

01149
1



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

**CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL
EX-LAGO DE TEXCOCO**

T E S I S

COMO REQUISITO PARA OBTENER EL GRADO DE

MAESTRO EN INGENIERÍA

(GEOTECNIA)

QUE PRESENTA:

RAMONA ALANÍS GONZÁLEZ

DIRECTOR: **DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY**



MÉXICO, D.F.

Septiembre, 2003

A

TESIS CON
FALLA DE CALIFICACIÓN



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.

**TESIS
CON
FALLA DE
ORIGEN**

Autógrafa a la Dirección General de Bibliotecas de la
UNAM a fin de ser difundida en formato electrónico e impresa al
contar con el consentimiento de mi trabajo intelectual.
AUTÓGRAFA: Barbara Alanís
González
FECHA: 11 de Septiembre / 2003
LUGAR: Manizá

AGRADECIMIENTOS

A Dios, por darme la luz que iluminó éste difícil camino y por permitirme llegar a la meta propuesta, ayudándome día con día a vencer los obstáculos encontrados.

A mis padres y hermanos, por la confianza y el apoyo brindado a lo largo de estos años.

Al Dr. Efraín Ovando Shelley, por dirigir esta tesis.

A los doctores Gabriel Auvinet Guichard, Rigoberto Rivera Constantino, Víctor M. Taboada Urtuzúastegui y al M. en I. Manuel J. Mendoza López, por revisar este trabajo y por sus comentarios.

A Isela Espinosa, quien participó arduamente en el análisis de algunos ensayos de consolidación.

A María Luisa, Lorena, Guadalupe, Rocío, Diana, Mario y Germán, por su amistad y palabras de aliento en los momentos más difíciles.

RESUMEN

Conocer las características geotécnicas de un sitio es de fundamental importancia para determinar y especificar el comportamiento del subsuelo ante cualquier condición de esfuerzos que se le imponga.

En este trabajo se presenta la caracterización geotécnica de la zona ocupada por el antiguo Lago de Texcoco, sitio propuesto para la construcción del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México. Con el análisis de los resultados obtenidos en los diferentes ensayos de campo y laboratorio realizados en el área, se describe al suelo con base en sus propiedades índice y mecánicas.

Desde el punto de vista geotécnico, los suelos de la región se caracterizan por su gran compresibilidad y baja resistencia al esfuerzo cortante, que conjugadas con el fenómeno de hundimiento regional producido por el bombeo de los acuíferos que yacen bajo la zona lacustre, son causa, en ocasiones, de comportamiento poco satisfactorio en cimentaciones, que además, suelen ser más costosas que en otros sitios con suelos más competentes.

En la zona se presentan otros factores que la caracterizan como: la alta salinidad del agua intersticial, el agrietamiento, y la no homogeneidad en la estratigrafía, los cuales influyen en el planteamiento de las mejores alternativas de cimentación de cualquier proyecto.

Con los parámetros geotécnicos medidos en el campo y en el laboratorio se obtuvieron algunas correlaciones empíricas. Las relaciones entre la resistencia con el cono eléctrico y algunos parámetros de resistencia y compresibilidad muestran la utilidad de esta técnica de exploración para los suelos blandos.

ÍNDICE

	Página
I. Introducción	1
I.1 Antecedentes	1
I.2 Objetivo	2
I.3 Alcances	2
I.4 Generalidades	2
II. Geología	5
II.1 El Valle de México	5
II.1.1 Clima	5
II.1.2 Geomorfología	5
II.1.3 Geología	6
II.1.4 Tectónica	7
II.1.5 Hidrología	8
II.1.6 Estratigrafía	9
II.2 El ex-lago de Texcoco	11
II.2.1 Clima	11
II.2.2 Geomorfología	11
II.2.3 Geología	11
II.2.4 Tectónica	12
II.2.5 Hidrología	12
II.2.6 Litología	14
II.2.7 Estratigrafía	14
III. Exploración geotécnica	16
III.1 Exploración de campo	17
III.1.1 Sondeo de cono eléctrico	19
III.1.2 Sondeo de penetración estándar	20
III.1.3 Muestreo selectivo	24
III.1.4 Sondeo de cono sísmico	24
III.1.5 Sondeo de sonda suspendida	25
III.1.6 Sondeo de piezocono	27
III.2 Instrumentación de campo	28
III.2.1 Tubos de observación	28
III.2.2 Bancos de nivel profundo	29
III.2.3 Piezómetros abiertos	29

III.3	Ensayes de laboratorio	31
III.3.1	Pruebas índice	31
III.3.2	Pruebas mecánicas	31
III.3.3	Pruebas dinámicas	32
III.3.4	Ensayes para determinar la salinidad del agua intersticial	32
III.4	Modelo estratigráfico del ex-Lago de Texcoco	32
IV.	Problemas geotécnicos de la zona	35
IV.1	Abatimiento piezométrico	35
IV.2	Hundimiento regional	38
IV.3	Salinidad	39
IV.4	Agrietamiento	43
V.	Propiedades del subsuelo	46
V.1	Propiedades índice	46
V.1.1	Contenido de agua	47
V.1.2	Peso volumétrico	47
V.1.3	Relación de vacíos	48
V.1.4	Densidad de sólidos	48
V.1.5	Plasticidad	56
V.2	Propiedades mecánicas	57
V.2.1	Compresibilidad	58
V.2.2	Resistencia	66
V.3	Propiedades dinámicas	68
VI.	Correlaciones entre parámetros geotécnicos	70
VI.1	Correlaciones a partir de la resistencia obtenida con el cono eléctrico	70
VI.1.1	Resistencia	71
VI.1.2	Contenido de agua	75
VI.1.3	Esfuerzos	77
VI.1.3.1	Esfuerzos efectivos	77
VI.1.3.2	Esfuerzos de preconsolidación	79
VI.1.4	Compresibilidad	81
VI.1.4.1	Módulo de compresibilidad volumétrica	81
VI.1.4.2	Módulo de rigidez odométrico	83
VI.1.4.3	Índice de compresibilidad	85
VI.1.5.	Velocidades de onda de corte	87

VI.2	Correlaciones a partir de datos de disipación de presión de poro obtenidos con el piezocono	90
VI.2.1	Método de interpretación	91
VI.2.1.1	Curvas de disipación normalizada	92
VI.2.1.2	Estimación de $C_{\text{rel}}(\text{relaciones})$	93
VI.2.1.3	Estimación de $k_{\text{rel}}(\text{relaciones})$	94
VI.2.2	Resultados	95
VI.2.3	Correlaciones	98
VI.3	Correlaciones para determinar la resistencia no drenada a partir de los esfuerzos efectivos	99
VII.	Conclusiones	101
	Bibliografía y referencias	106
	Anexo I	111

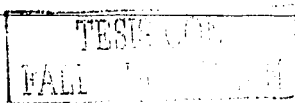
I. INTRODUCCIÓN

I.1 Antecedentes

La demanda de transporte aéreo en la ciudad de México ha crecido rápidamente en los últimos años, saturando la capacidad del actual Aeropuerto Internacional e imposibilitando su correcto funcionamiento. Como una solución a este problema se propone la construcción de un nuevo aeropuerto, el cual cubrirá las necesidades impuestas por el crecimiento social, económico y comercial de la ciudad más grande del mundo.

Entre los diversos sitios estudiados para la construcción de este proyecto está el ubicado en el vaso del ex-Lago de Texcoco, al oriente de la ciudad de México. Las ventajas y desventajas de esta alternativa fueron analizadas por diversas instituciones. Debido a las complejas características geotécnicas de la zona, uno de los aspectos más investigados, sin duda alguna, fue el de la Mecánica de Suelos. El Instituto de Ingeniería junto con la empresa TGC Geotecnia, fueron los encargados de determinar las condiciones geotécnicas del subsuelo para definir las mejores alternativas de cimentación de las diferentes instalaciones que conforman el proyecto. Las características geotécnicas del subsuelo de la zona se determinaron a través de los diversos ensayos de campo y laboratorio realizados por ambas instituciones.

La información obtenida de esta investigación se complementó con la de estudios realizados en el área y con la existente para la ciudad de México, debido a que la estratigrafía y propiedades geotécnicas de los suelos encontrados en el ex-Lago guardan gran similitud con las del centro de la ciudad.



En el siguiente trabajo se presenta una recopilación de la información obtenida en los ensayos de campo y laboratorio, reportando las propiedades índice, de resistencia y compresibilidad resultantes del análisis de los diversos ensayos. Se determinan también algunos factores de proporcionalidad entre diversos parámetros geotécnicos.

I.2 Objetivo

El objetivo del trabajo presentado a continuación, es realizar la caracterización geotécnica de la zona ocupada por el antiguo Lago de Texcoco. Se determinará y especificará en términos cuantitativos el comportamiento del subsuelo, basado en el análisis de sus propiedades índice, mecánicas y dinámicas, y a través de las correlaciones que se puedan establecer entre dichos parámetros y los que resulten de los ensayos de campo.

I.3 Alcances

El primer paso a seguir en la realización de este proyecto es recopilar la información de los diversos ensayos de campo y laboratorio y analizar los resultados obtenidos para determinar los parámetros geotécnicos característicos de la zona. Con la información analizada y tomando en cuenta el modelo estratigráfico propuesto por Auvinet, (Romo et al., 2001) se determinarán algunas correlaciones empíricas entre dichos parámetros.

Finalmente, se analizará la implicación de los resultados aquí obtenidos, en el diseño, construcción y operación de estructuras aeroportuarias.

I.4 Generalidades

El área estudiada se localiza en el vaso del ex-Lago de Texcoco, en la zona oriental de la Cuenca de México. El polígono que delimita el sitio de estudio está ubicado aproximadamente entre los paralelos 19°30' y 19°34' y los meridianos 98°55' al este y 99°01' al oeste (Romo et al., 2001). En la figura I.1, se presenta un esquema de localización de la zona y en la Tabla I.1 se muestran las coordenadas de los vértices del polígono .

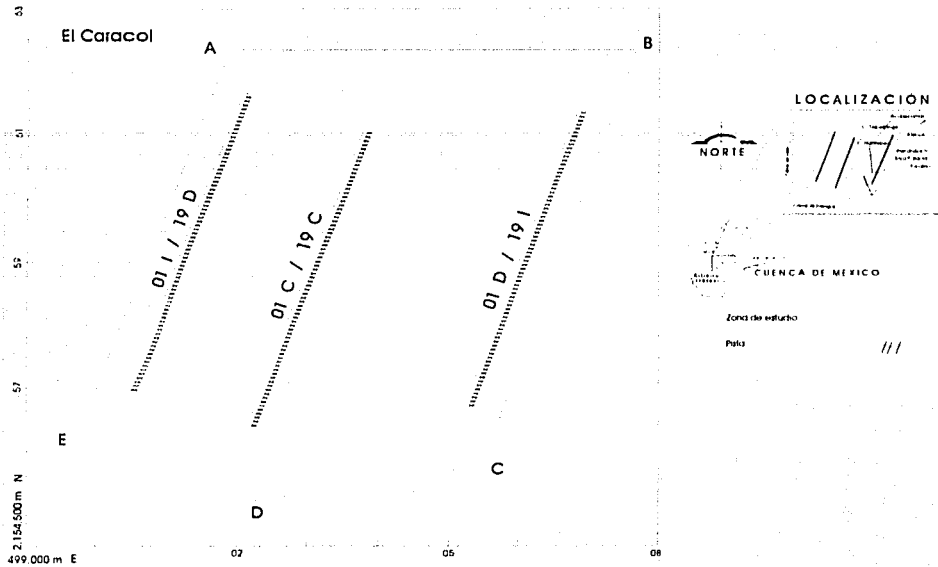


Figura 1.1 Localización de la zona de estudio en el ex-Lago de Texcoco (Romo et al., 2001)

Tabla 1.1 Coordenadas del polígono de estudio. (Romo et al., 2001).

Vértice	Coordenada en X m	Coordenada en Y m
A	499 725.27	2 156 163.84
B	501 868.15	2 162 354.10
C	507 702.35	2 162 355.98
D	505 466.65	2 155 756.00
E	502 258.72	2 155 216.00

La zona estudiada es una planicie prácticamente plana que se eleva alrededor de 2 200 msnm, en la que existen dos elevaciones topográficas: el Cerro de Huatepec y el de Tepetzingo.

El vaso del ex-Lago de Texcoco, una zona semidesértica de aproximadamente 150 km², ha sido objeto de diferentes proyectos tendientes a modificar su aridez y los problemas que esta acarrea a la zona metropolitana de la ciudad de México (Marsal y Graue, 1969). Hoy en día, una gran extensión se encuentra cubierta con pastos que impiden la formación de tolvaneras, las cuales originaban problemas sanitarios a la población y disminuían las posibilidades de navegación aérea. Actualmente, obras como lagos de almacenamiento y regulación de aguas negras y plantas de tratamiento, han cambiado el panorama de la zona insalubre y problemática. La construcción del nuevo aeropuerto en este sitio, se plantea como una alternativa para erradicar los problemas hasta ahora ocasionados.

Desde el punto de vista geotécnico, los suelos de la región se caracterizan por su gran compresibilidad y baja resistencia al esfuerzo cortante, que conjugadas con el fenómeno de hundimiento regional, son causa de cimentaciones costosas, y en ocasiones, de comportamiento poco satisfactorio. Debido a las características de la zona y a factores como la salinidad del agua intersticial, el agrietamiento, el hundimiento regional y la no homogeneidad en la estratigrafía, este sitio es quizá la alternativa más compleja para la construcción del aeropuerto; sin embargo, es un gran reto para los ingenieros especialistas en mecánica de suelos, plantear las alternativas de cimentación más viables para este proyecto.

II. GEOLOGÍA

II.1 El Valle de México

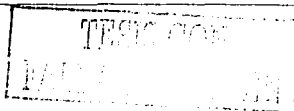
El Valle de México está situado en el centro de la faja volcánica que atraviesa la República Mexicana de este a oeste, entre las latitudes norte $19^{\circ} 03' 53''$ y $20^{\circ} 11' 09''$ y las longitudes $98^{\circ} 11' 53''$ y $99^{\circ} 30' 24''$ al oeste de Greenwich. Comprende una superficie aproximada de $9\,600\text{ km}^2$.

II.1.1 Clima

El clima característico del Valle de México es templado semiárido; en las montañas que lo rodean se tienen climas: frío con nieves eventuales en las partes altas y templado húmedo en las alturas medias. El período de lluvias abarca desde Mayo hasta Octubre, siendo Julio y Agosto los meses más lluviosos.

II.1.2 Geomorfología

Desde el punto de vista geológico, el Valle de México es una cuenca cerrada por cadenas montañosas: al norte por las sierras de Tezontlaipan y Pachuca; al sur, la Sierra de Chichinautzin-Ajusco; al este, las sierras Nevada, de Río Frío y de Calpulalpan; al suroeste, la de las Cruces; y al noroeste, la de Tepetzollán.



El límite norte de la porción sur de la Cuenca lo forman las Sierras de Guadalupe y Pallachique, entre las cuales se eleva el Cerro de Chiconautla; al sur corriendo de este a oeste se extiende la Sierra de Santa Catarina.

Un 70% de la superficie de la Cuenca corresponde a áreas montañosas, algunas con altitudes superiores a 2 000 m sobre el fondo del Valle. La altura media de la planicie sobre el nivel del mar es de 2 250 m.

II.1.3 Geología

Las zonas bajas del Valle están cubiertas por depósitos aluviales y lacustres del Cuaternario. De la misma edad geológica se supone la serie volcánica basáltica de Cerro Gordo, Chimalhuacán, de la Estrella y Chiconautla, y la Sierra del Chichinautzin que cerró al Valle en la parte sur. Corresponden al Terciario Superior las tobas y brechas de la formación Tarango y las lavas andesíticas del Iztaccihuatl y el Ajusco (Figura II.1). Tomando en cuenta que por el norte de la cuenca, en Apasco, y al sur, en Cuernavaca y Cuautla, afloran las calizas del Cretácico Superior, cabe suponer que este tipo de rocas debe formar el fondo de la Cuenca de México (Mooser, citado en Marsal y Graue, 1969).

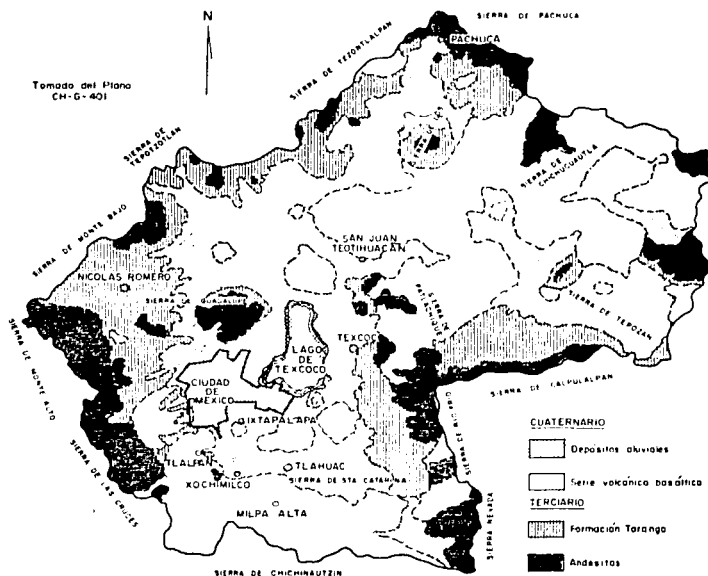


Figura II.1 Geología superficial del Valle de México (Marsal y Graue, 1969)

II.1.4 Tectónica

En la Cuenca de México se manifiesta la actividad tectónica a la que ha estado sujeta desde el Cretácico Superior hasta el Cuaternario. En la Figura II.2 se observa que debajo del relleno aluvial de la Cuenca, existen dos sistemas de fracturas tectónicas orientadas al SSW-NNE y WNW-ESE. Aparentemente, el segundo sistema de fallas es una prolongación del sistema Acambay (Mooser, 1961).

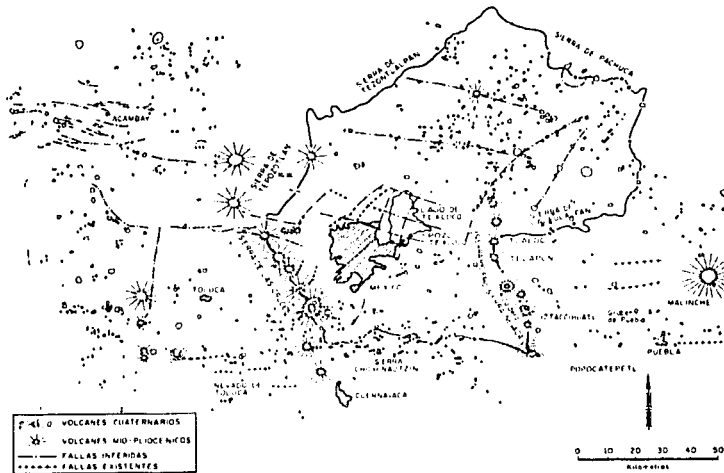


Figura II.2 Tectónica de la Cuenca de México (Reséndiz et al., 1969)

En el corte geológico de la Figura II.3 se muestran las trazas de las fallas del sistema SSW-NNE, que cortan la Cuenca. Se observa que la ciudad de México se localiza sobre un graben, cortado a su vez por una falla, y que lo mismo ocurre con la planicie del ex-Lago de Texcoco. En ambos lados de estos bloques hundidos se halla una sucesión de fallas escalonadas, y entre ambos se encuentra el horst del Peñón (Mooser, 1970).

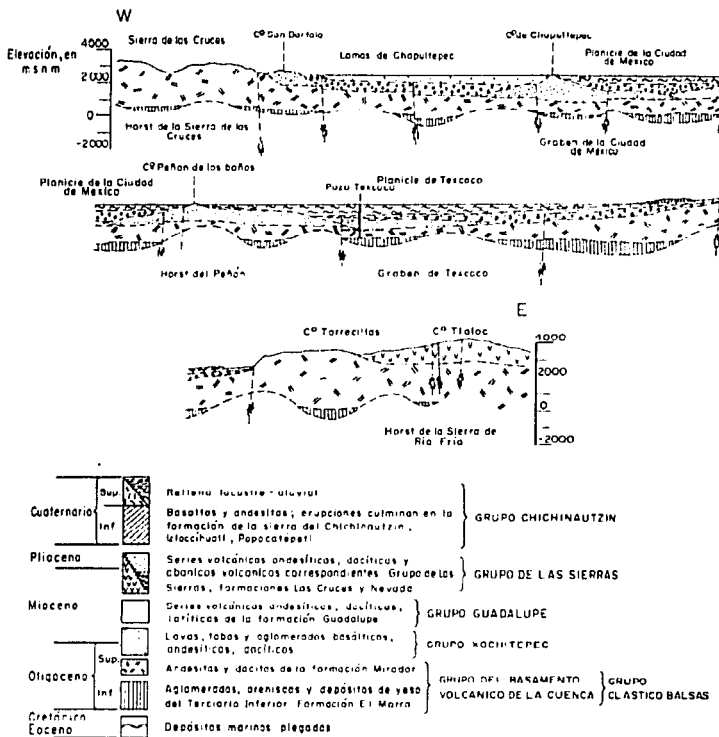
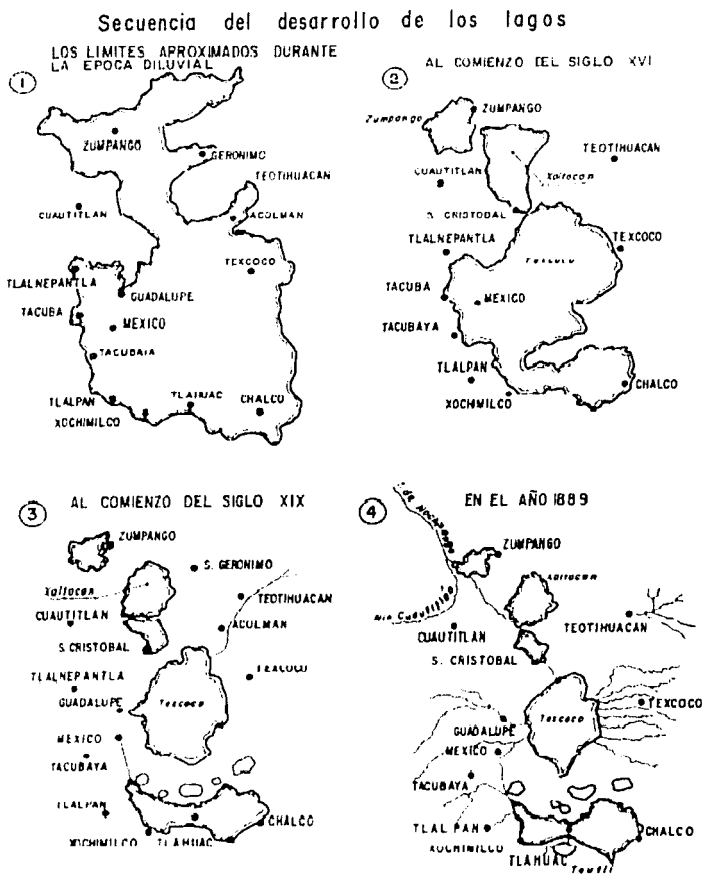


Figura II.3 Sección S-E a través de la Cuenca de México (Reséndiz et al., 1969)

II.1.5 Hidrología

La Cuenca de México estuvo cerrada debido a la formación de la Sierra de Chichinautzin, hasta la apertura del Tajo de Nochistongo y del Túnel de Tequisquiác. Hacia la cuenca fluyen gran cantidad de ríos o arroyos pequeños, entre los que destacan los ríos Cuautitlán, Tlalnepanitla, de los Remedios y Texcoco. Estas corrientes dieron origen a seis lagos: de norte a sur, Zumpango, Xaltocan, San Cristóbal, Texcoco, Xochimilco y Chalco (varios autores, 1902), los cuales se comunicaban frecuentemente entre sí, Figura II.4. Los lagos Xaltocan y Texcoco se formaron en las partes bajas y constituían vasos de evaporación, los de Xochimilco y Chalco, eran alimentados con agua dulce (Aguayo et al., 1989).

