
utilizando un equipo de perforación montado
en camión modelo Mobil Drill B-53.



Foto 8. Obsérvese las barras y la consola donde
se registra la señal del cono eléctrico.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Foto 9. Obsérvese el equipo y herramienta para la ejecución de sondeos de cono dinámico (SCD): Tripie, martinete, barras y cabeza de gato con motor (grillo).



Foto 10. Ejecución de un sondeo de cono dinámico.



Foto 11. Obtención de una muestra inalterada mediante la técnica de tubo Shelby.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

BIBLIOGRAFIA

1. Comisión de Vialidad y Transporte Urbano. Manual de Diseño Geotécnico. Volumen I. México 1987.
2. Dávalos, Fernando. Antecedentes. Simposio Sobre Cimentaciones en Zonas Minadas de la Ciudad de México. SMMS. México 1976. p.p. 3.
3. Del Castillo, R. Ciudad de México. Simposio El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el área Urbana del Valle de México. SMMS. México 1978. p.p. 15 – 45.
4. Dávalos, Fernando. Zonificación. Simposio Sobre Cimentaciones en Zonas Minadas de la Ciudad de México. SMMS. México 1976. p.p. 5 –6.
5. Gutiérrez, Carlos E., Cuevas R, Alberto y Sánchez M., Bernardo. Soluciones geotécnicas para el agrietamiento de suelos. Agrietamiento de Suelos. SMMS. México 1991. p.p. 95 – 108.
6. Hiriart, Fernando y Graue, Roberto. Proyecto Texcoco. El hundimiento de la Cd. de México y Proyecto Texcoco. Nabor Carrillo. México, 1969. p.p. 149 – 157.
7. Hiriart, Fernando y J. Marsal, Raúl. Proyecto Texcoco. El hundimiento de la Cd. de México. Nabor Carrillo. México, 1969. p.p. 167 – 201.
8. Jaime P., Alberto y Jasso R., Mario. Usos y abusos del cono eléctrico en la Ciudad de México. México 1995.
9. Juárez Badillo, Eulalio. Mecánica de Suelos. Tomo I. Editorial Limusa, 1989.
10. Juárez Badillo, Eulalio. Mecánica de Suelos. Tomo II. Editorial Limusa, 1996.
11. Krynine, D. P. y Juda, W. R. Principios de Geología y Geotecnia para ingenieros. Editorial Omega. Tercera edición.
12. Leet y Judson. Fundamentos de Geología Física. Editorial Limusa, 1992.
13. Marsal y Mazari. El subsuelo de la Ciudad de México. Facultad de Ingeniería. UNAM. México. 1959.
14. Marsal, Raúl J. y Mazari, Marcos. Desarrollo de la Mecánica de Suelos en la ciudad de México. Simposio El subsuelo de la Cuenca del Valle de México y su Relación con la Ingeniería de Cimentaciones a cinco años del Sismo. SMMS. México 1990. p.p. 3 - 24.
15. Marsal, Raúl J. La estratigrafía y sus implicaciones. Simposio El subsuelo y la ingeniería de cimentaciones en el área urbana del Valle de México. SMMS. México 1978. p.p. 1- 7.
16. Marsal, Raúl J. Notas sobre el Diseño y Construcción de Cimentaciones en el Distrito Federal. Comisión Federal de Electricidad. México 1986.
17. Mooser, Federico. Geología. Simposio Sobre Cimentaciones en Zonas Minadas de la Ciudad de México. SMMS. México 1976. p.p. 7 – 13.

18. Mooser, Federico. Estratigrafía y estructura del Valle de México. Simposio El subsuelo de la Cuenca del Valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo. SMMS. México 1990. p.p. 29 – 36.
19. Mooser, Federico. Condiciones geológicas acerca del pozo Texcoco PP1. V Reunión de Mecánica de Suelos. SMMS. México 1990. p.p. 143 – 161.
20. Mooser, Federico. Geología del Relleno Cuaternario de la Cuenca de México. Simposio El subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el área Urbana del Valle de México. SMMS. México 1978. p.p. 9 – 13.
21. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones. Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal. núm. 40. México D. F., 12 de noviembre de 1987.
22. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Editorial SISTA. México 1995.
23. Reséndiz, Daniel, Springall, Guillermo y Rodríguez, Juan M. Información Reciente sobre las Características del Subsuelo y la Práctica de la Ingeniería de Cimentaciones en la Ciudad de México. V Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. SMMS. México 1970. p.p. IV –1 a IV – 43.
24. Rodríguez M, Juan y León, José L. Estratigrafía y Propiedades. Simposio Sobre Cimentaciones en Zonas Minadas de la Ciudad de México. SMMS. México 1976. p.p. 15 – 36.
25. Santoyo, Enrique. Estratigrafía y muestreo inalterado de los suelos lacustres del Valle de México. Simposio El subsuelo de la Cuenca del Valle de México y su Relación con la Ingeniería de Cimentaciones a cinco años del Sismo. SMMS. México 1990. p.p. 37 – 55.
26. Santoyo, Enrique, Lin Xue, Riqing y Ovando, Efrain. El Cono en la Exploración Geotécnica. TGC Geotécnia. México 1990.
27. Secretaría General de Obras del Departamento del Distrito Federal. Manual de Exploración Geotécnica. México, 1990.
28. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes. México 1983. p.p. 31 – 63.
29. Springall, Guillermo. Introducción General. Simposio Sobre Cimentaciones en Zonas Minadas de la Ciudad de México. SMMS. México 1976. p.p. 1 – 2.
30. Whitlow, Roy. Fundamentos de Mecánica de Suelos. Segunda edición. Editorial CECSA. México 2000.
31. Zeevaert, Leonardo. Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions. Robert E. Krieger Publishing Company Huntington. New York 1979.