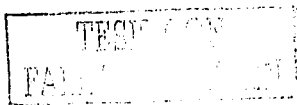


POR : ELIZABETH SCHLING KIEL (1938)

Figura II.4 Secuencia del desarrollo de los lagos de la Cuenca de México

II.1.6 Estratigrafía

La secuencia estratigráfica de la Cuenca de México consiste de rocas volcánicas, depósitos aluviales, fluviales y lacustres del Terciario y del Cuaternario, que subyacen discordantemente a las rocas calcáreas y calcáreoarcillosas del Cretácico.



Estudios recientes (Mooser, 1990) proporcionan la siguiente secuencia estratigráfica:

- 1a. Trasgresión lacustre inferior y superior
- 1b. Relleno clástico aluvial
- 1c. Lavas de las sierras de Chichinautzin y de Santa Catarina
2. Vulcanitas de la Sierra de las Cruces, con flujos piroclásticos (Tarango)
3. Andesitas basálticas del Cerro de la Estrella y del Norte del Tepeyac
4. Vulcanitas de las sierras de Guadalupe y de Xochitepec
5. Serie estratificada
6. Arcillas lacustres y vulcanitas Las Humaredas
7. Calderas de Tlalxpan y Cerro del Tigre
8. Vulcanitas del Mioceno
9. Vulcanitas del Oligoceno
10. Grupo Balsas
11. Sedimentos marinos plegados del Cretácico

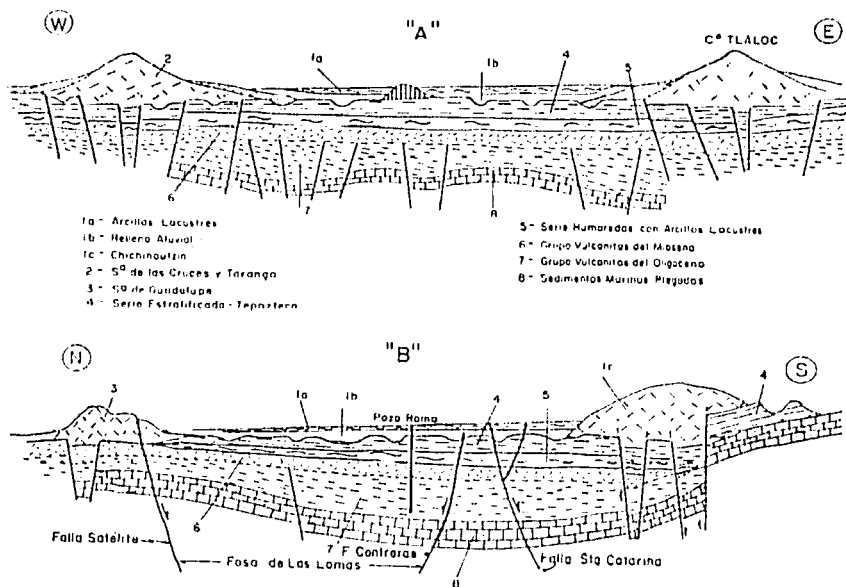
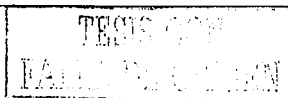


Figura II.5 Estructura geológica de la Cuenca de México (Mooser et al., 1990)



En las secciones de la Figura II.5 se muestran estos elementos en forma esquemática. La sección A corta la Cuenca de Oeste a Este por el Sur, destaca la fosa de la Sierra de las Cruces, regida por fallas dirigidas al NW; la sección B parte de la Fosa de Barrientos al Poniente de la Sierra de Guadalupe, atraviesa la planicie urbana y corta en el sur la compleja Fosa de Chichinautzin para terminar en el Tepozteco.

II.2 El ex-Lago de Texcoco

El ex-Lago de Texcoco está localizado en la zona oriental de la Cuenca de México, en la parte más alta y en el extremo sur del antiplano mexicano (Marsal y Graue, 1969). De acuerdo a un levantamiento gravimétrico realizado en la parte plana del Valle en los años de 1952 y 1953, la Cuenca de México, está dividida en varias subcuencas, entre ellas, las de Teotihuacan, Texcoco, ciudad de México y Chalco (Morales et al., 1989)).

II.2.1 Clima

En el ex-Lago de Texcoco, el clima es semi-árido.

II.2.2 Geomorfología

La planicie del ex-Lago de Texcoco corresponde a una zona que se eleva alrededor de 2 200 msnm. Aquí la gran planicie aluvial central contiene dos montículos, el de Huatepec y el de Tepetzingo, ambos constituyen minúsculos islotes rocosos en medio de un antiguo lago. Rodean a la planicie por el poniente la Sierra de Guadalupe, por el norte el Cerro de Chiconautla, por el este las Sierras de Calpulalpan y Río Frio, por el nororiente la Sierra de Ptlachique y por el oriente y suroriente la elevada Sierra de Tláloc-Tetapón. Se encuentran otras elevaciones topográficas aisladas como el Cerro del Peñón de los Baños, el Peñón Viejo y el Cerro de Chimalhuacán (Morales et al., 1989).

II.2.3 Geología

El subcuenca de Texcoco se sitúa en la porción nororiental de la mitad sur de la Cuenca de México, se encuentra ubicada entre los volcanes Cerro Gordo, Chimalhuacán y Chiconautla; corresponde a una planicie cubierta por arcillas lacustres en espesores de alrededor de 60 m, los que cubren a materiales

aluviales del Cuaternario. Bajo estos materiales se llegan a encontrar horizontes o capas de rocas ígneas del Terciario, que comprenden restos de volcanes estratificados, tobas, brechas, derrames de lavas y depósitos laháricos, los cuales afloran en elevaciones topográficas que circundan al ex-Lago de Texcoco (Morales et al., 1969).

Con la formación de la Sierra Chichinautzin entre las sierras Nevada y de las Cruces, se cerró la Cuenca de México hacia el sur. Esta circunstancia permitió el relleno con materiales de acarreo y cenizas volcánicas transportadas por aire o por corrientes de agua hacia las partes bajas, formándose una gran planicie que fue ocupada por lagos someros, entre los cuales se contó el de Texcoco.

II.2.4 Tectónica

El ex-lago de Texcoco se ubica en medio de una amplia fosa orientada al NNE, situada entre las Sierras de Patachique al oriente y la de Guadalupe al poniente. El Peñón de los Baños está cortado por una falla orientada también al NNE que corresponde a la misma tectónica. Las secuencias aluviales y lacustres no acusan ningún fracturamiento tectónico activo (Romo et al., 2001).

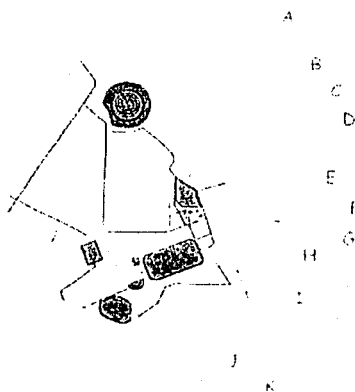
II.2.5 Hidrología

La Cuenca del ex-Lago de Texcoco abarca dos de las zonas hidrológicas del Valle de México, la zona llamada "Teotihuacan", cuya área es de 930 km² y la denominada "Texcoco", con una extensión de 1,146 km², ocupando una superficie total de 2,076 km² incluyendo las 10,000 hectáreas de la Zona Federal; abarca los municipios de Texcoco y Nezahualcoyotl del Estado de México y las delegaciones políticas Venustiano Carranza y Gustavo A. Madero del Distrito Federal (Cruikshank, 1995).

El Lago de Texcoco formaba parte fundamental del sistema y funcionamiento hidrológico del Valle de México, el cual es una unidad hidrológica cerrada actualmente y drenada de forma artificial, que se ubica al centro del eje volcánico. Su sistema lacustre estaba integrado por cinco lagos someros, de los cuales, el 50% del área total pertenecía al Lago de Texcoco, ubicado en la parte más baja de la Cuenca. Esta posición originaba que sus aguas fueran de gran salinidad, ya que era el recipiente natural de los sedimentos que bajaban de la parte más alta de la Cuenca que, a falta de una desembocadura, convertían al lago en un verdadero mar interno (Cruikshank, 1995). La extensión del lago se fue reduciendo al realizar las obras de desagüe que permitieron el drenaje hacia el Tajo de Nochistongo, los túneles de Tequiquiac y hacia el túnel del drenaje profundo.

Debido a la alta evaporación, el Lago de Texcoco fue siempre salado, con un contenido de sales superior al del agua de mar. Posiblemente la alta concentración de sales del ex-Lago no tuvo su origen exclusivamente en los procesos de evaporación, sino que parte de su salinidad se deba a la concentración de minerales de aguas termales, ya que el ex-lago se localiza en una zona distensiva que incide en los manantiales de Pathé, Tecozautla y otros en el Estado de Hidalgo (Aguayo et al., 1989).

En el lago descargaban las aguas de los ríos Piedad y San Francisco que llegan del Distrito Federal; los ríos San Juan Teotihuacan, Papalotla, Xalapango, Coxcacaco, Texcoco, Chapingo, San Bernardino, Santa Mónica y Coatepec por la parte oriental. Gran parte de estas afluentes han sido entubadas, y en su mayoría sirven hoy como vehículo para las aguas negras o residuales de la zona metropolitana. En la Figura II.6, se aprecia la distribución de estos ríos. Además, llegan a la zona sur del ex-Lago de Texcoco, incluso al sur de la autopista Penón- Texcoco, los siguientes ríos artificiales de aguas negras: el río Churubusco, proveniente del sur-poniente, el río de la Compañía, proveniente del sur, y el río de los Remedios, proveniente del poniente.



- | | | |
|-----------------------------|-----------------------|-----------------------|
| A. Río San Juan Teotihuacan | E. Río Texcoco | I. Río Coatepec |
| B. Río Papalotla | F. Río Chapingo | J. Río San Francisco |
| C. Río Xalapango | G. Río San Bernardino | K. Río de la Compañía |
| D. Río Coxcacaco | H. Río Santa Mónica | |

Figura II.6 Ríos que alimentaban el Lago de Texcoco (Cruickshank, 1995)

II.2.6 Litología

La columna litológica para el Sitio Texcoco hasta gran profundidad se desconoce, pero de acuerdo a la información obtenida en el Pozo Texcoco PP-1 (Mooser, 1970), se describe como sigue:

Época Geológica	Profundidad, en m	Descripción
Cuaternario Superior e Inferior	0 a 500	Depósitos aluviales (Arcillas, limos y arenas), comprendidos en el Grupo Chichinautzin
Plioceno y Mioceno	500 a 815	Depositos volcanicos (tobas) producidos por la Sierra de Rio Frio, comprendidos en la formacion Nevada.
Mioceno Superior y Medio	815 a 920	Depositos volcanicos (coladas de lava) producidos por la Sierra de Guadalupe.
Mioceno Inferior	920 a 1438	Depositos volcanicos (lavas y aglomerados) comprendidos en el Grupo Xochitopec.
Oligoceno Superior	1438 a 1965	Depositos volcanicos (lavas, aglomerados y tobas) constituyendo la parte superior del Basamento Volcanico de la Cuenca, que se correlaciona con el Grupo Balsas.
Oligoceno Inferior y Eoceno Superior	1965 a 2065	Depositos volcanicos con tobas, yeso (transformado en anhidrita por presion) y conglomerados calcareos, correspondientes a la formacion clasica El Morro se incluyen en la parte inferior del Grupo del Basamento.

Se infiere que la discordancia entre los sedimentos marinos plegados y la secuencia continental superpuesta se encuentra a unos 2 200 m debajo del ex-Lago de Texcoco.

II.2.7 Estratigrafía

El subsuelo del ex-Lago de Texcoco está constituido por potentes estratos de arcilla lacustre con alto contenido de agua, baja resistencia al corte y alta compresibilidad, intercalados con algunos estratos más resistentes. La estratigrafía típica encontrada en la zona del ex-Lago es la siguiente (Murillo y García, 1978):



1. Formación superficial (FS)
2. Formación arcillosa superior(FAS)
3. Capa dura (CD)
4. Formación arcillosa inferior (FAI)
5. Depósitos profundos superiores (DPS)
6. Tercera formación arcillosa (TFA)
7. Depósitos profundos inferiores(DPI)

Las características y propiedades de cada formación se describen en el Capítulo 3, de acuerdo a los resultados de los diversos estudios de campo y laboratorio realizados en la zona (Marsal y Graue, 1969; Murillo y García, 1978), así como los llevados a cabo para el proyecto del Nuevo Aeropuerto (Romo et al., 2001).

III. EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

El objetivo de los trabajos de exploración, experimentación e instrumentación realizados en el ex-Lago de Texcoco fue determinar las características del subsuelo, y de esta forma, estudiar la viabilidad del sitio para la construcción del nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México.

Los estudios geológicos, las investigaciones de campo y de laboratorio a detalle, permitieron definir las condiciones geotécnicas del área de estudio, determinando los parámetros geotécnicos característicos de la región, para aplicarse en el diseño de las diferentes estructuras que conforman el proyecto.

Con el análisis de la información obtenida en la exploración de campo y los diferentes ensayos de laboratorio se definieron los siguientes aspectos:

- a) La secuencia estratigráfica de la zona
- b) Las propiedades índice, mecánicas y dinámicas del sitio
- c) Las condiciones de agua subterránea, para establecer las presiones de poro en el subsuelo
- d) Los asentamientos regionales



III.1 Exploración de campo

Los ensayos de campo se enfocaron básicamente al estudio de los suelos arcillosos lacustres del ex-Lago, debido a su alta compresibilidad y baja resistencia al esfuerzo cortante. La exploración permitió conocer la estratigrafía de la zona y obtener muestras representativas de las condiciones del subsuelo, para su ensaye en el laboratorio de mecánica de suelos. Las técnicas de exploración usadas fueron:

- Cono eléctrico
- Penetración estándar
- Muestreo selectivo
- Cono sísmico
- Sonda suspendida
- Piezocono

La localización del polígono de estudio, la distribución y ubicación de los diferentes sitios explorados aplicando las diversas técnicas, se muestra en la Figura III.1. En la Tabla III.1 se indica la técnica de exploración usada en cada sitio, así como la profundidad alcanzada.

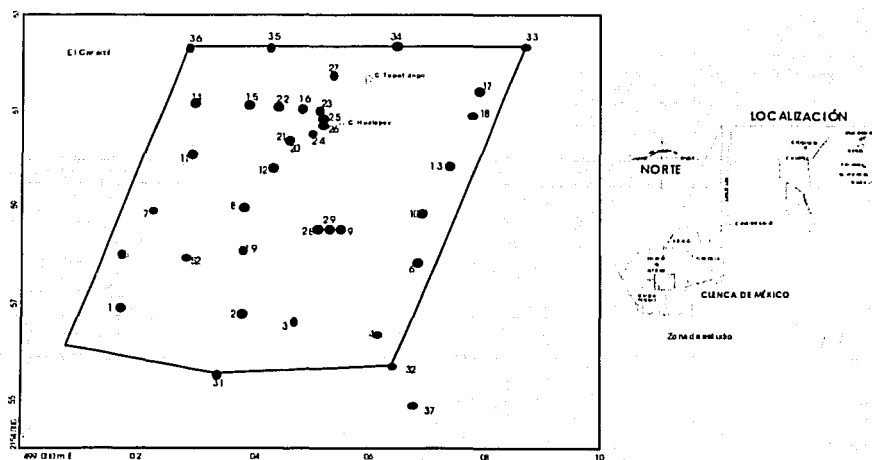


Figura III.1 Ubicación y distribución de los sitios explorados en la planicie del ex-Lago de Texcoco

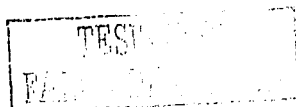


Sitio	Profundidad de exploración	SCE	SPT	MS	SCS	EBNP	EPA	SSS	SPC
1	50	x		x		x	x		
2	50	x							
3	80	x							
4	40	x		x		x	x		
5	50	x							
6	25	x							
7	55	x							
8	95	x	x	x		x	x	x	x
9	35	x							
10	30	x							
11	55	x							
12	50	x							
13	30	x							
14	50	x		x	x		x		
15	50	x							
16	50	x							
17	30	x							
18	35	x		x	x				
19	52	x							
20	30		x						
21	30		x						
22	35	x							
23	30		x						
24	30		x						
25	23		x						
26	24		x						
27	31		x						
28	52	x							
29	90		x	x					
31	52	x							
32	51	x							
33	30	x							
34	35	x							
35	35	x							
36	35	x							
37	55	x							

SCE Sondeo de cono eléctrico
 SPT Sondeo de penetración estándar
 MS Muestreo selectivo
 EBNP Estación de bancos de nivel profundo

SCS Sondeo de cono sísmico
 SSS Sondeo con sonda suspendida
 SPC Sondeo de piezocono
 EPA Estación de piezómetros abiertos

Tabla III.1 Técnicas de exploración usadas en el ex-Lago de Texcoco



III.1.1 Sondeo de cono eléctrico (SCE)

Debido a su relativa simplicidad, economía y capacidad de repetición, la penetración con cono eléctrico es una técnica de investigación *in situ* muy común usada para el reconocimiento geotécnico del subsuelo, ya que permite determinar con gran precisión la variación de la resistencia que opone el subsuelo a la penetración de la punta del cono (q_c) con la profundidad, conforme se le hinca con una velocidad constante. La velocidad de hincado estándar en las arcillas de la ciudad de México es de 2 cm/s.

El penetrómetro eléctrico, identifica claramente la presencia de estratos arenosos o de vidrios volcánicos reflejándose en un aumento de la resistencia de punta, lo que permite distinguirlos y correlacionarlos como trazadores entre diversos sondeos, de esta manera se definen con gran precisión los cambios en las condiciones estratigráficas. Además de definir a detalle la estratigrafía de los suelos que son penetrados, se pueden estimar algunas propiedades mecánicas y dinámicas a través de correlaciones empíricas.

Dadas las características de baja resistencia de los suelos arcillosos de Texcoco, se consideró pertinente el empleo de la prueba de cono eléctrico. En la Figura III.2 se muestra el esquema del penetrómetro utilizado (Santoyo y Olivares, 1980).

1. Cono (60 . \varnothing 36 mm, 10.18 cm³)
2. Celda de punta
3. Funda de fricción (\varnothing 36 mm, 147.02 cm)
4. Celda de fricción
5. Elemento sensible (Bronce SAE-64)
6. Pieza de empuje
7. Peño de sujeción (3 \varnothing 120)
8. Cople conector a la tubería EW
9. Cable conductor blindado de 8 hilos
10. Sello de silicon blando
11. Rondana de bronce
12. Deformómetros eléctricos
13. Aro - sello

Acolaciones en mm

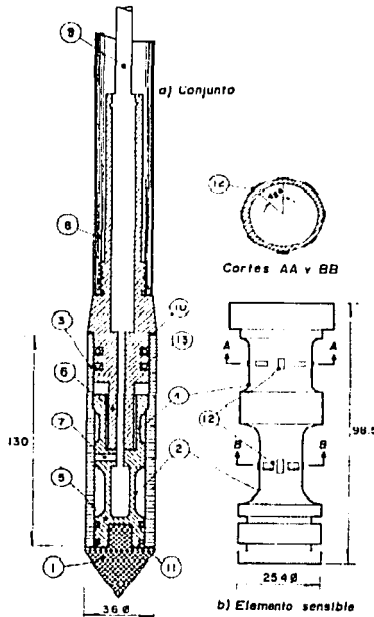


Figura III.2 Corte transversal del penetrómetro eléctrico (Santoyo y Olivares, 1980)

En base a la estratigrafía obtenida con el cono eléctrico en cada sífio explorado, se realizó un programa de exploración de muestreo selectivo con el que se recuperaron muestras inalteradas representativas de los estratos compresibles (Sitios 1, 4, 8, 14, 18, y 29).

Al correlacionar los resultados obtenidos se realizaron secciones estratigráficas a lo largo de las tres pistas del proyecto (Figuras III.3, III.4 y III.5).

En los perfiles de resistencia se nota cómo la resistencia de punta crece con la profundidad, atendiendo a la condición de normalmente consolidado del suelo, una vez que pasan la costra superficial formada por secado solar.

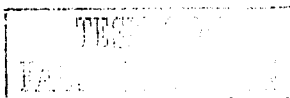
A partir de la información obtenida con el cono eléctrico y con el análisis de los ensayos de laboratorio, se determinarán algunas correlaciones empíricas para estimar la resistencia no drenada, el módulo de compresibilidad y las velocidades de onda.

III.1.2 Sondeo de penetración estándar (SPT)

Este tipo de exploración se utilizó en los estratos arenosos en los que por su resistencia no pudo penetrar el cono eléctrico. La penetración estándar es la técnica de exploración directa más utilizada, la cual permite estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo mediante el número de golpes necesarios para hincar el penetrómetro. La prueba consiste en hincar un penetrómetro compuesto de un tubo de acero con un extremo afilado mediante golpes de un martinete (Figura III.6).

El penetrómetro se hince cada 45 cm avanzando en tres tramos de 15 cm cada uno. Se define como resistencia a la penetración estándar, al número *N* de golpes necesarios para hincar el penetrómetro los últimos 30 cm. Con esta técnica, se obtienen muestras alteradas representativas del subsuelo, que permiten la identificación y clasificación de los materiales del sitio una vez extraídos del muestreador. Las muestras recuperadas se pueden aprovechar para determinar propiedades índice, como el contenido de agua y los límites de consistencia.

La penetración estándar se combinó con el muestreo inalterado utilizando tubo de pared delgada tipo Shelby. En los estratos donde el penetrómetro no pudo penetrar con facilidad, se complementó con la técnica de avance controlado.



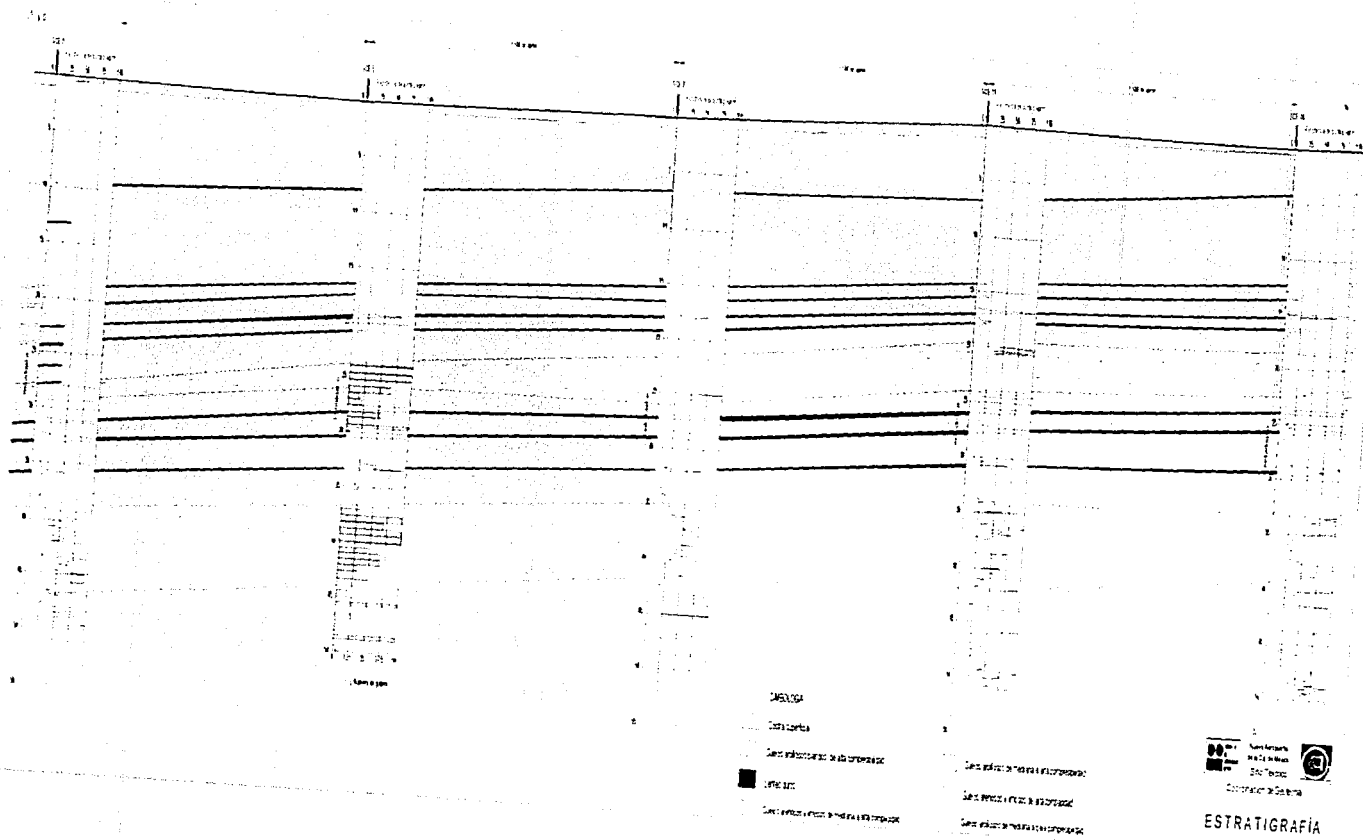


Figura III.3 Corte estratigráfico a lo largo de la pista 011/19D (Romo et al., 2001)

TESIS CO
 TALLA D

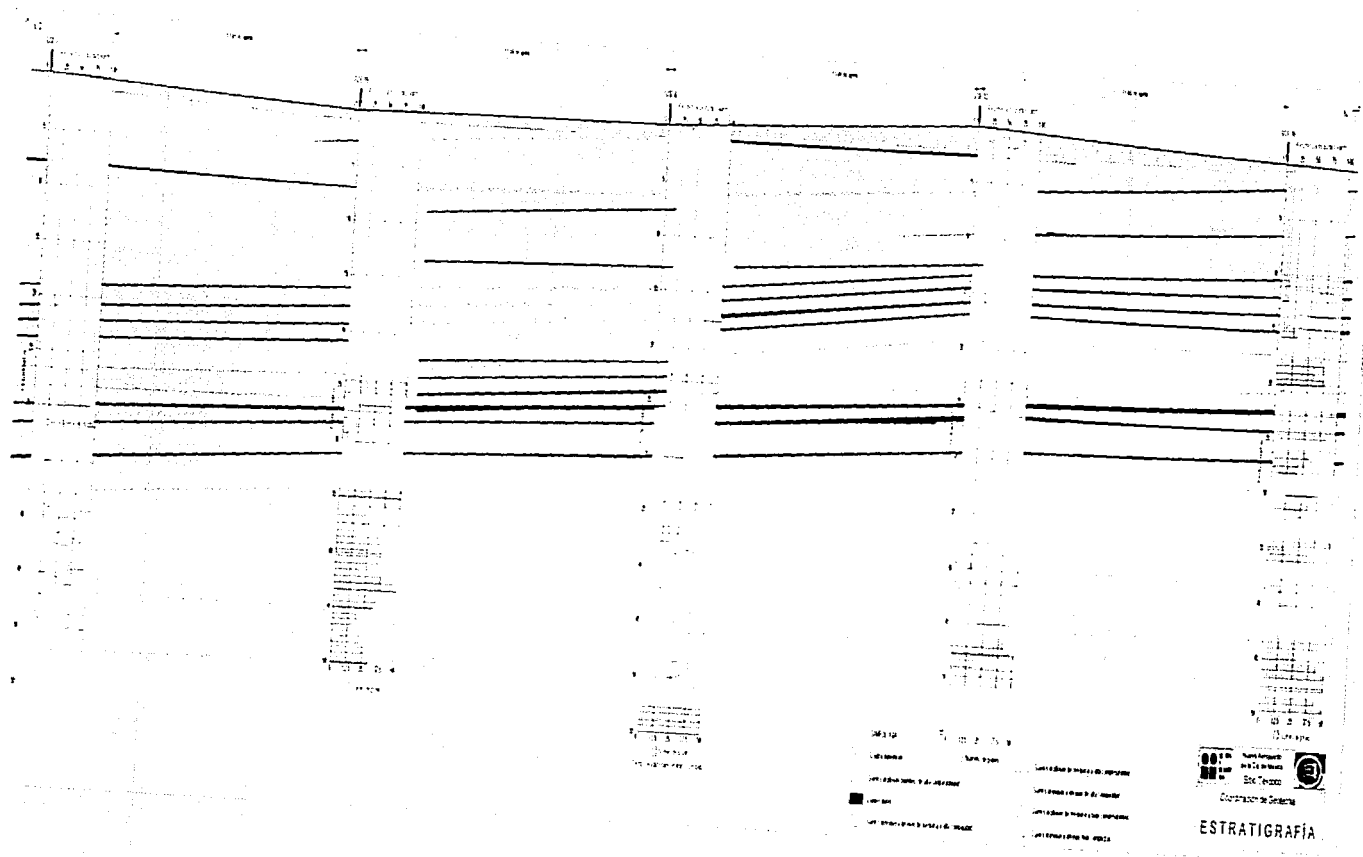


Figura III.4 Corte estratigráfico a lo largo de la pista 01C/19C (Romo et al., 2001)

ESTADÍSTICO
 DE
 1995

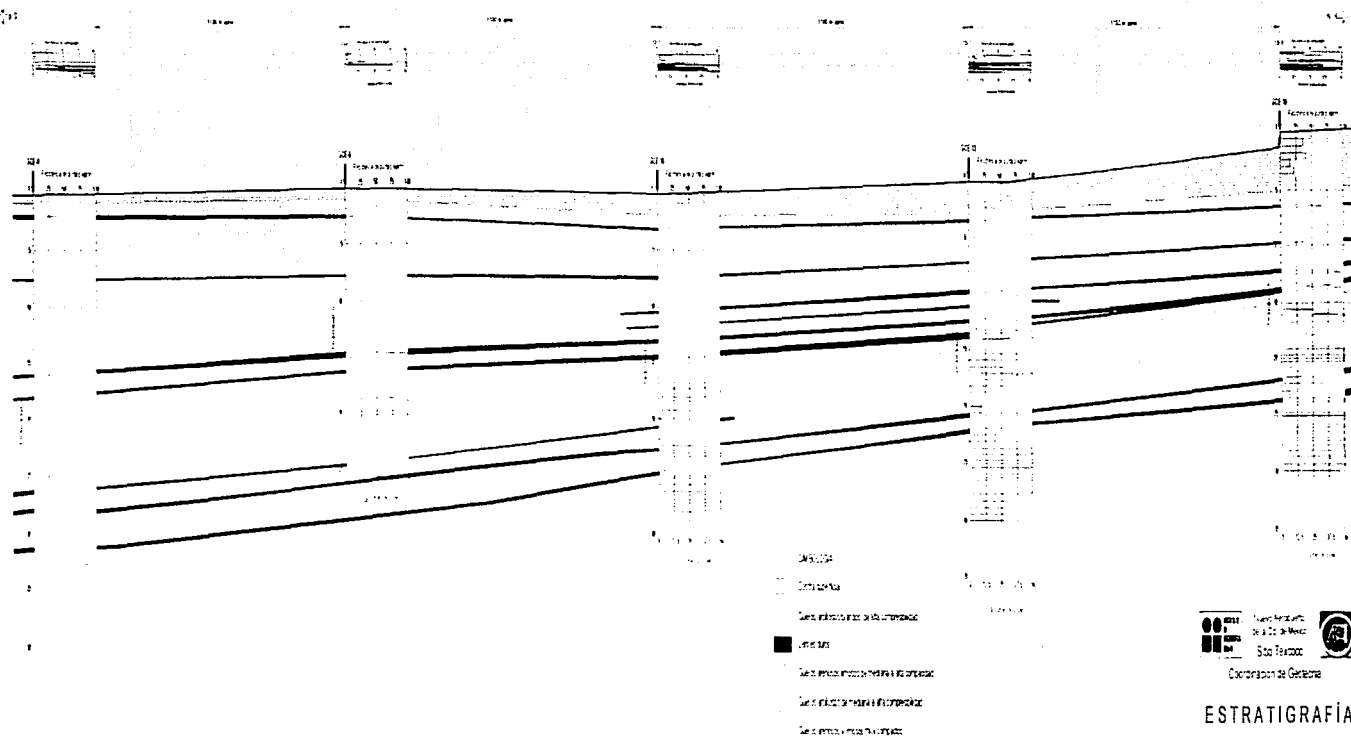


Figura III.5 Corte estratigráfico a lo largo de la pista 01D/19I (Romo et al., 2001)

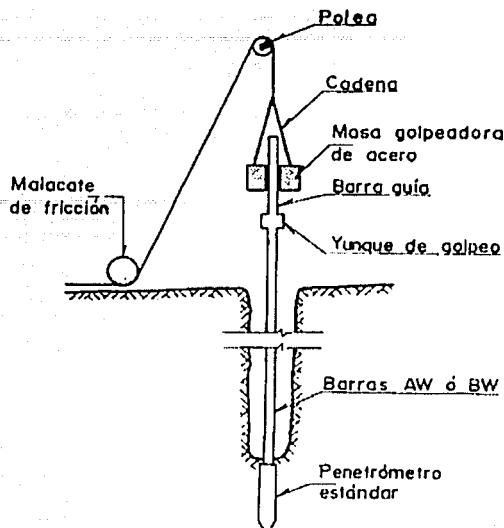


Figura III.6 Prueba de penetración estándar (Aguilar, 1986)

III.1.3 Muestreo selectivo (MS)

El sondeo de muestreo selectivo se realiza para recuperar muestras de suelo con un mínimo de alteración en su estructura original, para que posteriormente dichas muestras sean ensayadas en el laboratorio y obtener así, resultados representativos de campo. El programa de muestreo selectivo se define a partir de la información proporcionada con el cono eléctrico o con la penetración estándar. Para la obtención de las muestras en los Sitios 1, 4, 8, 14, 18 y 29, se utilizó el muestreador de pared delgada tipo Shelby. El empleo de tubos abiertos de pared delgada permite obtener muestras relativamente inalteradas para su ensayo en laboratorio, en los cuales se determinarán las características de resistencia y compresibilidad que se requieran para el diseño geotécnico a detalle.

III.1.4 Sondeo de cono sísmico (SCS)

Una técnica utilizada para evaluar la velocidad de propagación de las ondas S en el subsuelo es la prueba de cono sísmico. La técnica es muy similar a la de pozo abajo (*down-hole*), excepto que en ésta no se requiere una perforación previa, el aparato contiene un acelerómetro que se coloca cerca de una punta cónica similar a la del penetrómetro de cono convencional.

El sistema de mecanismo del cono es el siguiente: a diferentes etapas de la penetración del cono, éste se detiene y se generan impulsos en la superficie del terreno, de los cuales se registra el tiempo de arribo al cono. La perturbación se genera con un martillo instrumentado, el cual genera un golpe que induce primordialmente ondas de cortante, Figura III.7. Al interpretar las mediciones obtenidas y representarlas mediante las curvas de tiempo de arribo con la profundidad, se obtienen las velocidades de propagación de las ondas S.

En los sitios 14 y 18, se determinaron las velocidades de cortante con el cono sísmico, los valores obtenidos se correlacionarán con la resistencia de punta obtenida con el cono eléctrico.

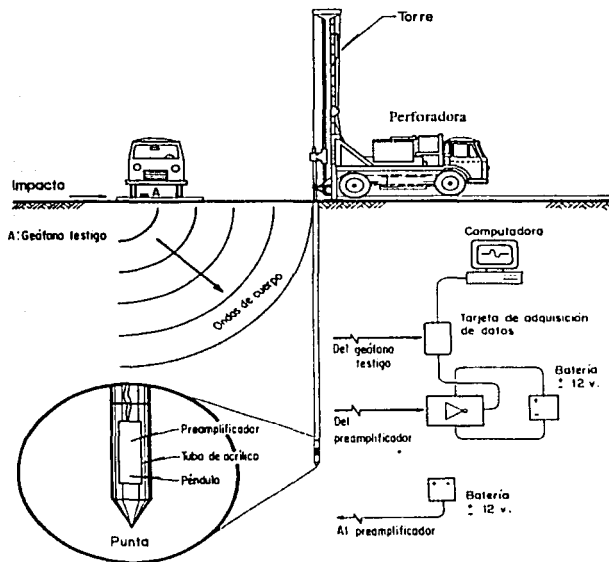


Figura III.7 Esquema simplificado del cono sísmico

III.1.5 Sondeo con sonda suspendida (SSS)

La evaluación de las características de las ondas de corte (S): velocidad y atenuación en el subsuelo, tiene importancia significativa en la Ingeniería Geotécnica, especialmente en lo que a dinámica de suelos respecta (Kitsunezaki, 1980).

Una evaluación fidedigna de dichas características puede realizarse con el sistema conocido como sonda suspendida, en una amplia variedad de condiciones geológicas y profundidades. El sistema consiste básicamente de una sonda que, suspendida libremente en un sondeo lleno de agua, tiene como objetivo producir deformaciones en el suelo. Con ésta técnica se determinan las velocidades de propagación de las ondas P y S en el suelo.

El equipo consta de una fuente vibratoria y unos sensores (geófonos) que registran el tiempo de arribo de las ondas S y P. La propagación predominante de la onda S es en la dirección del eje del sondeo, mientras que la de la onda P es en la dirección perpendicular al mismo.

La fuente vibratoria es un excitador electromagnético que genera una perturbación mecánica en dirección transversal a la perforación, dicha perturbación se transmite a la pared del sondeo y se propaga a través del suelo. Las paredes del sondeo son excitadas indirectamente por el movimiento del fluido, bajo la hipótesis de que el agua es incompresible. El impulso generado en la fuente se detecta en los sensores superiores que están a una separación constante. En la Figura III.8 se muestra un diagrama representativo de la sonda suspendida.

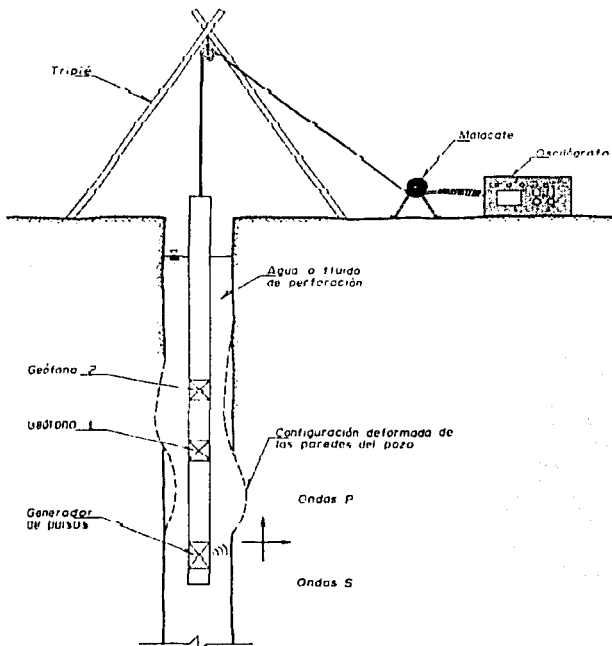


Figura III.8 Diagrama esquemático de la sonda suspendida (Santoyo et al., 1989)

En el Sitio 8, se desarrolló un sondeo dinámico con sonda suspendida con el objetivo de medir las velocidades de las ondas S y P, para estimar el módulo cortante dinámico de los materiales del subsuelo. El barrido de este ensaye fue desde una profundidad de 100 m hasta la superficie del terreno, con lecturas a cada metro.

III.1.6 Sondeo con Piezocono (SPC)

En el Sitio 8 se realizó un sondeo de piezocono, el cual es un ensaye de penetración estática con medición de la presión intersticial. Esta técnica es una herramienta muy útil para el reconocimiento geotécnico de suelos blandos. Permite la obtención automática de parámetros como la resistencia de punta, fricción lateral unitaria y presión intersticial del agua que se genera durante el hincado. También se pueden efectuar ensayos de disipación de la presión de poro. Como resultado del ensayo se obtienen registros de la resistencia por punta y presión intersticial en función de la profundidad, Figura III.9. Los resultados obtenidos con esta técnica se compararon con los medidos con los piezómetros abiertos.

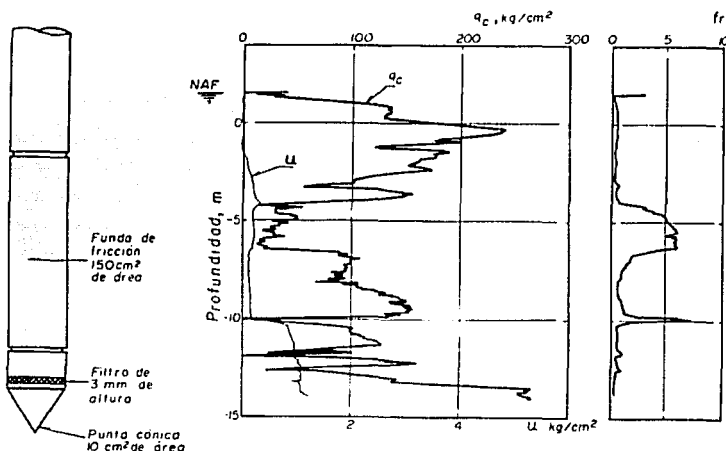


Figura III.9 Medición típica con el piezocono (Santoyo et al., 1989)

En el ensaye realizado en el Sitio 8 del ex-Lago de Texcoco, se estudió la disipación de la presión de poro en masas arcillosas a diferentes profundidades y se observó la evolución de la presión de poro. Se obtuvieron así, curvas de consolidación que muestran esta pérdida de presión. La interpretación de las curvas de disipación de presión de poro permitió obtener valores del coeficiente de consolidación (en el sentido horizontal) y de la permeabilidad. Con los piezómetros abiertos convencionales es difícil o imposible obtener estos parámetros.

III.2 Instrumentación de campo

Una parte muy importante e imprescindible de la exploración geotécnica es la instrumentación en campo. La instrumentación debe diseñarse para obtener la información útil en el diseño y para el control durante la construcción. En el primer caso, el objetivo es determinar el estado de presiones del agua intersticial (presión de poro) y los asentamientos sufridos en la zona de estudio. En el segundo, usualmente se define la evolución de la presión de poro y su relación con el proceso de construcción, así como las deformaciones horizontales y verticales.

Dentro del polígono de estudio, se dotaron diversos sitios con instrumentos para observar la variación de las condiciones hidráulicas del subsuelo, así como sus deformaciones con el tiempo. Se instalaron instrumentos de medición de presiones y deformaciones: tubos de observación, piezómetros y bancos de nivel a diferentes profundidades.

III.2.1 Tubos de observación

Los tubos de observación permiten determinar la posición del nivel freático, así como su variación estacional en los periodos de lluvias y sequía; detecta el abatimiento del nivel freático a largo plazo. Esta medición es indispensable para definir el estado de esfuerzos de la masa del suelo del sitio de estudio, así como su evolución con el tiempo.

El tubo de observación consiste de un ducto vertical instalado en una perforación, que profundiza por lo menos un metro abajo del nivel freático; en su parte inferior se coloca material permeable para permitir la entrada del agua freática, la parte superior se sella con bentonita para evitar que el agua superficial penetre al tubo.

En la Tabla III.2 se muestran las mediciones de la posición del NAF, en los diferentes sitios en donde se colocaron tubos de observación (1, 4, 8 y 14); estas mediciones deben interpretarse junto con la información obtenida con los piezómetros abiertos.

III.2.2 Bancos de nivel profundo

El banco de nivel es un punto fijo que no sufre los asentamientos regionales que pudieran estar ocurriendo en la superficie del terreno, sirve de referencia confiable para la medición de los desplazamientos verticales que puedan ocurrir durante la ejecución del proyecto. Consta de una columna metálica delgada firmemente apoyada en un estrato de suelo duro o roca.

Para conocer la velocidad del hundimiento regional del área estudiada, se instalaron tres estaciones de bancos de nivel profundo en los Sitios 1,4, y 8. En cada sitio se colocaron cuatro bancos a diferentes profundidades, instalados en perforaciones independientes.

III.2.3 Piezómetros abiertos

Los piezómetros abiertos permiten determinar la presión de poro de un sitio a cierta profundidad, al medir el nivel del agua que se establece en un tubo vertical, que tiene su extremo inferior permeable. Esta información es necesaria para determinar el estado inicial de esfuerzos del sitio en estudio, definir las condiciones de flujo de agua y conocer la influencia del proceso de construcción en la presión de poro.

Los elementos permeables de los piezómetros deben colocarse coincidiendo con los estratos permeables que aseguren su buen funcionamiento, para tal caso se aprovecha un perfil de cono eléctrico que detecta con precisión los estratos duros de secado solar, de pómez o de arenas volcánicas que tienen mayor permeabilidad que las arcillas inmediatas. Una estación piezométrica siempre está constituida por varios piezómetros, colocados a las diferentes profundidades en donde se localizan los estratos permeables.

Una vez estabilizados los niveles de agua de las celdas que constituyen una estación piezométrica, y conociendo la variación con la profundidad de los esfuerzos totales, se determina la variación de los esfuerzos efectivos.

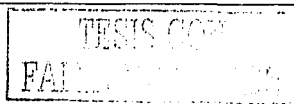
En el ex- Lago de Texcoco, se instalaron puntas piezométricas en cuatro estaciones ubicadas en los Sitios 1, 4, 8 y 14; se trata de cinco puntas piezométricas abiertas, que se colocaron en estratos permeables a diferentes profundidades, de acuerdo a la información proporcionada por el perfil de cono eléctrico. En la Tabla III.2 se muestra la profundidad, fecha de instalación, y las lecturas iniciales en cada estación.

Tabla III.2 Mediciones piezométricas en cuatro sitios del ex- Lago de Texcoco

Estación	Piezómetro N°	Profundidad del bulbo, m.	Fecha de instalación	Lecturas: profundidad del nivel de agua medida a partir del brocal del tubo.											
				Inicial	May 02	May 09	May 18	Jun 08	Jun 21	Jun 30	Jul 07	Jul 14	Ago 27	Oct 09	Ene 26-02
EPA-1	PA - 1	73.05	Abril 10-01	35.88	37.90	36.90	36.67	36.77	37.40	37.25	37.26	36.77	36.75	37.28	37.15
	PA - 2	58.35	Abril 11-01	5.48	5.47	5.52	5.71	5.58	5.78	5.83	5.82	5.53	5.20	5.78	5.72
	PA - 3	39.50	Abril 16-01	17.10	17.98	17.00	16.97	17.10	17.18	17.17	17.25	16.91	17.52	17.66	17.77
	PA - 4	28.10	Abril 16-01	4.87	4.95	4.99	5.06	5.70	5.60	5.60	5.60	5.36	5.74	5.42	5.38
	PA - 5	23.55	Abril 17-01	0.00	0.30	0.08	8.80	0.85	3.70	0.77	0.22		0.46	0.50	0.52
	PA - 6	10.15	Abril 23-01	0.00	0.00	0.25	0.21	0.00	0.20	0.10	0.20		0.16	0.22	0.24
	TO - 1	6.00	Abril 23-01	0.50	0.85	0.12	0.61	0.95	1.35	0.54	1.00		0.63	0.95	0.95
EPA-4	PA - 1	45.91	Julio 09-01									29.78	33.13	33.48	33.00
	PA - 2	33.07	Julio 10-01									11.88	22.38	25.70	25.89
	PA - 3	22.37	Julio 10-01									5.85	5.60	5.44	5.89
	PA - 4	15.27	Julio 10-01									3.53	3.20	3.72	4.09
	TO - 1	6.00	Julio 11-01									1.89	1.68	1.25	2.57
EPA-8	PA - 1	90.25	Junio 13-01	35.45					38.09	41.45	41.44	41.08	43.25	41.79	41.78
	PA - 2	50.25	Junio 18-01							34.70	41.34	40.90	40.90	41.41	41.38
	PA - 3	34.28	Junio 16-01	4.20					7.81	14.40	17.16	17.78	18.10	18.28	18.22
	PA - 4	22.28	Junio 18-01	8.73					9.24	9.34	9.42	9.15	9.44	10.29	11.12
	TO - 1	6.19	Junio 18-01	1.20					1.15	1.37	0.82	0.45	0.80	0.52	1.14
EPA-14	PA - 1	33.85	Abril 16-01	14.00	15.95	16.30	16.19	16.45	16.60	16.54	16.55				16.23
	PA - 2	18.50	Abril 17-01	5.10	5.40	5.10	5.12	5.29	5.30	5.16	5.09				5.91
	PA - 3	50.15	Abril 21-01	7.47	-	3.95	7.52	6.14	10.60	12.55	14.39				13.02
	PA - 4	28.85	Abril 18-01	12.20	12.20	12.60	4.12	12.57	13.40	14.05	12.67				12.44
	PA - 5	15.15	Mayo 03-01	3.03	-	2.90	3.05	3.30	3.20	3.07	2.99				2.73
	TO - 1	6.00	Mayo 04-01	1.17	-	0.97	1.16	1.15	0.62	0.35	0.50				0.84

El valor de la información obtenida con los bancos de nivel y piezómetros crece en la medida que son observados, registrados y evaluados a través del tiempo; los datos que proporcionan son vitales para comprender el comportamiento del subsuelo al estar sometido tanto a las condiciones actuales, cuando se apliquen cargas por las estructuras por construir, y a largo plazo ante fenómenos como el abatimiento piezométrico por el bombeo.

Es muy importante que los piezómetros y bancos de nivel profundo se preserven en el futuro y se continúen las lecturas periódicas durante un tiempo que se extienda más allá del proceso constructivo; ambos requieren un monitoreo al menos cada tres meses.



III.3 Ensayes de laboratorio

Se llevaron a cabo ensayos en el laboratorio para determinar las propiedades índice, mecánicas y dinámicas del subsuelo en el área de estudio. Los ensayos se realizaron en los laboratorios de Mecánica de Suelos del Instituto de Ingeniería y de TGC.

III.3.1 Pruebas índice

Se realizaron ensayos para determinar el contenido de agua, los límites de consistencia y la densidad de sólidos. Las propiedades índice permiten clasificar al suelo y dan una idea aproximada de sus propiedades mecánicas, especialmente en suelos finos, donde el contenido de agua y los límites de plasticidad constituyen un buen índice de la consistencia del suelo, ya que cuando el contenido de agua es muy elevado, se tiene una suspensión muy concentrada sin resistencia al esfuerzo cortante, y al perder agua, va alcanzando un estado plástico en el que el material es fácilmente moldeable; si el secado continúa, el suelo puede llegar a adquirir las características de un sólido que puede resistir esfuerzos de compresión y tensión considerables.

Para los suelos en estudio, la densidad de sólidos fue un indicador de la concentración salina del agua intersticial.

III.3.2 Pruebas mecánicas

Para determinar las propiedades mecánicas, se realizaron ensayos de consolidación unidimensional y ensayos triaxiales del tipo UU y C \bar{U} .

Los ensayos de consolidación se realizaron en muestras inalteradas siguiendo las prácticas convencionales de nuestro país. Del análisis de la información obtenida en cada ensayo, se determinaron los parámetros de compresibilidad y permeabilidad, necesarios para el cálculo de los asentamientos y el tiempo en el que ocurrirán.

Para determinar los parámetros de resistencia se llevaron a cabo ensayos triaxiales de compresión no consolidadas no drenadas (UU) y consolidadas no drenadas (C \bar{U}). La resistencia no drenada se correlacionó con la resistencia de punta obtenida del cono eléctrico, obteniendo el factor de proporcionalidad N_c , el cual permite estimar la resistencia no drenada a partir de la resistencia de punta del cono en suelos arcillosos.



Además, se llevó a cabo un número limitado de ensayos triaxiales para determinar los parámetros de resistencia de los suelos en términos de esfuerzos efectivos, mediante pruebas consolidadas no drenadas con medición de presión de poro.

III.3.3 Pruebas dinámicas

Se realizaron algunos ensayos dinámicos en cámaras triaxiales cíclicas y de columna resonante, para evaluar la respuesta del subsuelo a cargas sísmicas.

III.3.4 Ensayos para determinar la salinidad del agua intersticial

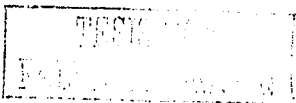
Dada la alta salinidad del agua intersticial, fue necesario determinar las concentraciones salinas del agua contenida en la estructura del suelo. Algunos especímenes de suelo fueron sometidos a presiones de 5 ó 6 kg/cm^2 en la cámara triaxial, para extraerles el agua intersticial. Las diferentes muestras de agua extraída fueron enviadas al laboratorio para su análisis químico. El valor medio del pH de las muestras fue 12. En el Sitio 1, a 7.20 m de profundidad, se obtuvo una concentración salina total de 146,794 miligramos por litro (Romo et al, 2001).

III.4 Modelo estratigráfico del ex-Lago de Texcoco

De los diversos estudios de campo y laboratorio realizados en la zona (Marsal y Graue, 1969; Murillo y García, 1978), así como los llevados a cabo para el proyecto del Nuevo Aeropuerto (Romo et al., 2001), el modelo estratigráfico del sitio de estudio se describe como sigue:

Formación Superficial. La zona de estudio está cubierta por una costra relativamente firme, formada por efecto del secado solar y constituida por suelos arcillo limosos y limo arenosos. Su espesor varía entre 0.2 m y 5.0 m, el cual aumenta considerablemente hacia la zona noreste del predio y disminuye en las zonas bajas inundadas y en aquellas expuestas recientemente al secado.

El cono eléctrico registró resistencias de 5 kg/cm^2 en los Sitios 15, 22, 14 y 36 y más de 100 kg/cm^2 en los Sitios 33 y 34. Su contenido de agua varía entre 50 y 75 %. A esta profundidad se registra el nivel freático en promedio. Este manto superficial se encuentra surcado por grietas generalmente infiltradas con suelos transportados por el viento.



Formación arcillosa superior. Subyaciendo a la formación superficial, se encuentra un potente estrato de arcilla de alta plasticidad de origen lacustre, intercalada con estratos delgados de vidrio volcánico y de suelos arenosos y limoarenosos de origen aluvial. Su espesor varía entre 10 m (Sitio 18) y 28 m (Sitio 31). En la parte superior de esta formación se encuentran arcillas ligeramente preconsolidadas por efecto del secado.

En este estrato se encuentran las arcillas con mayor contenido de agua, alta compresibilidad y menor resistencia al corte. Su contenido de agua promedio es de 250 %, con máximos de hasta 600%. Su resistencia de punta medida con el cono eléctrico varía entre 1 kg/cm² y 5 kg/cm², aunque en la parte noreste del predio, donde se tienen características de la zona de transición, se presentan resistencias de hasta 8 kg/cm².

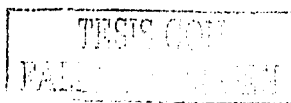
Primera capa dura. Es una secuencia de estratos alternados de suelos arenosos y limosos ligeramente cementados con intercalaciones de materiales arcillosos blandos, aunque en ocasiones se encuentra representada por un solo estrato. Se localiza a profundidades variables, desde los 12.5 m (Sitio 17) hasta los 29.5 m (Sitio 1). Su espesor varía de 1.5 a 5 m y su contenido de agua entre 20 % (Sitio 18) y 70 % (Sitios 1 y 14). Las resistencias obtenidas con el cono eléctrico son mayores a 100 kg/cm²; en sitios donde fue necesario usar la penetración estándar, se obtuvo un número de golpes usualmente superior a 50.

Formación arcillosa inferior. Es del mismo origen y características que la FAS, se diferencia de ésta por su menor contenido de agua y por tener menor compresibilidad y mayor resistencia al corte. El cono eléctrico obtuvo resistencias entre 5 y 10 kg/cm², su espesor varía entre 5 y 8.5 m. Al igual que la FAS, se encuentra intercalada por delgadas capas de suelos limoarenosos de resistencias mayores a los 100 kg/cm², aunque en la FAI se presentan con mayor frecuencia.

Depósitos profundos superiores. Conocidos también como segunda capa dura, están constituidos por limos, arenas finas y limosas muy compactas, con gran contenido de finos. Fue necesario el uso de la penetración estándar, complementada con la técnica de avance controlado para alcanzar las profundidades de ensaye, obteniéndose un número de golpes mayor a 100. El contenido de agua promedio para el Sitio 8 fue de 63 %, y en el 18 de 15%. Se encuentran a una profundidad aproximada de 39 m y su espesor varía de 5 a 7 m.

Tercera formación Arcillosa. Depósitos arcillosos ligeramente más consistentes que la FAI, a pesar de su mayor profundidad. Su resistencia a la penetración de cono es muy variable. En el sitio 8 se localizó a 42 metros, con un espesor de 6 m y en el 14 a 39.5 con un espesor de 7.5.

Depósitos Profundos Inferiores. En este estrato se encuentran suelos arenosos, limosos y limoarenosos muy compactos, parcialmente cementados. Se encuentra a una profundidad aproximada de 51 m y prevalece hasta la profundidad máxima explorada (100 m). Se usó broca tricónica para explorar este estrato. Su contenido de agua es de aproximadamente 30 %.



IV. PROBLEMAS GEOTÉCNICOS DE LA ZONA

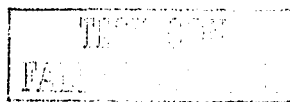
IV.1 Abatimiento piezométrico

En el Valle de México, la existencia de los lagos tenía como efecto que el nivel freático fuera superficial y por efecto de la recarga en las serranías se presentaba artesianismo en la capa dura y depósitos profundos. La desecación de los lagos y la intensa explotación de los acuíferos han ocasionado pérdidas piezométricas, provocando efectos colaterales como el hundimiento diferencial del terreno, que ha afectado el lugar desde 1925.

Junto a la sobreexplotación hay otros factores que han influido en el rápido abatimiento del nivel freático del subsuelo, como son la falta de infiltración y la fuerte evaporación que se produce en el área.

Desde el punto de vista geotécnico, la sobreexplotación de los mantos acuíferos tiene asociadas una serie de implicaciones de gran trascendencia en el diseño de cimentaciones, entre las que podemos mencionar, la sobrecarga de cimientos profundos por fricción negativa, el hundimiento regional y los agrietamientos de las formaciones aluviales o lacustres.

Si bien es cierto, que al disminuir las presiones de poro en el subsuelo, se reduce su compresibilidad y aumenta su resistencia, no hay que olvidar sus repercusiones en cuanto a su comportamiento sísmico. Por tal motivo, es de fundamental importancia conocer las condiciones de presión de poro para considerarlas en el diseño geotécnico.



Para determinar las condiciones piezométricas que rigen en el área de estudio, TGC realizó mediciones de presiones de poro usando piezómetros abiertos en 4 de los sitios del ex-Lago (1, 4, 8 y 14). Los resultados se presentan en la Figura IV.1. Para los Sitios 1, 4 y 8 las lecturas son las de una medición realizada el 27 de Agosto del 2001. El Sitio 14 se encontraba inundado en esa fecha, por tal motivo las presiones de poro presentadas corresponden a una medición realizada el 07 de Julio. El nivel de aguas freáticas se localizó a 0.5 m en el Sitio 4, a 0.8 m en el Sitio 8 y a 1.35 y 1.68 m en los Sitios 1 y 14 respectivamente.

En la gráfica de la Figura IV.1, donde se muestra la variación de la presión de poro con la profundidad, se observa como a partir de 25 metros se tienen mayores abatimientos, lo cual se explica tomando en cuenta el bombeo a que estuvieron sometidos los suelos permeables de la zona noroeste del ex-Lago (localizados entre 30 y 60 m de profundidad) para la extracción de salmuera. En el Sitio 1, hasta una profundidad aproximada de 25 m, la presión de poro es casi igual a la hidrostática. El sitio con mayor abatimiento piezométrico es el 8, localizado en la parte central de la zona estudiada.

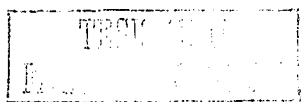
En el Sitio 8 se realizó también un sondeo de piezocono, con el objetivo de medir las presiones de poro en los suelos arcillosos. Al comparar los resultados obtenidos con los de los piezómetros abiertos (Figura IV.2) se observa que los datos medidos por ambas técnicas tienen un comportamiento congruente.

Las presiones de poro medidas con el piezocono permitieron definir con mayor detalle su variación con la profundidad en los primeros 35 metros. Como se aprecia en la Figura IV.2, la distribución de presiones corresponde con la que cabría esperar teóricamente. Asimismo, de esos mismos datos se infiere que las distribuciones lineales de presión de poro usualmente supuestas con base en datos obtenidos de piezómetros abiertos instalados en los lentes permeables, subestiman los valores reales de la presión de poro en los estratos de arcilla.

De construirse el aeropuerto en la zona del ex-Lago, sería importante dar seguimiento a la evolución de las presiones de poro en el subsuelo, para estimar con mayor certeza su comportamiento futuro.

IV.2 Hundimiento regional

Roberto Gayol en 1925 demostró que la ciudad de México se hundía con respecto al Lago de Texcoco, sin encontrar la explicación científica del fenómeno. Nabor Carrillo en 1947 estableció la relación teórica entre el hundimiento y la consolidación de las arcillas inducida por la extracción de agua. Marsal y Mazari entre 1947 y 1952 aclararon experimentalmente el fenómeno de hundimiento y su repercusión en el comportamiento de las cimentaciones.



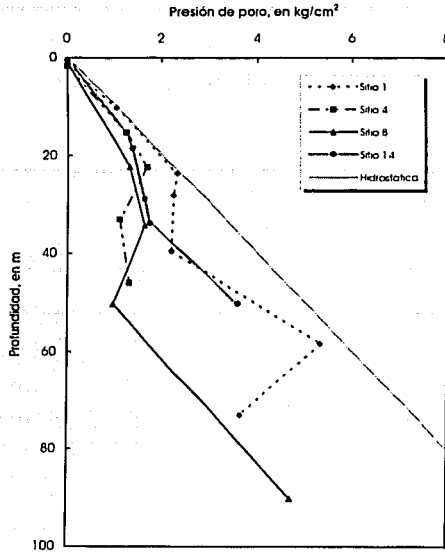


Figura IV.1 Evolución de las presiones de poro medidas con piezómetros abiertos

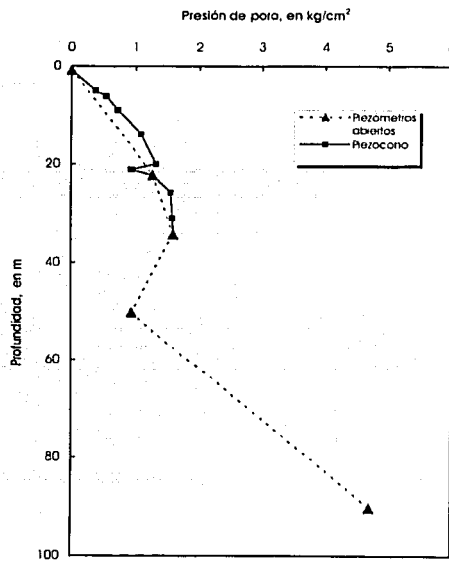


Figura IV.2 Presiones de poro obtenidas con piezómetros abiertos y con el piezocono, Sitio 8

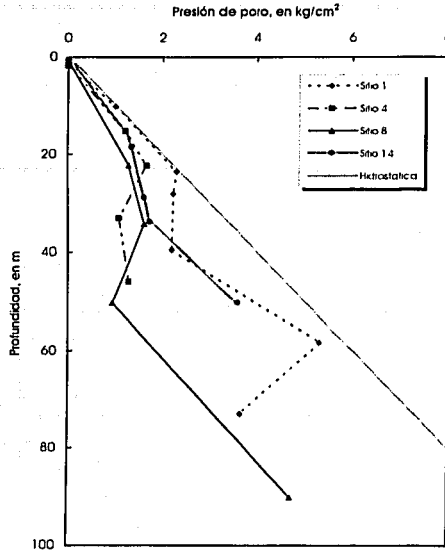


Figura IV.1 Evolución de las presiones de poro medidas con piezómetros abiertos

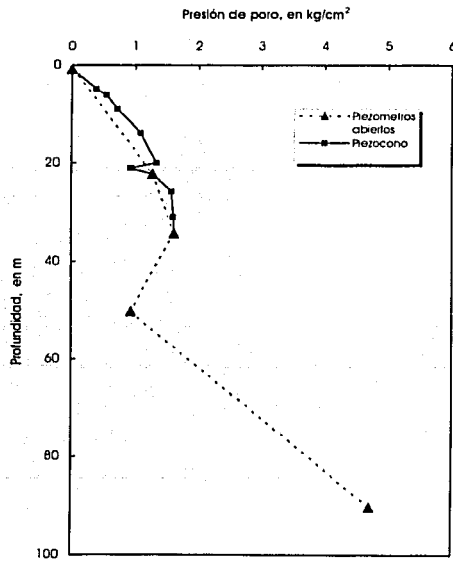


Figura IV.2 Presiones de poro obtenidas con piezómetros abiertos y con el piezocono, Sitio 8

Como resultado del hundimiento producido por el bombeo de los acuíferos someros que yacen bajo la zona lacustre, se han generado grandes asentamientos. Actualmente en la ciudad de México se observa una diferencia de hasta tres metros por debajo del nivel del ex-Lago de Texcoco (Cruickshank, 1995), mismo que en otra época ocupó la zona más baja del Valle. Los efectos producidos por este fenómeno son visibles y constituyen un gran problema para cualquier construcción.

La velocidad del hundimiento regional en el Valle de México ha aumentado considerablemente, sobre todo en las zonas lacustres de Texcoco, Xochimilco y Chalco, donde se han observado asentamientos anuales muy importantes.

Las nivelaciones realizadas en la zona del ex-lago de Texcoco en 1930 y publicadas en 1940, en uno de los boletines de la entonces comisión Hidrológica del Valle de México, así como las llevadas a cabo en diciembre de 1995 y en noviembre del 2000 por la Comisión Nacional del Agua, permiten afirmar que durante ese periodo, la zona oriente del predio en estudio presentó un hundimiento aproximado de 8 metros, presentándose la mayor parte de éste en los últimos treinta años (Romo et al., 2001).

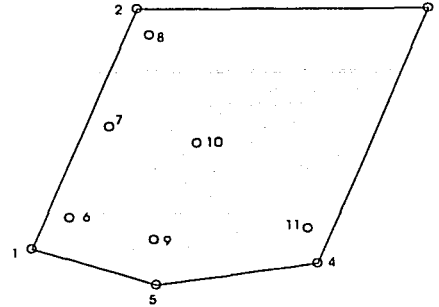
Se estima también que la velocidad de hundimiento en la zona es de 10 a 15 cm/año. En la Tabla IV.1 se indican los hundimientos aproximados calculados en los vértices del polígono que delimita el predio de estudio y en algunos puntos adicionales. De acuerdo a las nivelaciones estimadas, se puede asegurar que el hundimiento se reduce hacia el oriente (Romo et al., 2001); lamentablemente no se cuenta con datos en el extremo nororiental del predio.

Dada la alta compresibilidad de las arcillas y la sobreexplotación de los mantos acuíferos, es necesario conocer la evolución del hundimiento.

Para estimar los cambios de presión de poro y la magnitud de los asentamientos que pudieran ocurrir en el futuro en sitios representativos del área estudiada, Cerrud propone un modelo de consolidación basado en la teoría de consolidación de Terzaghi (Cerrud, 2002), con el cual se obtuvo que los asentamientos que sufrirá la zona en los próximos 50 años son del orden de 6.28 m al suroeste (Sitio 1), 2.38 m al sureste (Sitio 4), 4.05 m al noroeste (Sitio 14), 1.0 m al noreste (Sitio 18) y 2.40 m al centro (Sitio 8). La variación de los resultados obtenidos entre un sitio y otro, se debe a la disminución de los estratos compresibles de sur a norte. En consecuencia, es lógico esperar problemas futuros por asentamientos diferenciales.

Tabla IV.I: Hundimiento estimado entre los años 1940 y 2001, en algunos puntos del área de estudio (Romo et al., 2001)

Punto	Coordenadas		Elevaciones		Hundimiento, m
	X	Y	1940	2001	
1	499725.269	2156163.840	2236.425	2229.018	7.407
2	501868.150	2162354.100	2236.980	2231.658	5.322
4	505466.648	2155756.003	2236.850	2232.788	4.062
5	502258.720	2155216.003	2236.392	2230.618	5.774
6	500495.492	2156961.898	2236.575	2230.003	6.572
7	501313.715	2159324.324	2236.818	2228.604	8.214
8	502125.113	2161667.000	2236.948	2230.969	5.979
9	502200.929	2156378.356	2236.575	2230.003	6.572
10	503075.535	2158904.692	2236.783	2230.862	5.921
11	505276.483	2156694.649	2236.917	2231.969	4.948



Debe considerarse que el hundimiento regional producido por la explotación de los acuíferos origina cambios importantes en la presión de poro dentro de las masas arcillosas, que modifican sus propiedades mecánicas y dinámicas (Ovando y Takahashi, 1998; Ovando et al., 2002). Al consolidarse el suelo por efecto del bombeo, disminuye su compresibilidad, contenido de agua y relación de vacíos, al mismo tiempo incrementa su resistencia, peso volumétrico y rigidez. Esto tienen efectos positivos en cuanto al incremento de la capacidad de carga y disminución gradual de los asentamientos, sin embargo, desde el punto de vista sísmico, al aumentar el módulo de rigidez se modifican los periodos dominantes de los depósitos arcillosos y el efecto de la amplificación por el amortiguamiento (Cerrud, 2002).

IV.3 Salinidad

Una de las características peculiares del subsuelo del ex-Lago de Texcoco es el alto contenido de sales en el agua intersticial. La salinidad es un fenómeno propio de las aguas fósiles, que debido al gran tiempo que llevan infiltradas en el subsuelo, han reaccionado con elementos alcalinotérreos y alcalinos.

Se han realizado estudios extensos sobre el contenido de sales para determinar su composición y distribución en el agua de la región (Marsal y Graue, 1969) en los cuales se han encontrado principalmente carbonatos, bicarbonatos y cloruros de sodio. El agua intersticial contiene además boro, elemento característico de las aguas magmáticas las cuales ocupan un volumen pequeño en comparación con las aguas meteoricas y se alojan en acuíferos profundos (Cruickshank, 1995).

En estudios realizados por Murillo y García (1978), se reportaron contenidos de sólidos disueltos en la zona centro del ex-Lago de 54 000 mg/l (5.4 %) en los primeros 60 m, reduciéndose gradualmente este valor con la profundidad a 1620 mg/l (1.7 %) entre 213 y 1844 m, así como al alejarse hacia la periferia, donde la concentración quedaba comprendida entre 232 y 1613 mg/l (0.02 y 0.161 %) para profundidades menores de 200 m. La mayor concentración de sólidos disueltos se localizó en las formaciones arcillosas, con contenidos de sal del orden de 18 %, los cuales se reducían a 1% hacia la metrópoli y alrededores de la zona lacustre.

De los análisis químicos realizados en el agua intersticial extraída de algunas muestras de suelo del sitio en estudio, se reportan los valores de contenidos de sales mostrados en la Tabla IV.2 (Romo et al., 2001).

Tabla IV.2 Concentración de sólidos disueltos en algunos de los sitios en donde analizó el agua intersticial (Romo et al., 2001)

Sitio	Profundidad m	Contenido de sales (c) mg/l	Contenido de sales (c) %
1	2.2	79,879.82	7.99
1	7.2	146,794.70	14.68
4	6.4	23,353.78	2.34
4	9.2	19,938.08	1.99
8	1.8	77,324.02	7.73
14	2.2	101,947.56	10.19
14	7.2	125,065.00	12.51
18	10.1	22,478.77	2.25
18	18.3	794.40	0.08

Al comparar las concentraciones obtenidas por Murillo con los de la Tabla IV.2, se observa un incremento del contenido de sales, lo cual se atribuye a los fenómenos de bombeo y evaporación. Además, si se confrontan las densidades de sólidos de estudios anteriores (Marsal y Graue, 1969; Murillo, 1978) con las obtenidas actualmente (Romo et al., 2001), se tiene que estas últimas son mayores. Es importante recordar que la densidad aparente depende fuertemente de la sal contenida en el agua del subsuelo, por lo que se considera un indicador del contenido de sales, ya que ambos parámetros son directamente proporcionales.

El contenido de agua y los límites líquido y plástico son propiedades cuyo valor se modifica por la concentración salina. Las propiedades índice que se presentan en este trabajo son aparentes, y se tendrían que corregir para tomar en cuenta la salinidad antes de determinar correlaciones empíricas a partir de ellas. Para hacer las correcciones correspondientes se han propuesto las siguientes expresiones (Marsal y Graue, 1969):



$$w' = \frac{w}{1 - cw} \dots\dots\dots(4.1)$$

$$G_s' = \frac{G_s}{1 + cw} \dots\dots\dots(4.2)$$

donde,

- w y G_s , son el contenido de agua y la densidad de sólidos aparentes
- w y G_s' , son el contenido de agua y la densidad de sólidos desprovistas de sales
- c, es la concentración de sales expresada en peso del agua que las contiene disueltas

La deducción de las expresiones 4.1 y 4.2, se presentan en Anexo 1 de este trabajo.

Para determinar w y G_s' es necesario conocer la concentración salina (c) de cada profundidad específica, esto es una tarea casi imposible, ya que implicaría realizar un análisis químico de cada muestra ensayada debido a que existe gran variabilidad del contenido de sales con la profundidad.

Con el objetivo de obtener el valor aproximado de c, se relacionan las dos expresiones propuestas por Marsal y Graue, lo que conduce a una nueva ecuación en función de los parámetros aparentes (w y G_s) y de la densidad corregida por sales (G_s'), la cual se desconoce.

$$c = \frac{G_s - G_s'}{w G_s} \dots\dots\dots(4.3)$$

Para poder aplicar la ecuación 4.3, se propone una densidad de sólidos desprovista de sales (G_s'), considerando:

- Las densidades de sólidos corregidas reportados por Murillo, $G_s' = 2.07$ y $G_s' = 2.23$ (Murillo y García, 1978).
- La densidad de sólidos aparente más baja del área de estudio se reporta en el Sitio 4 ($G_s = 2.2$). Es posible suponer que éste sea el lugar menos salado. Esto coincide con los resultados obtenidos de los ensayos químicos realizados en los sitios 4 y 18, donde se obtuvieron las concentraciones salinas más bajas (Romo et al., 2001). Además, al ubicar estos sondeos en el mapa que representa las curvas de igual salinidad para el ex-Lago de Texcoco presentado por Marsal y Graue (1969), se observa que efectivamente, estos dos sitios tienen un bajo contenido de sales.

De lo expuesto anteriormente, se puede suponer que la densidad de sólidos real de la arcilla del ex-Lago tiene un valor aproximado entre 2.1 y 2.25. Para efectos de análisis, se supone una densidad de sólidos corregida $G_s' = 2.2$.

Finalmente, aplicando la ecuación 4.3 se estiman las concentraciones salinas para las diferentes muestras ensayadas. Se obtiene un rango de variación de c muy amplio, desde 0.5 hasta 20 %. Para los Sitios 1 y 14 el valor medio de c fue de 8.5 %, con máximos de hasta 20 %; en los sitios 8, 18 y 29 se estimó un contenido de sales de 6 %; y para el Sitio 4 de 2 %.

En la Tabla IV.3, se comparan los contenidos de sales obtenidos del análisis químico con los calculados aplicando la ecuación 4.3.

Tabla IV.3 Concentraciones de sales medidas y estimadas para algunos de los sitios del ex-Lago

Sitio	Profundidad m	C_{aq} %	C_{ec} %
1	2.2	7.99	5.51
1	7.2	14.68	11.93
4	6.4	2.34	2.37
4	9.2	1.99	4.29
8	1.8	7.73	6.15
14	2.2	10.19	7.89
14	7.2	12.51	7.36
18	10.1	2.25	3.25
18	18.3	0.08	-

C_{aq} , Concentraciones medidas en el análisis químico

C_{ec} , Concentraciones estimadas con la ecuación 4.3

En el Sitio 14 a 7.2 m de profundidad se presenta la mayor variación entre la concentración medida y la estimada (del 5%). Para los otros datos, la variación del valor calculado es ± 3 %, con respecto al medido.

Aplicando la ecuación 4.3 se calcula la concentración de sales aproximada que tiene una muestra de suelo del ex-Lago de Texcoco, a partir del contenido de agua y la densidad de sólidos aparentes. Conocida la concentración de sales (c), se estiman los valores corregidos del contenido de agua usando la expresión 4.1.

Al comparar las elevaciones de los Sitios 1, 4, 8, 14, 18 y 29 (Tabla IV.4), se observa que en los sitios con menor elevación, se reportaron las densidades más altas (Sitio 1 y 14); en los de mayor elevación, las densidades son las menores (4 y 29). Se supone entonces que las zonas más bajas tienen las concentraciones salinas mayores y viceversa. Esta suposición coincide con lo escrito en párrafos anteriores, donde el Sitio 4, uno de los más elevados, es el menos salado.

Tabla IV.4 Elevaciones de algunos sitios del ex-Lago de Texcoco

Sitio	Elevación, msnm
1	2229.012
4	2232.152
8	2230.585
14	2229.998
18	2238.173
29	2232.311

IV.4 Agrietamiento

Uno de los problemas más importantes del subsuelo del Valle de México, es el agrietamiento, en especial el presentado en el vaso del ex-Lago de Texcoco. El agrietamiento se ha estudiado desde hace mucho tiempo, tanto en sus causas físicas como en el daño que origina, debido a la gran trascendencia en el diseño geotécnico de cualquier obra.

La superficie libre de un suelo saturado arcilloso, expuesta a la evaporación y posteriormente a la acción de la lluvia se agrieta, tal es el caso del ex-Lago de Texcoco (Alberro y Hernández, 1990), donde es común observar grietas superficiales localizadas en los alrededores de los cerros de Huatepec y San Miguel, y en zonas donde se tienen grandes espesores de arcilla (Figura IV.3).

E. Juárez Badillo (1959) explicó el fenómeno presentado en el ex-Lago como sigue: debido a una intensa y prolongada evaporación superficial por acción solar, se produce a través del tiempo un proceso de consolidación vertical por secado, que genera tensiones en el agua y compresiones en el suelo. Cuando se presenta una fuerte lluvia capaz de destruir los meniscos formados en los espacios intersticiales de la superficie del estrato, se transfieren súbitamente los esfuerzos de tensión del agua al suelo, produciéndose así las grietas.

El agrietamiento se ha acentuado en la zona debido al hundimiento producido por el abatimiento de los niveles piezométricos de los acuíferos, teniéndose por una parte, los efectos de las fuerzas de filtración en las masas arcillosas en torno a los pozos de bombeo y por otra, la tensión impuesta a las capas superiores ocasionada por deformaciones diferenciales producto de la consolidación.



Figura IV.3 Grieta típica en la parte central de la zona lacustre

Se han propuesto varios modelos para el análisis del agrietamiento en los suelos arcillosos del Valle de México, entre los cuales destacan los siguientes:

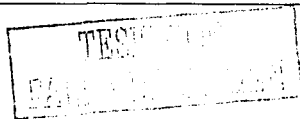
- a) Alberro y Hernández proponen un modelo de propagación, en donde se estudian los esfuerzos de tensión provocados en el subsuelo cuando se tiene una lámina de agua, en zonas donde existen efectos de evaporación (Alberro y Hernández, 1990).
- b) El modelo de Auvinet y Arias, basado en los principios fundamentales de la mecánica de fracturas, analiza el estado de esfuerzos en el vértice de la grieta y propone un criterio de propagación basado en el llamado "Factor de intensidad de esfuerzos crítico" (Auvinet y Arias, 1991). Del análisis se obtiene que las presiones hidráulicas que se desarrollan por acumulación brusca de agua de lluvia dentro de grietas preexistentes favorecen la propagación de grietas. Con el elemento finito es posible modelar numéricamente este fenómeno y obtener buenas aproximaciones en el cálculo de esfuerzos generados en la vecindad del vértice de la grieta, sujeta a presión interna.

Las tradicionales grietas en el ex-Lago de Texcoco forman cuadrículas irregulares con separación de algunos a cientos de metros. Se producen al inicio de la temporada de lluvias, su abertura inicial es de unos centímetros a medio metro, la que disminuye hacia los extremos; no existe desnivel entre sus labios y alcanzan longitudes de varios cientos de metros (Murillo y García, 1978). Su aparición es repentina y se azolvan en pocos meses con materiales arcillosos y limosos transportados por el viento y los escurrimientos. En unos cuantos días sus labios se erosionan y desprenden material que contribuye a su relleno.

Ademas, es comun observar grietas en las cercanias de los cerros dentro de la zona lacustre y en las transiciones abrupta. Este tipo de agrietamiento tiene su origen en los hundimientos diferenciales producidos por la consolidación regional. Las grietas por lo general, siguen trayectorias semejantes a las curvas de nivel o bien a los contornos de formaciones subterráneas de mayor rigidez que las formaciones arcillosas. Presentan una longitud superior a los 100 m, con un desnivel entre sus labios de hasta 40 cm, quedando el más alto hacia la zona en que aumenta la elevación del terreno.

En lo que respecta al predio de estudio, se observan grietas conjugadas paralelas a los caminos, grietas radiales y tangenciales alrededor de los cerros, y grietas con orientación aleatoria; su longitud varia entre 10 y 500 metros, y en general son discontinuas. Su profundidad se desconoce, aunque en algunas muestras (inalteradas) recuperadas en el muestreo selectivo, se observaron grietas rellenas con material fino o con arena e incrustaciones de carbonatos, bicarbonatos de sodio y calcio hasta 34 metros. Su abertura varia desde milímetros hasta varios centímetros. Entre los labios de la grieta no existe desnivel o es muy pequeño, con excepción de las grietas localizadas en las cercanias de los cerros, donde el desnivel llega a ser de varios centímetros (Romo et al., 2001).

Si en un futuro, se construyera el aeropuerto en este sitio, es evidente que el agrietamiento de la zona requerirá especial atención en cuanto al diseño de las diferentes estructuras que conforman el proyecto y será necesario plantear las consideraciones prácticas más adecuadas en relación con la prevención y/o corrección de las grietas existentes en el área.



V. PROPIEDADES DEL SUBSUELO

En ingeniería geotécnica, el diseño y análisis de las estructuras están basados en la teoría de la mecánica de suelos y en la determinación experimental de las diferentes propiedades del subsuelo, ya que el modelo o representación teórica de su comportamiento, dependerá en gran parte de los resultados obtenidos en los ensayos de campo y laboratorio.

Para realizar la caracterización geotécnica de la zona ocupada por el antiguo lago de Texcoco y estimar el comportamiento del subsuelo ante la construcción de una estructura aeroportuaria, se realizaron diversos ensayos en el laboratorio de mecánica de suelos (Romo et al, 2001). Los datos recopilados de las propiedades índice, mecánicas y dinámicas del suelo se reportan en este capítulo.

V.1 Propiedades índice

Las propiedades índice del suelo son fundamentales para caracterizarlo, ya que describen su estado físico. Para propósitos de análisis y diseño de Ingeniería es necesario relacionar las tres fases constituyentes del suelo: líquida, sólida y gaseosa. Con el contenido de agua, peso volumétrico, relación de vacíos y densidad de sólidos se logra este objetivo. En la Tabla V.1 se presenta un resumen de las propiedades índice de la zona.

V.1.1 Contenido de agua, w (%)

El contenido de agua de un suelo es la relación entre el peso del agua y el de la fracción sólida, expresada en por ciento. Se sabe que el comportamiento de un suelo está fuertemente influenciado por el agua contenida en su estructura, de aquí que sea muy importante determinarlo; además, junto con la plasticidad constituyen un buen índice de la consistencia del suelo.

Para determinar el contenido de agua del suelo se hicieron aproximadamente 500 determinaciones entre los diferentes sitios explorados (1, 4, 8, 14, 21, 24, 29 y 32). De cada sitio se tiene la variación del contenido de agua con la profundidad, aunque en sólo algunos de ellos se define con detalle por el mayor número de datos obtenidos (1, 8, 14 y 18).

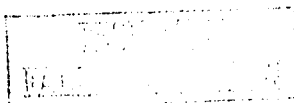
En general, los suelos arcillosos del ex-Lago tienen un alto contenido de agua. En la FAS se obtuvieron humedades de hasta 600 %, siendo mayores en los primeros 13 metros de profundidad (Figuras V.1 a la V.6). Los sitios con mayor contenido de agua son el 1 y el 14 y los de menor humedad son el 18 y el 29.

Al presentar gráficamente los resultados obtenidos con respecto a la profundidad se detectan con facilidad los cambios estratigráficos, notando que valores bajos de contenido de agua corresponden a estratos limosos, arenosos o arcillosos de muy alta resistencia, y para los estratos arcillosos de alta compresibilidad se tienen valores altos de humedad. Además en todos los perfiles se nota claramente como el contenido de agua disminuye con la profundidad.

Desde el punto de vista de la Ingeniería, los suelos arcillosos como los que se encuentran en el ex-Lago son los que presentan mayores dificultades en el diseño geotécnico, ya que muestran marcados cambios en sus propiedades físicas y mecánicas al cambiar su contenido de agua; es decir, una arcilla poco compresible puede ser conveniente como cimentación para cargas pesadas, mientras permanezca seca, pero puede convertirse en un fluido viscoso al humedecerse.

IV.1.2 Peso volumétrico, γ_m

El peso volumétrico es la relación entre el peso total de la muestra de suelo (peso de la masa) y el volumen total que ésta ocupa (volumen de la masa). En el laboratorio, únicamente se determinaron los pesos volumétricos de las muestras ensayadas en pruebas de consolidación y ensayos triaxiales, en donde se labran muestras con formas geométricas definidas, obteniéndose fácilmente su volumen y su peso. Los resultados obtenidos se presentan en función de la profundidad, Figuras V.1 a la V.6.



Los pesos volumétrico obtenidos para las arcillas varían de 1.15 a 1.3 t/m³ en la FAS y aumentan ligeramente con la profundidad.

V.1.3 Relación de vacíos, e

Se denomina relación de vacíos a la relación entre el volumen de los vacíos y el de los sólidos de un suelo. Debido a los altos contenidos de agua que se tienen en los suelos arcillosos de la zona, se tiene valores altos de relación de vacíos, y por el contrario en los suelos con bajos contenidos de agua, las relaciones de vacíos son bajas. Es una propiedad que depende directamente de la densidad de sólidos, por lo que se debe tener extremo cuidado al determinarla en el laboratorio.

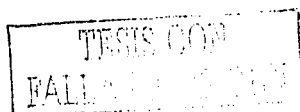
Como consecuencia del alto contenido de sales del Sitio ex-Lago de Texcoco, se tienen relaciones de vacíos aparentes muy altas (de hasta 16). En las Figuras V.1 a V.6 se muestra la variación de esta propiedad con la profundidad.

IV.1.4 Densidad de sólidos, G_s

Se define como densidad de un suelo a la relación entre el peso de los sólidos y el peso del volumen de agua que éstos desalojan, sirve para fines de clasificación, e interviene en el cálculo de otras características: relación de vacíos y porosidad, conociendo previamente el contenido de agua. Es un valor altamente afectado por los minerales contenidos en la masa del suelo, como en el caso particular del sitio Texcoco, donde se tienen altas concentraciones de sal, presentándose en consecuencia altos valores de densidad de sólidos.

Al comparar los valores de G_s obtenidos para las arcillas del ex-Lago de Texcoco con los de la ciudad de México, se esperarían valores similares debido al mismo origen geológico de ambos suelos. Sin embargo, los obtenidos en Texcoco (2.24 a 3.26) son mayores a los de la ciudad de México (2.4 a 2.55), lo cual se atribuye a la alta salinidad del agua contenida en el subsuelo, factor que afecta notablemente el valor numérico de esta propiedad, ya que cuando el suelo se seca, las sales se precipitan y quedan incorporadas a las partículas sólidas de éste, aumentando el peso de la masa sólida y por lo tanto su densidad.

Para los suelos de los diferentes sitios en donde se realizaron ensayos de densidad de sólidos (1, 4, 8, 14, 18 y 29), los valores de G_s varían ampliamente con la profundidad (Figuras V.1 a V.6), teniéndose un amplio rango de variación entre los valores mínimo y máximo de un mismo sitio.



En los Sitios 1 y 14 se obtuvieron densidades de sólidos que varían de 2.52 a 3.26, por lo que se supone, el contenido de sales debe ser mayor en comparación con los otros sitios, donde al parecer es menor (4, 8, 18 y 29) y para los cuales las densidades varían entre 2.24 y 2.63, aunque en el Sitio 4 se tienen las menores densidades.

En el capítulo anterior, se propuso una densidad de sólidos aparente ($G_s = 2.2$) para las arcillas del ex-Lago para poder determinar la concentración salina de las muestras ensayadas. Al hacer la corrección, se observó que para suelos con bajos contenidos de agua, los contenidos de sales resultantes eran muy altos (hasta de 30%); seguramente la densidad de sólidos de estos materiales es mayor al valor propuesto (2.2). Considerando que para las arcillas de la ciudad de México la densidad varía de 2.4 a 2.55, y de acuerdo a los valores reportados por Murillo (Murillo y García, 1978) y a los obtenidos para el sitio menos salado (Sitio 4), se supone que las densidades de sólidos aparentes para el ex-lago de Texcoco varían entre 2.2 y 2.4.

Tabla IV.1 Resumen de propiedades índice en el ex-Lago de Texcoco

Sondeo	Formación	Profundidad m	w %	PI %	e	G_s	γ_m l/m ³
Sitio 1	FS	0 a 1	50.0	-	-	-	-
		1 a 2	180.0	-	6.17	3.14	1.28
	FAS	2 a 13	240.0	194.55	7.62	2.68	1.23
		13 a 28	190.0	175.59	6.50	2.97	1.30
	CD	28 a 29.5	67.0	-	-	-	-
	FAI	29.5 a 35	120.0	-	4.09	2.94	1.36
Sitio 8	FS	0 a 1	-	-	-	-	-
		1 a 13	230.0	-	7.09	2.71	1.24
	FAS	13 a 21	190.0	212.18	7.24	2.81	1.28
	CD	21 a 24	78.0	-	-	-	-
	FAI	24 a 32.5	150.0	-	4.75	2.59	1.28
	DPS	32.5 a 42	63.0	-	-	-	-
	TFA	42 a 48	120.0	-	3.38	2.35	1.30
	DPI	A partir de 48	30.0	-	-	-	-
Sitio 14	FS	0 a 0.5	77.0	85.66	2.34	2.64	1.45
	FAS	0.5 a 13	285.7	238.09	9.01	2.75	1.26
		13 a 18.5	262.0	193.75	6.29	2.48	1.25
	TFA	39.5 a 47	166.5	-	4.27	2.54	1.28
Sitio 18	FS	0 a 5	50.0	22.62	1.49	2.63	-
	FAS	5 a 11	120.0	160.25	8.37	2.53	1.13
		11 a 15	90.0	108.50	4.70	2.46	1.24
	CD	15 a 20	20.0	25.69	-	-	-
	FAI	20 a 25	30.0	-	-	-	-
	DPS	A partir de 25	15.0	24.07	-	-	-

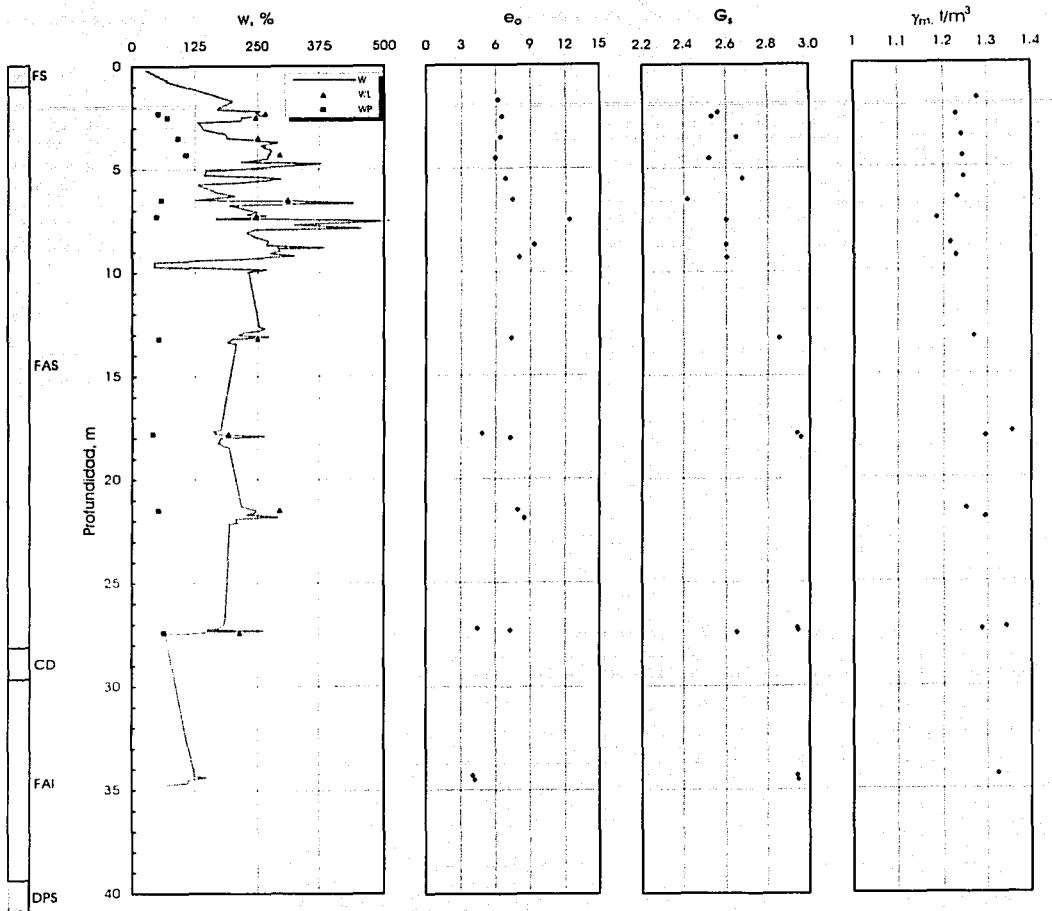


Figura V.1. Propiedades índice en el Sitio 1

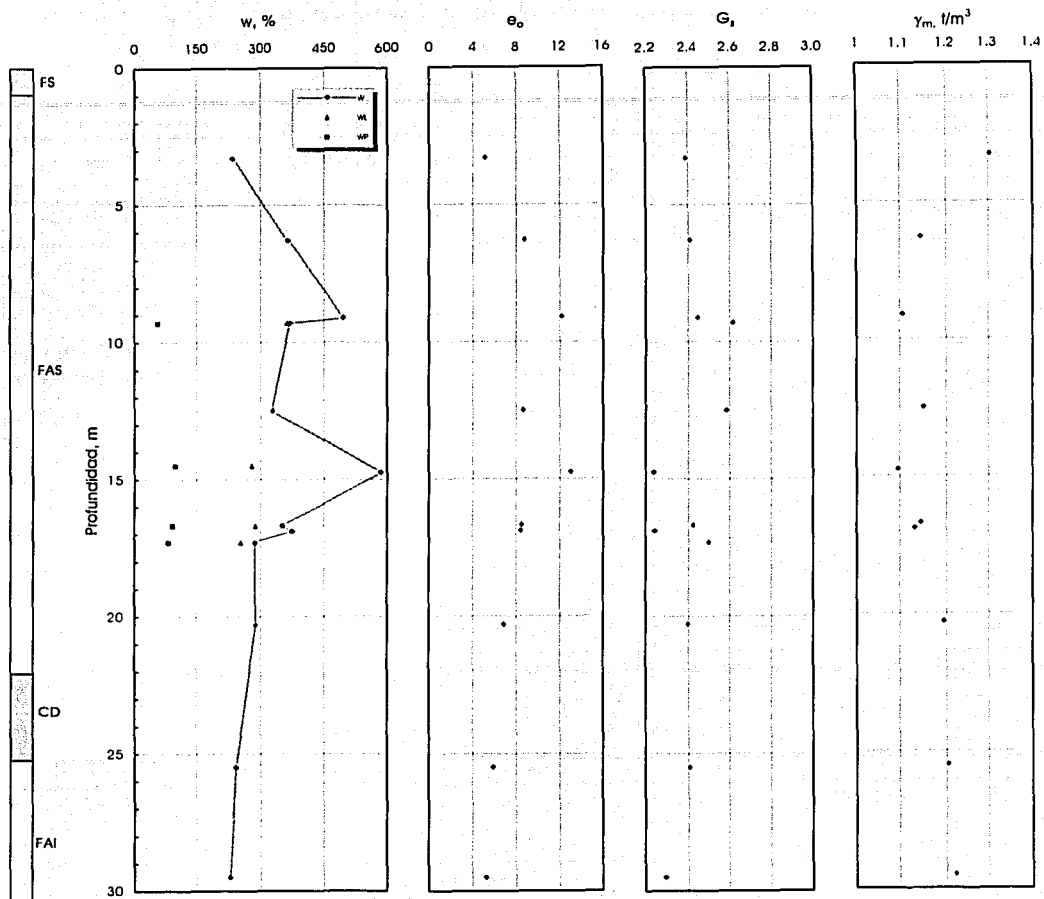


Figura V.2 Propiedades índice en el Sitio 4

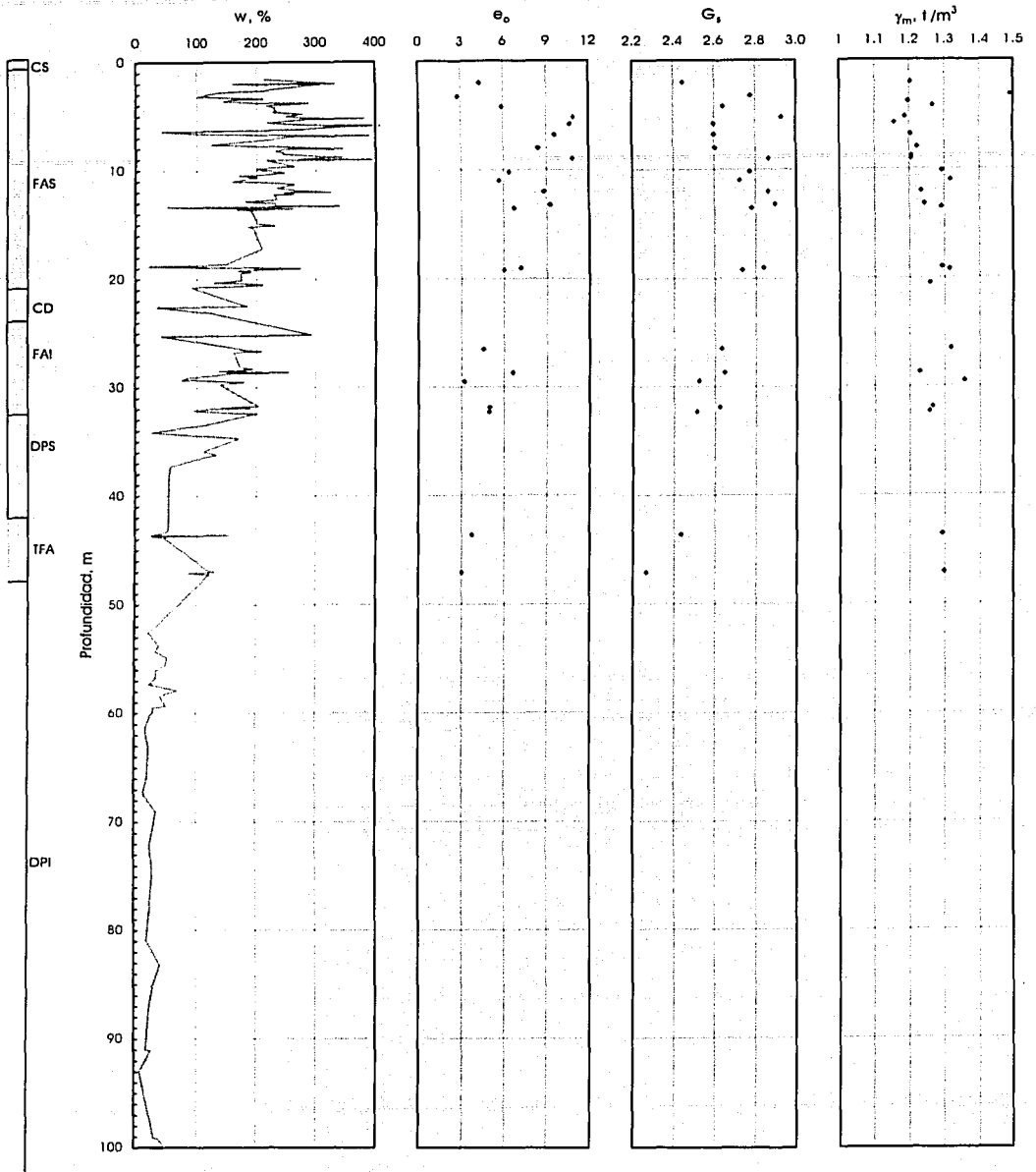
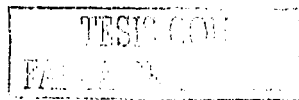


Figura V.3 Propiedades índice en el Sitio 8



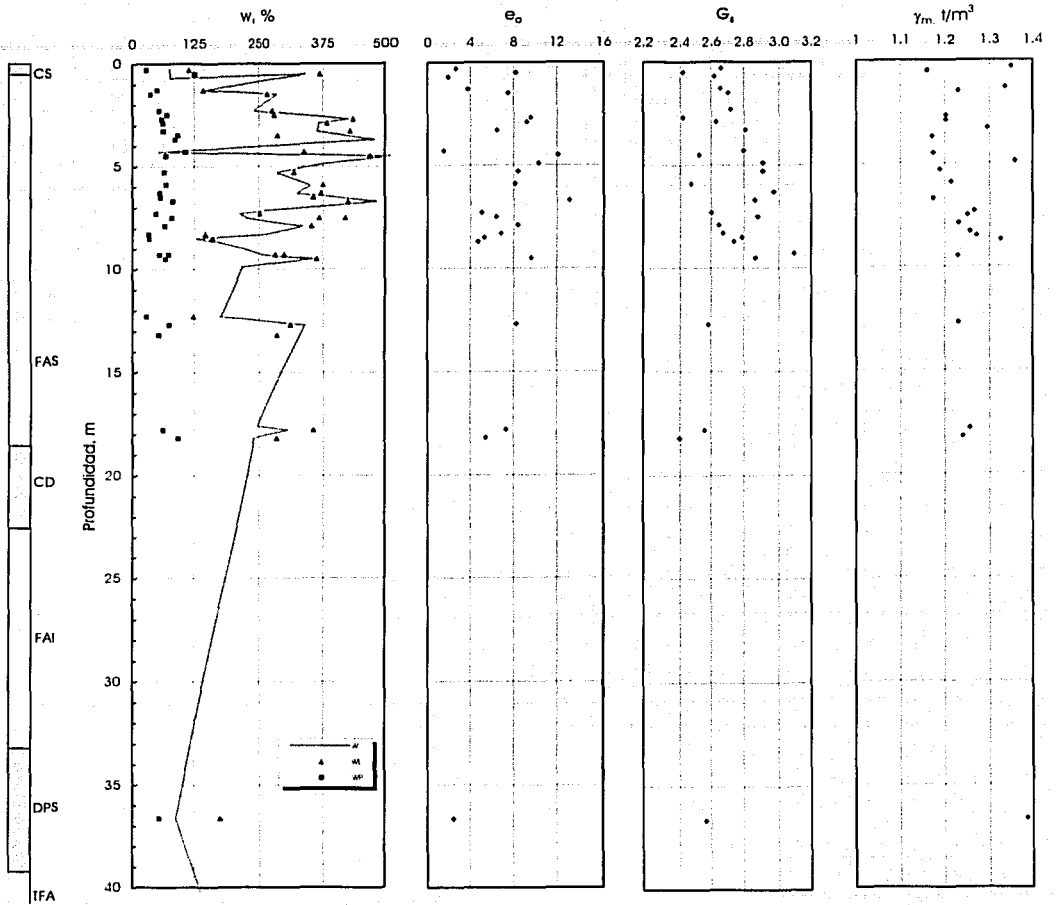
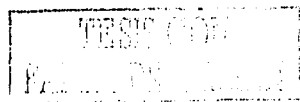


Figura V.4 Propiedades índice en el Sitio 14



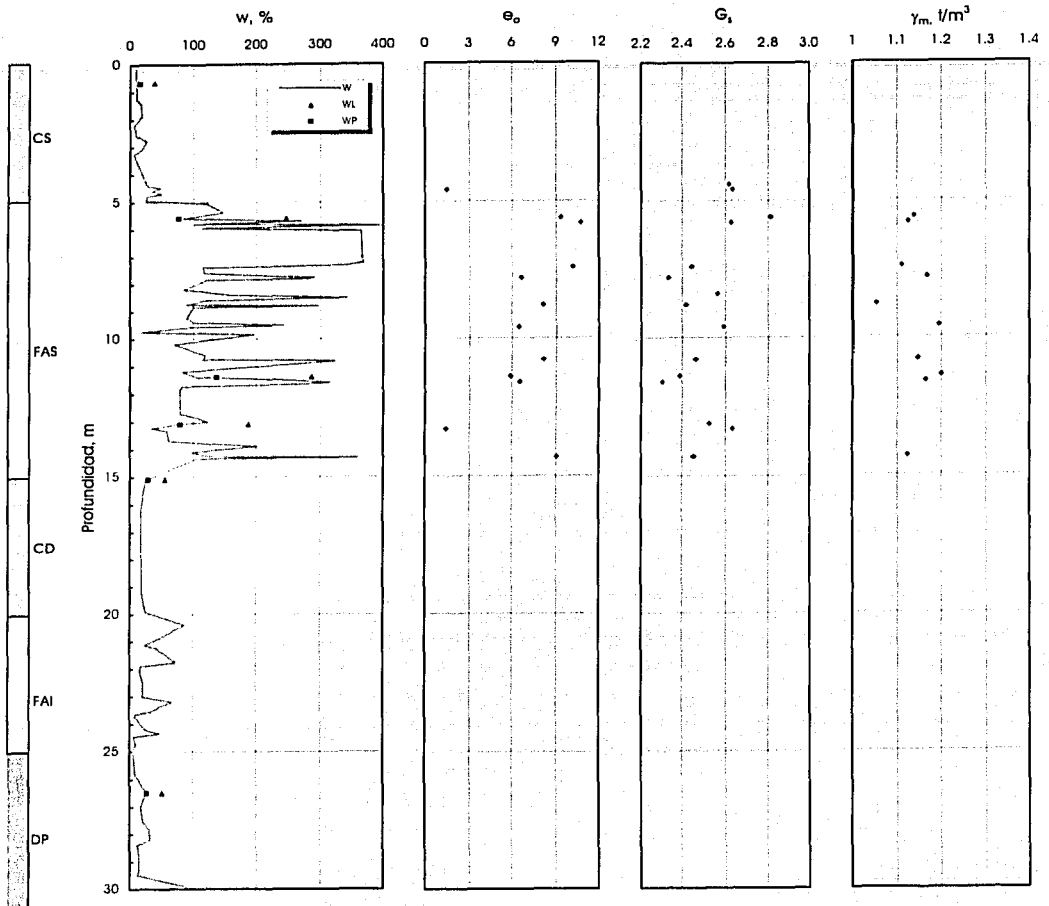


Figura V.5 Propiedades índice en el Sitio 18

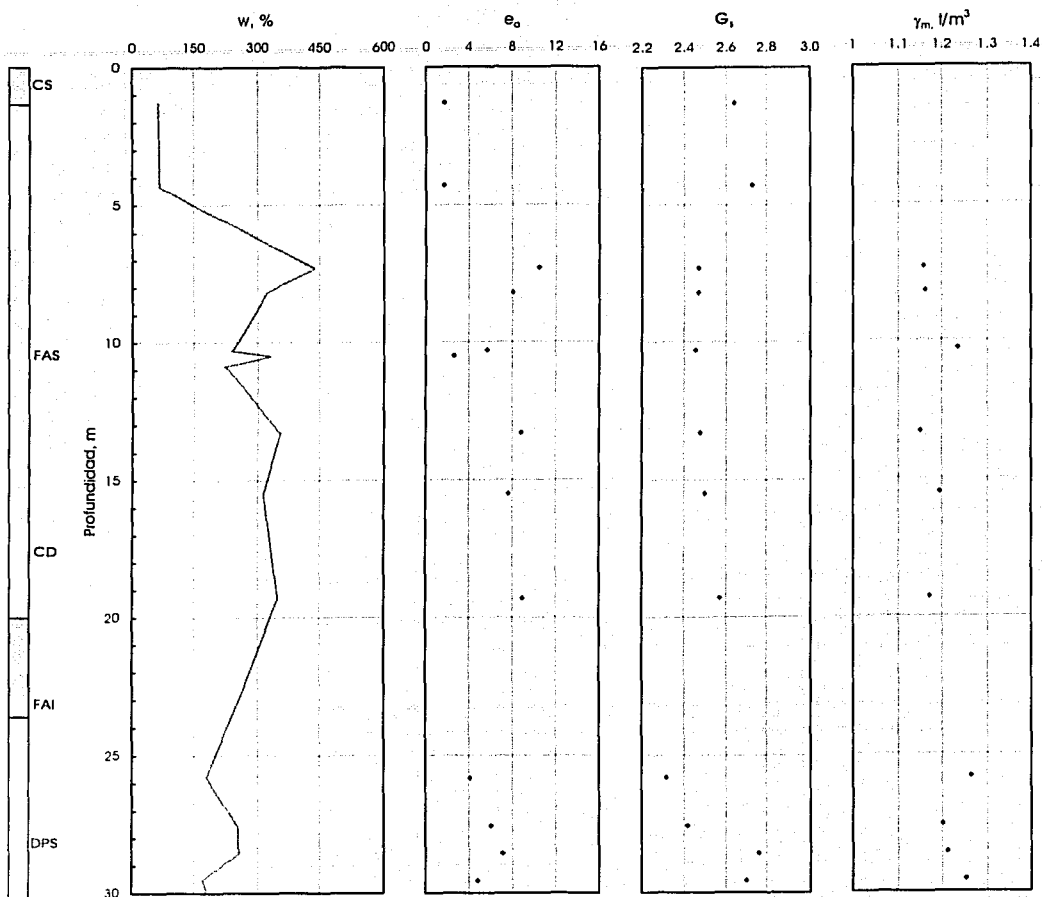


Figura V.6 Propiedades índice en el Sitio 29

V.1.5 Plasticidad

La propiedad más característica de los suelos arcillosos es su plasticidad. Para medir la plasticidad de las arcillas se han desarrollado varios criterios, uno de ellos, es el debido a Atterberg. Atterberg hizo ver que la plasticidad no es una propiedad permanente de las arcillas, sino que depende de su contenido de agua, propiedad que rige el comportamiento del suelo.

Los suelos finos pueden mostrar varios estados dependiendo de la cantidad de agua en su estructura, debido a que el agua forma una película alrededor de los granos de suelo que facilita su desplazamiento. Cuando el contenido de agua del suelo es muy alto, se tiene una suspensión muy concentrada sin resistencia al esfuerzo cortante; al perder agua, va aumentando la resistencia hasta alcanzar un estado plástico en el que el material es fácilmente moldeable. Si el secado continúa, el suelo llegaría a adquirir las características de un sólido que puede resistir esfuerzos de tensión y compresión considerablemente altos.

En su mayoría los suelos ensayados fueron de la FAS, aunque también se analizaron de la FAI. Para determinar la plasticidad del suelo, se determinaron los límites de Atterberg: el límite líquido w_L , y el límite plástico, w_p (límites de consistencia), posteriormente se calculó el índice de plasticidad, (I_p) . El límite líquido (w_L) se determinó con la copa de Casagrande y el Cono Sueco, y el límite plástico (w_p) con la técnica convencional. En su mayoría el w_p se obtuvo con el Cono Sueco, esta técnica es más rápida y menos influenciada por el operador, aunque en nuestro país la tradición de la Mecánica de Suelos es determinarlo usando la Copa, ya que esta técnica se considera más confiable.

En algunas muestras se determinó el límite líquido empleando ambas técnicas, al comparar los valores obtenidos se observó que los w_L de la copa son mayores que los del cono (del orden de 1.3 veces). Mendoza y Orozco (2001) demostraron que los resultados obtenidos en ambos procedimientos se correlacionan a través de una ecuación lineal.

Aplicando este concepto a la información recopilada en el ex-Lago de Texcoco, se determinó una ecuación para cada sitio en donde se tenían datos obtenidos por ambas técnicas para una misma profundidad de ensaye, lo que permitió estimar los límites líquidos que se tendrían con la copa a partir de los del cono.

De esta forma, se calcularon los índices de plasticidad empleando únicamente los límites líquidos de la copa (los obtenidos en el laboratorio y los inferidos con las correlaciones). Los resultados se presentan en la carta de plasticidad del ex-Lago Texcoco (Figura V.7).

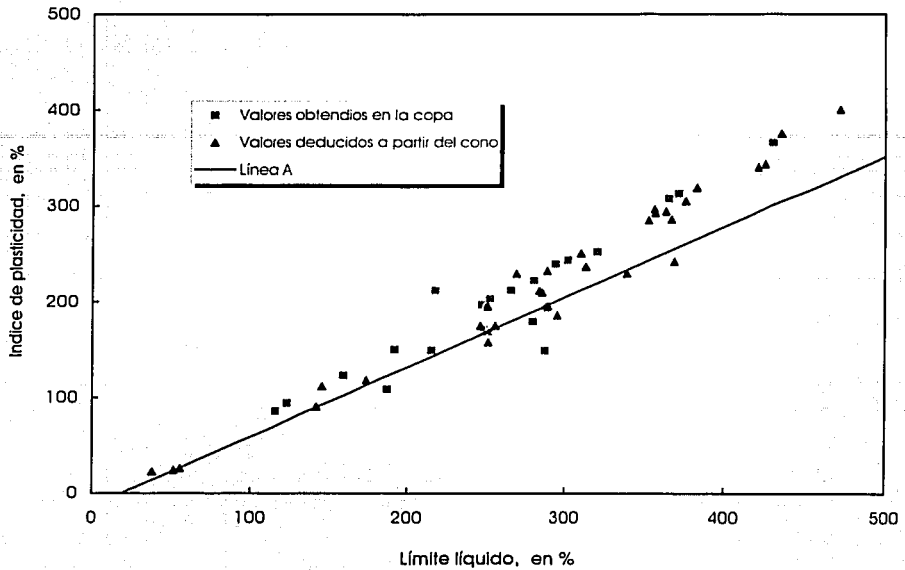
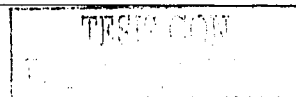


Figura V.7 Carta de plasticidad del ex-Lago de Texcoco

La carta de plasticidad muestra que en su mayoría los suelos se clasifican como arcillas de alta compresibilidad (CH), y pocos son identificados como limos de alta compresibilidad (MH) y algunos de baja compresibilidad (ML). De acuerdo a la clasificación obtenida se tienen arcillas de muy alta compresibilidad que presentarán grandes problemas de asentamientos.

V.2 Propiedades mecánicas

Para estimar la capacidad de carga del suelo y los asentamientos que este sufrirá al aplicarle una carga, es necesario conocer las características de compresibilidad y resistencia. En el laboratorio de mecánica de suelos se realizaron ensayos triaxiales y de consolidación para determinar los diferentes parámetros que caracterizan al suelo de la zona. Del análisis e interpretación de los diferentes ensayos, se obtuvieron los datos que a continuación se reportan.



IV.2.1 Compresibilidad

Los materiales que comprenden la FAS del ex-Lago de Texcoco se caracterizan por su extraordinaria compresibilidad. Si, por otra parte, se considera que el espesor del estrato compresible varía de 10 a 28 metros, no es sorprendente que cargas relativamente pequeñas causen asentamientos considerables. Por tal razón, es importante para el ingeniero especializado en cimentaciones determinar las propiedades que le permitan predecir los asentamientos y su evolución.

Para determinar las características de compresibilidad de los suelos arcillosos se desarrollaron ensayos de consolidación unidimensional en muestras inalteradas, ensayaron especímenes de los Sitios 4, 8, 14, 18 y 29. Los ensayos consistieron en comprimir verticalmente el espécimen representativo del estrato compresible, el cual se encontraba confinado en un anillo rígido, siguiendo una secuencia de cargas previamente establecida. Para cada incremento de carga el suelo sufrió una primera deformación correspondiente al retraso hidrodinámico, el cual se llama consolidación primaria y posteriormente una deformación adicional debida a un fenómeno secundario.

En la mayoría de los casos los incrementos se aplicaron cada 24 horas; en algunos ensayos el espécimen de suelo se sometió a un ciclo de carga y descarga para eliminar el posible remoldeo del suelo causado por el muestreo y/o el labrado de la muestra.

Al analizar la información obtenida en los diferentes ensayos de consolidación se obtuvieron los parámetros de compresibilidad y el esfuerzo de preconsolidación.

- **Curvas de consolidación**

Al hacer un ensayo de compresibilidad se obtienen las curvas de consolidación para cada uno de los incrementos de carga, las cuales representan la evolución de las deformaciones en función del tiempo. Es común analizar dichas curvas por dos métodos, el propuesto por Casagrande y el de Taylor. Para las curvas de consolidación obtenidas en los ensayos, se consideró el siguiente criterio de análisis: Si las curvas tenían la forma típica propuesta por Casagrande, los tiempos de consolidación se estimaron por el primer método; cuando las curvas no definían con claridad el 100% de consolidación primaria, se optó por usar el método de Taylor.

Así, por los dos métodos se estimaron gráficamente los tiempos correspondientes al 50 % y al 90 % de consolidación primaria. Dichos valores se utilizaron en el cálculo de los coeficientes de consolidación (C_v) y de permeabilidad (k) aplicando la teoría de Terzaghi.

▪ Parámetros de compresibilidad

Conocer los parámetros de compresibilidad de un suelo es muy importante en el diseño de cimentaciones y en la estimación de los asentamientos y su evolución.

a) Coeficiente de variación volumétrica (m_v)

El coeficiente de variación volumétrica expresa la compresibilidad del suelo relacionándola con su volumen inicial. Se calcula con la expresión:

$$m_v = \frac{\alpha_v}{1+e}$$

donde α_v es el coeficiente de compresibilidad definido como el cociente del decremento de relación de vacíos (Δe) y el respectivo incremento $\Delta \sigma$ en la presión aplicada y representa la relación esfuerzo-deformación del suelo, sin tomar en cuenta el tiempo. Geométricamente es igual a la pendiente de la curva de compresibilidad en cualquier tramo.

El m_v no es un parámetro constante sino que depende del nivel de esfuerzos que se aplique a la probeta, es así que para cada curva de compresibilidad se calculó la variación de m_v con el esfuerzo aplicado. En las Figuras V.8 y V.9 se muestra la variación del coeficiente de variación volumétrica con la profundidad, los valores de m_v que se reportan corresponden a los que se obtienen cuando el suelo alcanza el esfuerzo de preconsolidación. En la Tabla V.2 se presenta un resumen de los valores medios de m_v para las diferentes formaciones arcillosas.

Al comparar las graficas de los distintos sitios, se nota que los más compresibles son el 1, 4 y 14, ya que tienen los coeficientes más altos de variación volumétrica. En el Sitio 18, aunque el número de datos es limitado, se tienen los coeficientes más bajos; hay que recordar que las características de este Sitio corresponden a las de la zona de transición, presentando las resistencias de cono más altas de toda la zona. Para la mayoría de los sitios, el m_v es mayor en los primeros 13 metros de la FAS, y disminuye conforme aumenta la profundidad. Debido a la alta compresibilidad de la FAS, se esperan grandes asentamientos y como consecuencia una gran afectación a las diferentes estructuras que en el área se construyan por los problemas de hundimiento y agrietamiento.

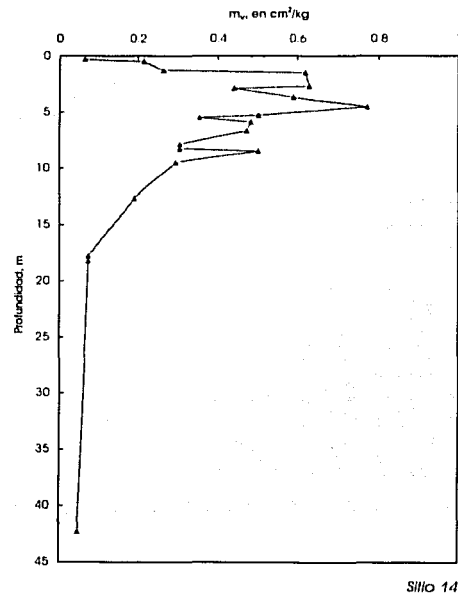
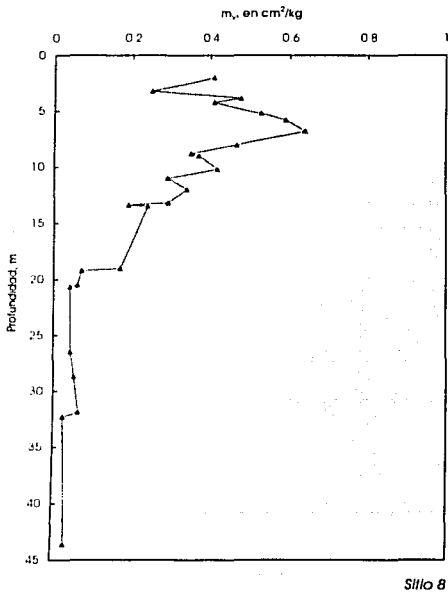
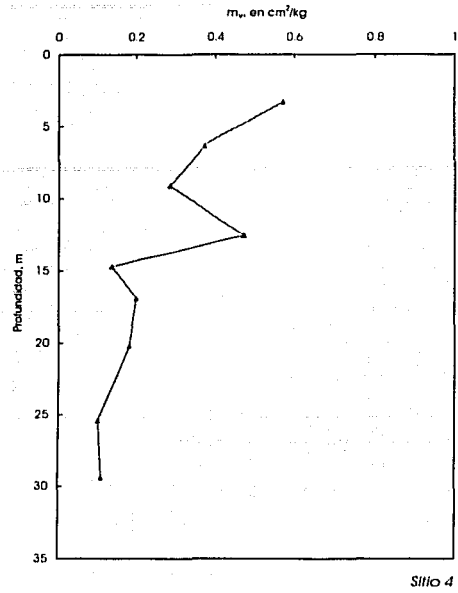
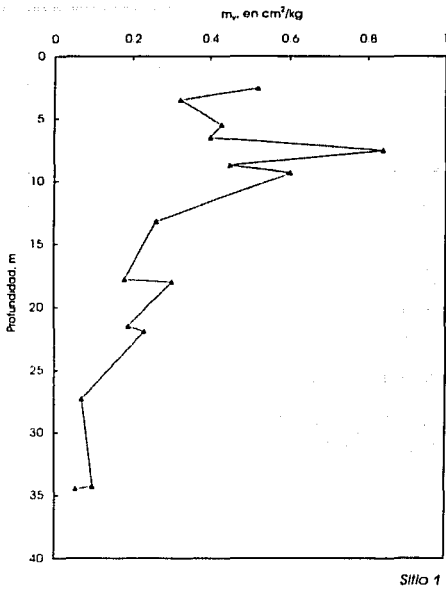


Figura V.8 Valores del coeficiente m_v obtenidos cuando el suelo alcanza el esfuerzo de preconsolidación

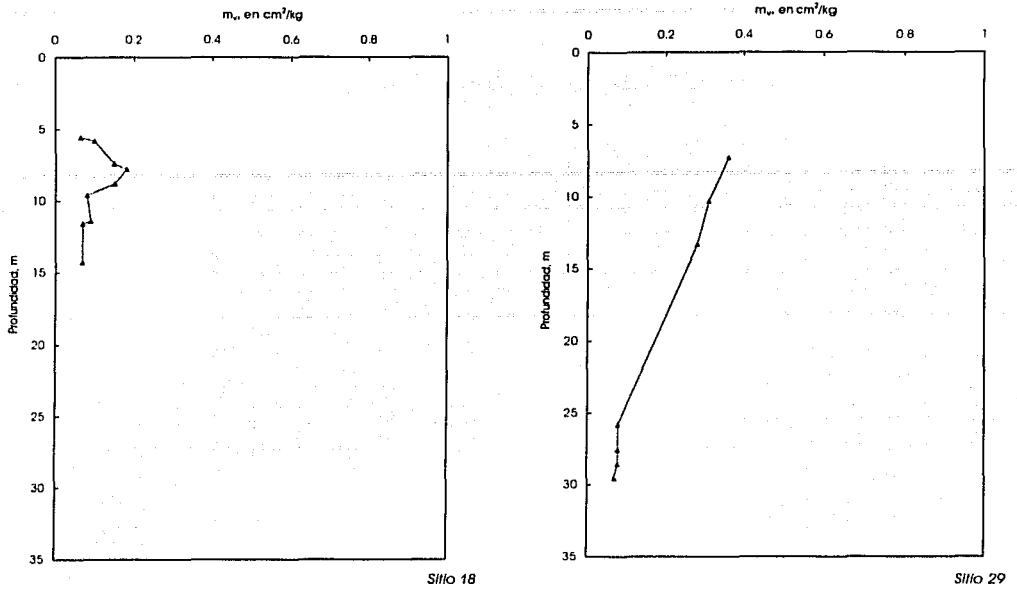


Figura V.9 Valores del coeficiente m_v obtenidos cuando el suelo alcanza el esfuerzo de preconsolidación

Tabla V.2 Coeficiente de variación volumétrica medio obtenido para el esfuerzo de preconsolidación

Sondeo	Formación	Profundidad	m_v
		m	cm^2/kg
Sitio 1	FAS	1 a 13	0.487
		13 a 28	0.228
	FAI	29.5 a 35	0.072
Sitio 4	FAS	1 a 13	0.408
	FAI	13 a 21	0.169
Sitio 8	FAS	1 a 13	0.372
		13 a 1	0.055
	FAI	26 a 32.5	0.042
	TFA	42 a 48	0.032
Sitio 14	FAS	0.5 a 13	0.400
		13 a 18.5	0.070
	TFA	5 a 11	0.045
Sitio 18	FAS	5 a 9	0.142
		9 a 15	0.077
Sitio 29	FAS	1.5 a 20	0.315
	FAI	23.5 a 30	0.077

b) Coeficientes de consolidación y de permeabilidad, C_v y k

Los coeficientes de consolidación vertical y de permeabilidad, se calculan a partir de los tiempos de consolidación estimados para cada curva de consolidación. La variación de ambos parámetros con la profundidad se muestra en las Figuras V.10 y V.11.

- **Esfuerzos de preconsolidación (σ_{pc})**

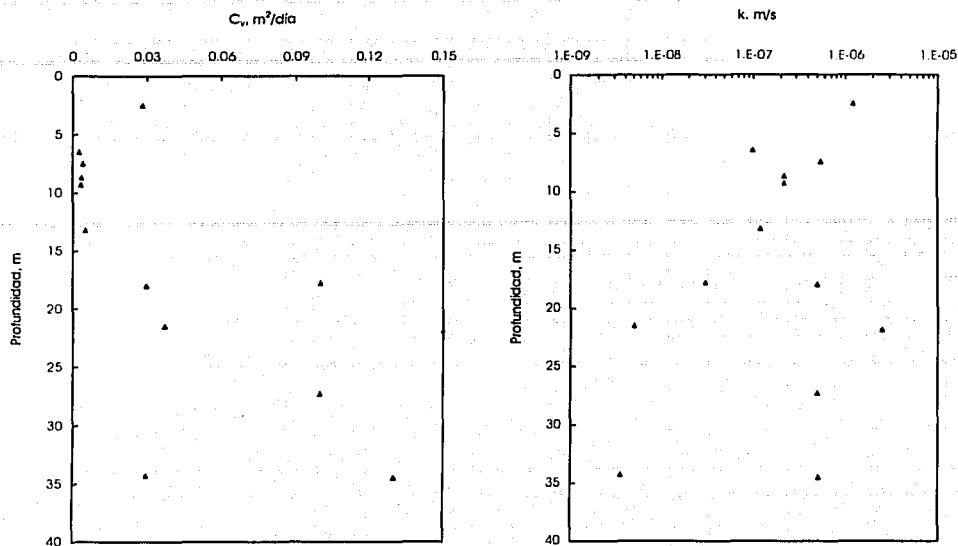
Para determinar el esfuerzo máximo que el suelo ha soportado en su historia geológica, se utilizó el procedimiento propuesto por Casagrande. En las figuras V.12 y V.13, se muestra la variación de dichos esfuerzos con la profundidad y con los esfuerzos efectivos.

En todos los sitios es notable la acción del secado solar en los primeros metros de profundidad, donde los esfuerzos de preconsolidación son mayores que los efectivos. En el sitio donde mejor se puede apreciar el efecto del secado es el 14, donde el OCR medio calculado para los primeros 3 metros de profundidad es 2.5. En la Tabla V.3 se presentan los OCR medios para las diferentes formaciones arcillosas. Los Sitios más preconsolidados son el 1 y el 14; el 4 y el 8 se pueden considerar normalmente consolidados. En zonas cercanas a los estratos que han sido afectados por el bombeo profundo se calcularon valores de OCR de hasta 1.5.

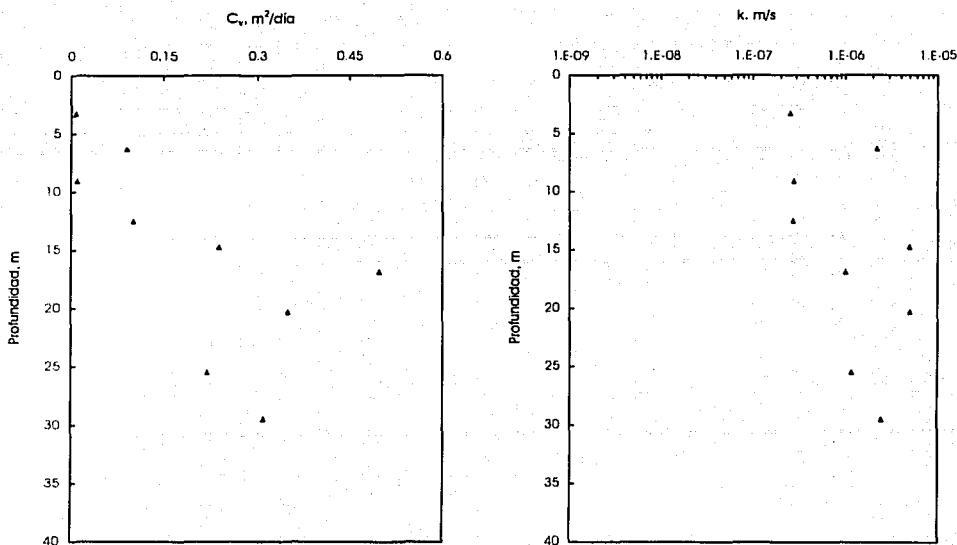
Tabla V.3 Valores medios de OCR

Sitio	OCR	
	FAS	FAI
1	1.33	1.12
4	1.26	0.89
8	1.11	1.05
14	1.44	1.40

Debido a las fuerzas de filtración que actúan en los estratos a raíz del bombeo del agua subterránea y por otra parte al efecto de secados prolongados a los que ha estado sujeto el subsuelo de la zona, se tienen esfuerzos de preconsolidación mayores a los inducidos por el peso efectivo del terreno (Sitios 14 y 18), pero para efectos de esta tesis, la mayoría de los suelos de los estratos arcillosos se consideran normalmente consolidados, ya que las cargas de preconsolidación coinciden prácticamente con los esfuerzos efectivos calculados a partir de los pesos volumétricos obtenidos en el laboratorio y de las mediciones piezométricas.



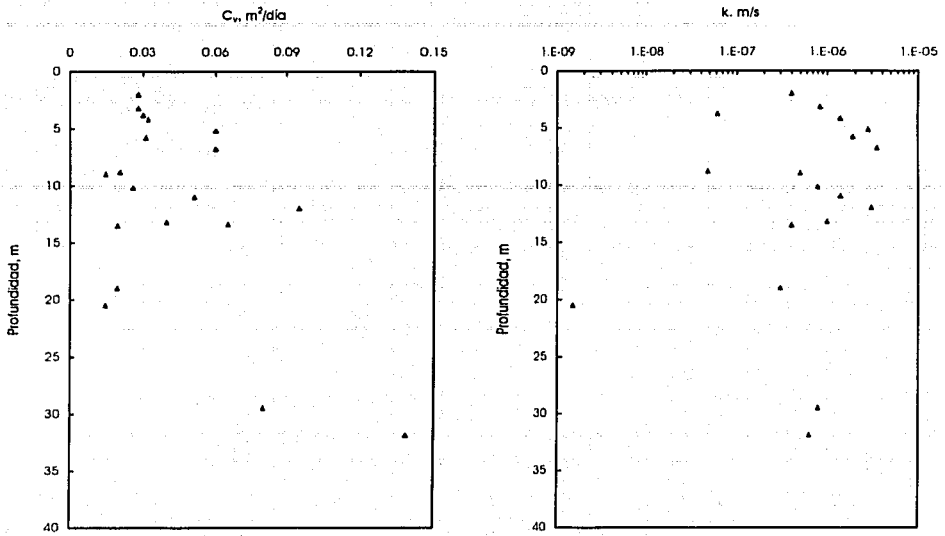
Sitio 1



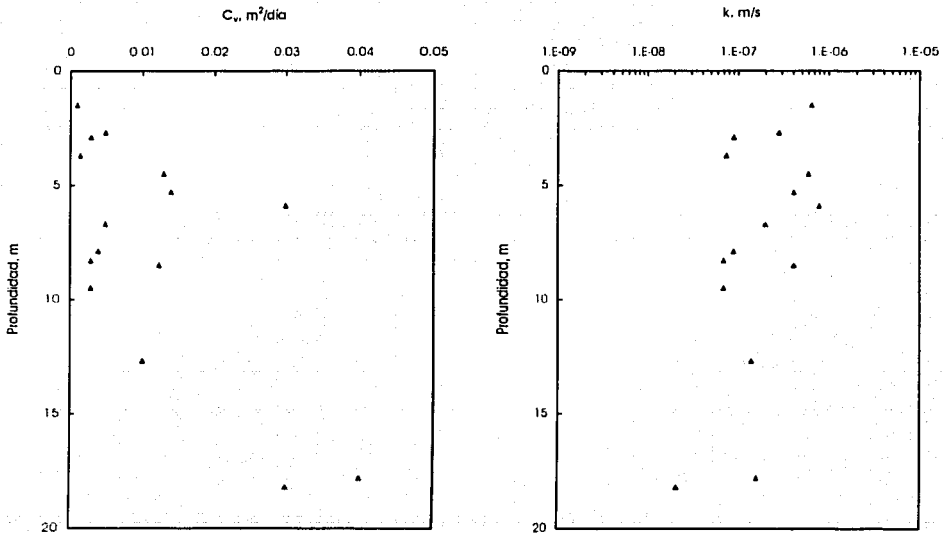
Sitio 4

Figura V.10 Variación de C_v y k con la profundidad

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



Sitio 8



Sitio 14

Figura V.11 Variación de C_v y k con la profundidad

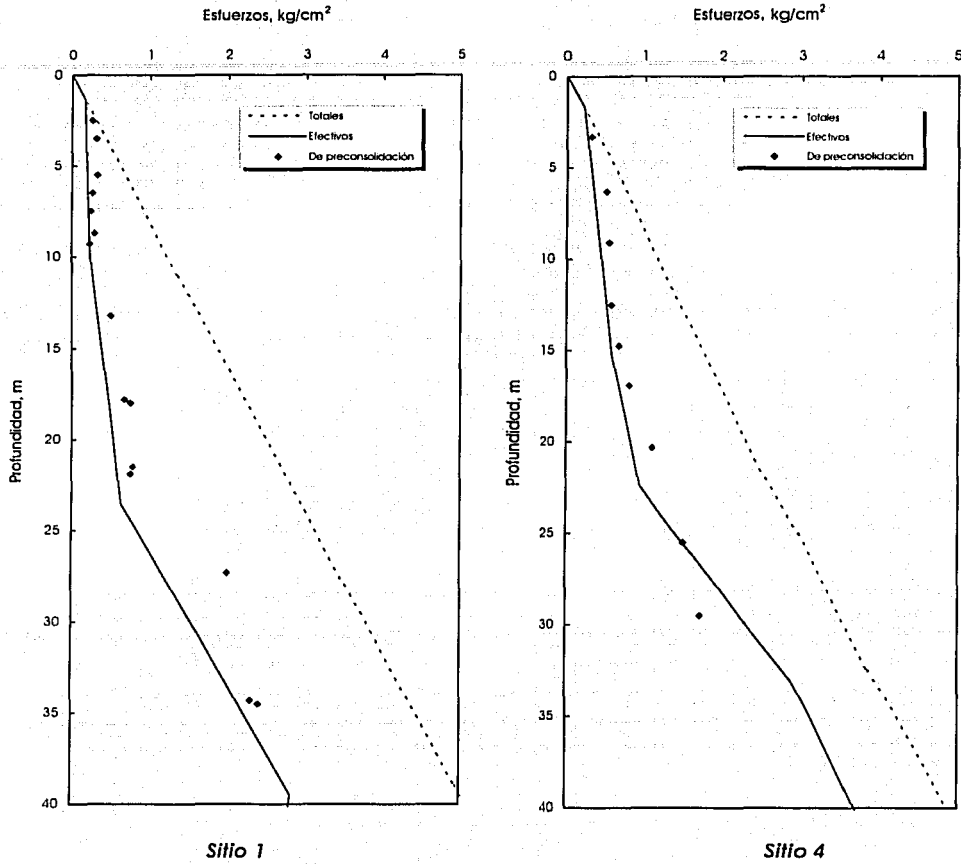


Figura V.12 Variación de los esfuerzos con la profundidad

TESIS CON
FALLA DE CUMPLIR

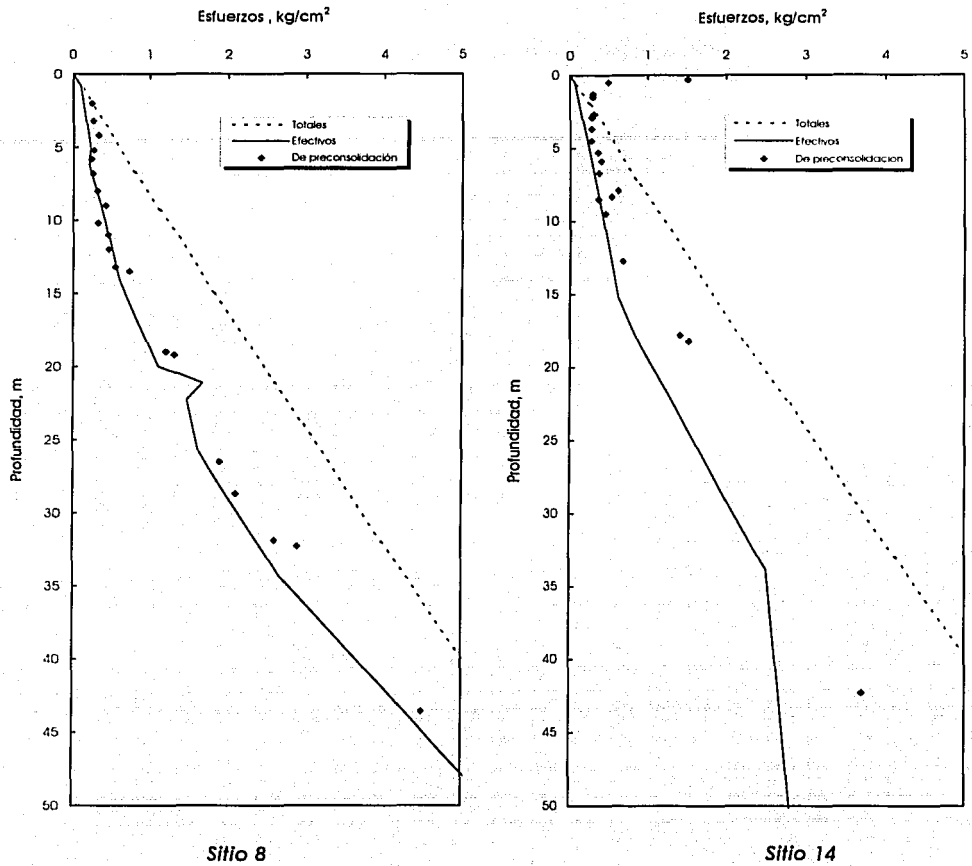


Figura V.13 Variación de los esfuerzos con la profundidad

IV.2.2 Resistencia

La seguridad de cualquier estructura geotécnica depende de la resistencia del suelo; si el suelo falla, la estructura cimentada sobre él puede colapsar. La resistencia es por lo tanto un parámetro de primordial importancia para las aplicaciones de ingeniería, usada para estimar la capacidad de carga del suelo y la estabilidad de las estructuras geotécnicas.

Para determinar la resistencia no drenada del suelo se realizaron ensayos en muestras inalteradas en tres de los sitios explorados (1, 14 y 29), de tipo no consolidados-no drenados (UU) y consolidados-no drenados con medición de presión de poro ($C\bar{U}$) en las cámaras de compresión triaxial. Los ensayos se realizaron en especímenes cilíndricos de 3.6 cm de diámetro y 8.5 cm de altura. Para cada profundidad ensayada se realizó una serie de ensayos triaxiales UU (3 ensayos), aplicando esfuerzos de confinamiento de acuerdo al esfuerzo efectivo vertical de campo estimado con base a la profundidad de la muestra. Sólo se realizaron 6 pruebas $C\bar{U}$, ensayando una sola muestra por profundidad; en dichos ensayos, se saturó el espécimen para después consolidarlo isotrópicamente y finalmente hacerlo fallar.

Con los resultados obtenidos de laboratorio se trazaron los círculos de Mohr para determinar la resistencia no drenada (c_u) y el ángulo aparente de fricción (ϕ_u). En la FAI la información obtenida es muy escasa, pero da una idea general de la resistencia de este estrato.

Las resistencias de las diferentes formaciones arcillosas se resumen en la Tabla V.4; se observa que las más bajas resistencias se presentan a poca profundidad entre la formación superficial y los 13 primeros metros de la FAS, donde se presentan los contenidos de agua más altos. De los 6 ensayos tipo $C\bar{U}$ realizados se obtuvieron valores de ϕ_u que varían entre 40° y 45°.

En consecuencia de la baja resistencia al corte, se pueden tener problemas de estabilidad en excavaciones y cimentaciones superficiales.

Tabla V.4 Resistencia al esfuerzo cortante en los suelos del ex - Lago de Texcoco

Sitio	Formación	Profundidad	c_u , kg/cm ²
1	FAS	1 a 2 m	0.38
		2 a 13 m	0.16
		13 a 28 m	0.28
	FAI	29.5 a 39 m	0.91
14	FAS	0.5 a 13 m	0.21
		13 a 18.5 m	0.52
29	FAS	1.5 a 10 m	0.18
		10 a 15 m	0.29
		15 a 20 m	0.41
	FAI	23.5-30 m	0.61

Al presentar gráficamente la variación de la resistencia con la profundidad (Figura V.14) se observa claramente como a partir de 10 m la resistencia aumenta con la profundidad, atendiendo a su condición de normalmente consolidado. En los primeros metros se observa una ligera preconsolidación causada por el secado superficial, factor al que ha estado sujeto el suelo.

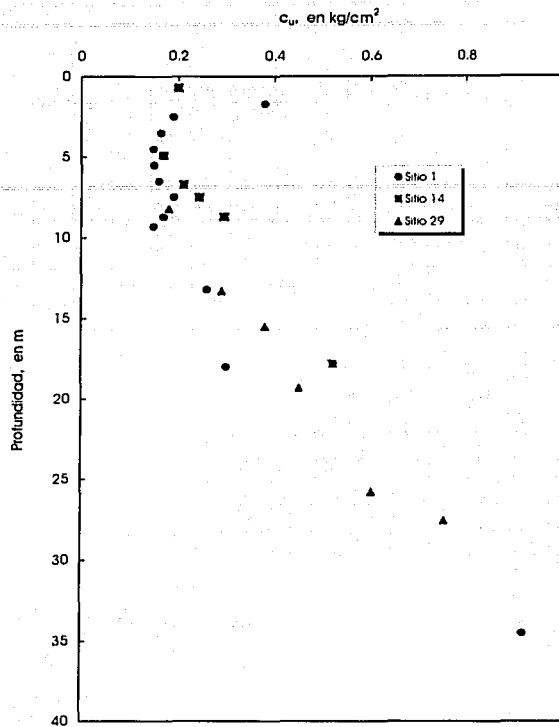


Figura V.14 Variación de la resistencia no drenada con la profundidad

V.3 Propiedades dinámicas

Para determinar las propiedades dinámicas de las arcillas del ex-Lago de Texcoco, se realizaron ensayos de campo y laboratorio. En el laboratorio se llevaron a cabo ensayos en cámaras de columna resonante y triaxiales cíclicas, se empleó también una cámara estática instrumentada con sensores de efecto Hall (Ovando y Flores, 2002). En campo, las velocidades de corte se determinaron usando el cono sísmico. Se llevó a cabo un sondeo de sonda suspendida, pero debido a problemas presentados durante su ejecución, los resultados no fueron satisfactorios. El estudio de las propiedades dinámicas del ex-Lago, realizado para el proyecto del aeropuerto (Romo et al., 2001), ha sido objeto de diversos trabajos analíticos y de laboratorio (Vera, 2002; Cerrud, 2002; Vega, 2003). En la Tabla V.5, solo se presentan los módulos de rigidez obtenidos en el laboratorio (Vega, 2003).

Tabla V.5. Módulos de rigidez obtenidos en el laboratorio (Vega, 2003)

Sitio	Profundidad m	w %	σ'_{vo} kg/cm ²	V_s m/s	G_{max} para 1.5 σ'_{vo} kg/cm ²
Sitio 1	5.3	220.16	0.4	77.8	79
			0.6	88	101
			0.8	98.6	119
			1	107.1	150
			1.5	121.4	192
	4.7	208.76	0.4	83.2	89
			0.6	93.3	112
			0.8	95.3	126
	8.3	262.29	1	104	140
			1.5	114.9	171
			0.6	70.3	62
	13	181.03	0.8	80.2	80
			1	88.9	98
			1.5	93.6	129
	18.2	178.21	0.6	76.3	75
			0.8	83.6	90
			1	88.9	103
	21.3	225.38	1.5	103.7	142
			0.8	91.8	113
			1	101.2	134
	9.3	370.84	1.5	115.7	178
			2	129.8	222
			0.8	80.9	85
	17.3	285.2	1	88.2	100
1.5			100.4	126	
2			106.2	146	
13.7	173.34	0.45	54.6	35	
		0.6	59.4	42	
		0.8	62	44	
17.8	205.15	0.6	66.1	90	
		0.8	93.7	107	
		1	97.2	116	
9.9	214.68	1.5	110.7	150	
		0.6	79.2	83	
		0.8	86.6	99	
17.6	245.98	1	92.7	115	
		1.5	108.1	159	
		0.8	101.3	133	
9.9	214.68	1	107.8	151	
		1.5	121.1	190	
		2	132.3	230	
17.6	245.98	0.5	71.7	66	
		0.6	77.7	75	
		0.8	81.9	86	
8.2	356.18	0.7	104.5	145	
		0.8	108.2	150	
		1	110.8	155	
5.7	354.75	1.5	119.2	183	
		0.6	70.2	57	
		0.8	74.6	65	
5.9	312.44	1	79.3	74	
		1.5	91.9	100	
		0.4	68.27	50	
10.9	369.85	0.6	74.9	63	
		1	86.7	87	
		1.5	95.2	107	
17.5	293.56	0.4	68.6	55	
		0.6	77.6	71	
		0.8	81.4	79	
17.7	240.58	1	92.2	101	
		1.5	105.6	134	
		0.6	66.6	51	
17.5	293.56	0.8	73.7	63	
		1	78.4	74	
		1.5	91	99	
17.7	240.58	1.5	105.7	151	
		2	129.7	205	
		0.8	103.1	130	
17.7	240.58	1	110.8	151	
		1.5	127.2	201	
		2	142.5	252	

VI. CORRELACIONES ENTRE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

La interpretación de la información obtenida de los ensayos de campo y laboratorio con el uso de correlaciones empíricas conduce a la identificación indirecta del tipo de suelo y a la estimación de algunas de sus propiedades de un modo rápido, sencillo y económico. Para la aplicación confiable de las correlaciones a un sitio en particular, es fundamental que sus condiciones geotécnicas sean similares a las del lugar en donde se han obtenido, pero preferentemente se recomienda establecer las correlaciones para los suelos del sitio en estudio.

En este capítulo se relacionan los resultados de ensayos de campo y de laboratorio de la zona del ex-Lago, con lo cual se definen algunas correlaciones empíricas a partir de la humedad natural y de la resistencia de punta obtenida con el cono eléctrico; se analizan también los datos de disipación de presión de poro obtenidos con el piezocono (Sitio 8), con la finalidad de estimar algunos parámetros de consolidación.

VI.1 Correlaciones a partir de la resistencia de punta obtenida con el cono eléctrico

Debido a su relativa simplicidad, economía y capacidad de repetición, la penetración con cono estático es una técnica de investigación *in situ* muy común para caracterizar a un suelo, ya que además de definir a detalle la estratigrafía de los suelos que son penetrados, se pueden estimar algunas propiedades mecánicas y dinámicas a través de correlaciones.

Las diferentes correlaciones encontradas se enfocan básicamente a los siguientes aspectos: contenido de agua, obtención de parámetros de resistencia y compresibilidad, y para estimar las velocidades de ondas de cortante.

VI.1.1 Resistencia

Una de las principales aplicaciones de la prueba de penetración de cono es la evaluación de la resistencia al corte no drenada de arcillas. El modelo teórico de las correlaciones entre q_c y c_u se apoya básicamente en la teoría de capacidad de carga de pilotes, ya que el sondeo de cono es una prueba de carga con un pilote miniatura.

La relación teórica entre la capacidad de carga y la resistencia al corte se expresa como:

$$q = c_u N_c + \sigma_v \dots\dots\dots(6.1)$$

- donde
- q_c es la capacidad de carga última
 - c_u es la resistencia al corte no drenada
 - N_c es el factor de capacidad de carga
 - σ_v es el esfuerzo total

Begemann fue el primero en plantear que de la expresión 6.1 debe eliminarse el término σ_v por ser poco significativo (Santoyo et al., 1989). Al eliminar dicho término, q puede ser remplazada por la resistencia de punta (q_p). En consecuencia, es necesario definir un nuevo factor (N_k), el cual represente la relación de la resistencia de punta del penetrómetro y la resistencia al corte no drenada. N_k es el llamado factor de proporcionalidad del cono el cual no es estrictamente un factor de capacidad de carga y difiere del valor teórico de N_c .

Así, de la ecuación de capacidad de carga se han adoptado las siguientes relaciones:

$$c_u = \frac{q_c}{N_k} \dots\dots\dots(6.2)$$

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_v}{N_c} \dots\dots\dots(6.3)$$

Aunque teóricamente la relación es simple, los valores reportados de N_c y N_u no son constantes ni cercanos al valor teórico ($N_c=9.5$; Meyerhof, 1951); la dispersión puede asociarse a la influencia de diversos factores: la velocidad de penetración del cono, la forma y dimensiones de la punta del penetrómetro, el método de ensaye con el que se determina la resistencia al corte, la calidad de las muestras y la del ensaye de laboratorio.

Begemann (1963, 1965), usando consideraciones teóricas y evidencias experimentales, sugiere que el valor de N_c para el penetrómetro eléctrico es aproximadamente 14. Para las arcillas de la ciudad de México, Santoyo reporta valores de $N_c=13$ (Santoyo et al., 1989).

Del estudio geotécnico realizado en el ex-Lago de Texcoco para la construcción del nuevo aeropuerto internacional de la ciudad de México (Romo et al., 2001), se determinaron ambos factores de proporcionalidad a partir de los resultados de ensayos de campo y laboratorio efectuados para dicho proyecto. Las resistencias no drenadas se obtuvieron de ensayos triaxiales UU y las resistencias de punta de los ensayos de cono empleando una velocidad de penetración de 2 cm/s (Sitios 1, 14 y 29). Los esfuerzos totales se calcularon a partir de los pesos volumétricos obtenidos en los diferentes ensayos de laboratorio.

Los valores de q y $(q - \sigma_v)$ se grafican contra los valores de c_u (Figura VI.1); para cada sitio se traza una recta de ajuste. En ambas graficas se observa que para el Sitio 14, la recta obtenida tiene una pendiente mayor a la de las otros dos. El comportamiento observado en este sitio localizado cerca del Caracol, se asocia a la preconsolidación causada por el bombeo (el OCR calculado fue de 1.44). Debido a que la historia de esfuerzos del Sitio 14 es diferente a la del 1 y 29, no se incluye en la correlación para determinar los factores de proporcionalidad H y N , (Figura VI.2).

En ambas correlaciones (Figura VI.2) se obtienen coeficientes de correlación altos ($R^2=0.947$ para N_c y $R^2=0.9675$ para H), debido a que se muestra muy poca dispersión entre los datos y la línea de ajuste. Sin embargo el ajuste al considerar únicamente los valores de q es mejor, por lo que se recomienda su uso por ser más práctica.

En general, no existe una relación única entre la resistencia a la penetración y la no drenada, pero para esta arcilla en particular, se han establecido las siguientes correlaciones:

$$c_u = \frac{q_c}{13.2} \dots\dots\dots(6.4)$$

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_v}{10.1} \dots\dots\dots(6.5)$$

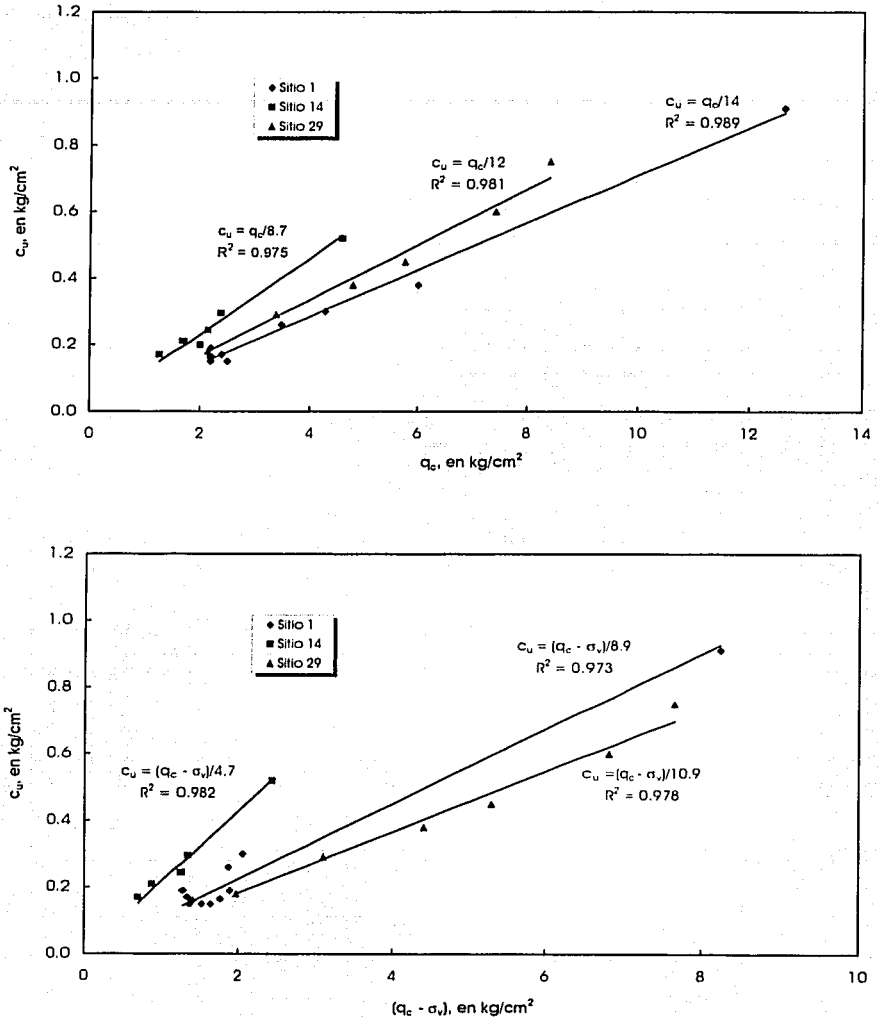


Figura VI.1 Resistencia de punta y resistencia no drenada en tres sitios del ex-Lago de Texcoco

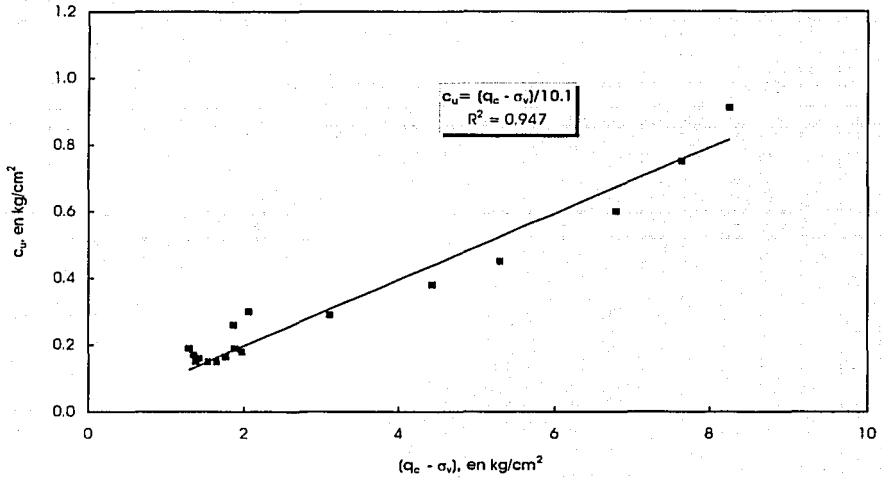
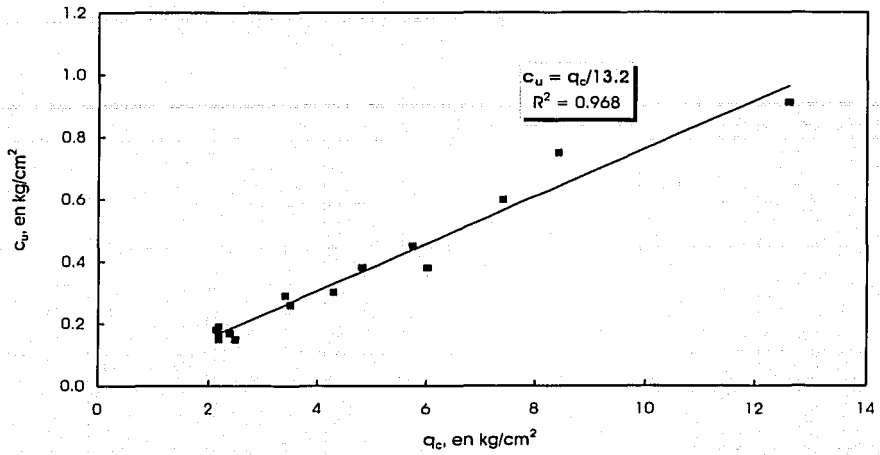


Figura VI.2 Correlación para estimar la resistencia no drenada a partir de la resistencia a la penetración obtenida con el cono

Si comparamos el valor de N_c obtenido por Santoyo para arcillas normalmente consolidadas de la ciudad de México con el estimado para el ex-Lago de Texcoco, estos son casi iguales. Sin embargo, para las arcillas de Texcoco las condiciones de resistencia son más desfavorables. El valor de N_c es ligeramente mayor al valor teórico de Meyerhof.

Aunque los factores N_c y N_e obtenidos pueden ser de gran utilidad para estimar aproximadamente la resistencia no drenada en otros sitios ensayados con el cono eléctrico, deben usarse con cautela debido a que su obtención está basada en muy pocos ensayos de laboratorio.

VI.1.2 Contenido de agua

La humedad de un suelo está relacionada con su resistencia: a mayor contenido de agua menor resistencia y viceversa. Para relacionar c_u con la humedad natural, se grafican las resistencias no drenadas obtenidas de los ensayos UU y su respectivo contenido de agua (Figura VI.3). Lamentablemente la información referente a la resistencia obtenida en laboratorio es escasa y el comportamiento observado en el gráfico no es el esperado, ya que los datos muestran gran dispersión y no se pueden ajustar a una línea de tendencia.

Intentando disminuir la dispersión entre los puntos del gráfico, se corrigen los contenidos de agua siguiendo el método propuesto en el Capítulo IV. La información obtenida se compara con la de los contenidos de agua aparentes (Figura VI.3). Como se puede apreciar en dicho gráfico, no se reduce la dispersión, sólo se observa un desplazamiento de los puntos hacia la derecha, ya que los contenidos de agua corregidos aumentan, hasta en un 40% del valor aparente.

Aplicando el factor de correlación N_c obtenido en párrafos anteriores, se estiman las resistencias no drenadas a partir de las resistencias del cono, y se grafican con su respectivo contenido de humedad (Figura IV.4). En este caso, los contenidos de agua no se corrigieron por no contar con las densidades de sólidos para todas las muestras.

A diferencia del gráfico de la Figura VI.3, en la Figura VI.4, sí se define una tendencia entre los puntos. Se traza una curva del tipo exponencial, sin embargo el coeficiente de correlación es bajo ($R^2=0.685$). Algunos de los factores que pudieran estar influyendo en la calidad de esta correlación son: el contenido de agua, el cual no se corrigió por el efecto de la salinidad, además, hay que considerar que la resistencia no drenada se deriva también de una correlación empírica.

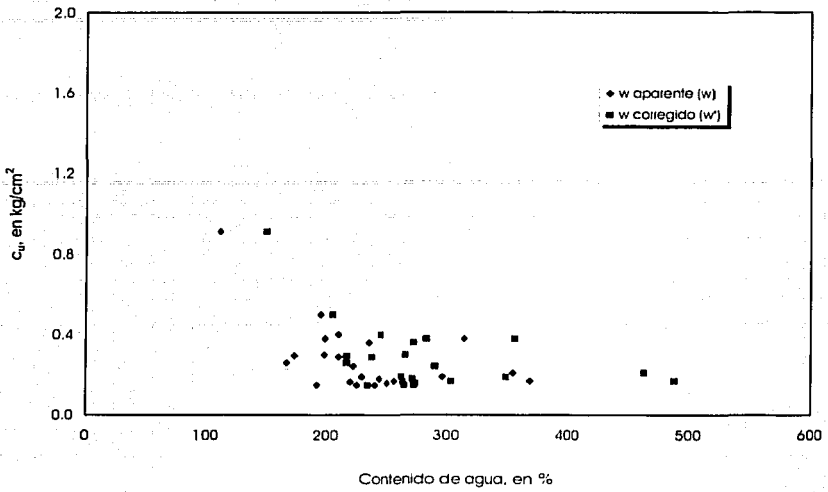


Figura VI.3 Variación del contenido de agua con la resistencia no drenada de laboratorio

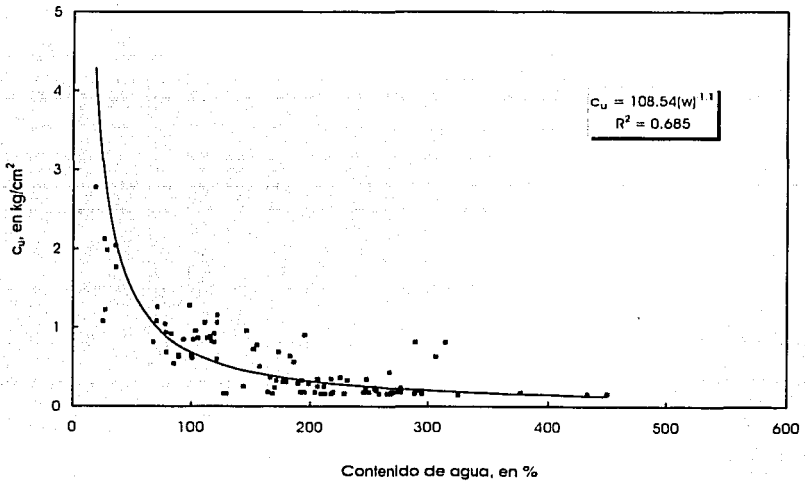


Figura VI.4 Variación del contenido de agua con la resistencia no drenada calculada a partir de la resistencia del cono

Confrontando la relación de resistencia no drenada vs. contenido de agua obtenida por Mazari (Mazari, 1996) para la arcilla de la ciudad de México (Marsal y Mazari, 1987), con la del ex-Lago de Texcoco, se nota una clara tendencia entre ambas propiedades para ambos sitios, Figura VI.5. Se observa una ligera dispersión entre contenidos de 200 y 300 %, la cual se atribuye a las condiciones bajo las cuales se obtuvo la resistencia, ya que para la arcilla de la ciudad de México se obtiene de ensayos de compresión simple y para las del ex-Lago, de ensayos del tipo UU. Sin embargo, se confirma que la resistencia no drenada del suelo depende de su contenido de agua.

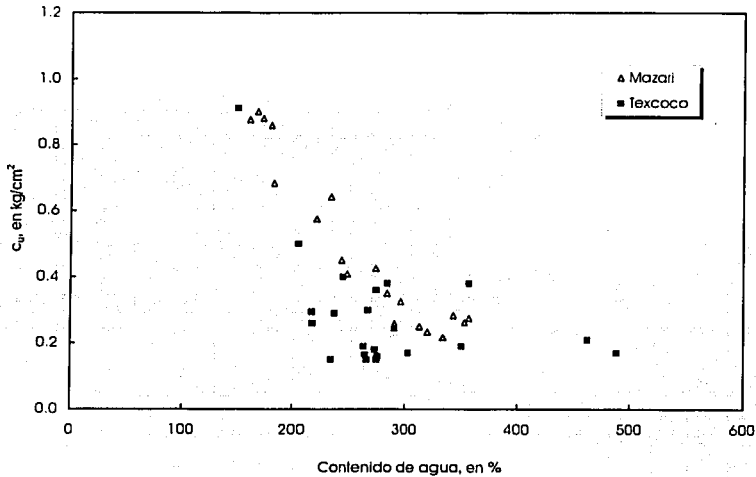


Figura VI.5 Resistencia vs. contenido de agua. Datos obtenidos para la ciudad de México y el ex- Lago de Texcoco

VI.1.3 Esfuerzos

VI.1.3.1 Esfuerzos efectivos

Debido a que la resistencia q_c es directamente proporcional a la resistencia c_u , y la relación entre c_u y el esfuerzo efectivo es constante para arcillas normalmente consolidadas o ligeramente preconsolidadas, se puede establecer una relación entre la resistencia de punta y los esfuerzos efectivos como sigue (Santoyo et al., 1989):

$$q_c = N_\sigma \sigma_v' \dots\dots\dots(6.6)$$

donde N_σ es un factor de proporcionalidad
 σ_v' es el esfuerzo vertical efectivo

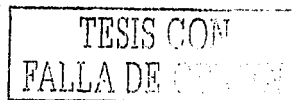
Al aplicar esta expresión, se estiman de manera aproximada los esfuerzos efectivos sin conocer la variación de las presiones del poro en el subsuelo.

Para los suelos arcillosos del ex-Lago de Texcoco se determinó el valor de N_σ a partir de los datos de esfuerzos efectivos y las resistencias obtenidas con el cono de los Sitios 1, 4 y 8; el Sitio 14 no se considero por su condición de preconsolidación. Los esfuerzos efectivos se calcularon con los resultados de los ensayos de laboratorio y con las mediciones de presiones de poro obtenidas con los piezómetros abiertos y con el piezocono (Sitio 8).

Se graficó q_c vs. σ_v' , los datos se ajustaron a una línea de tendencia cuya pendiente es el inverso del valor del factor de proporcionalidad ($N_\sigma=6.1$), Figura Vi.6. Debido a la dispersión mostrada en el ajuste, el valor del coeficiente R^2 es bajo ($R^2=0.89$), por lo que la relación debe usarse con cautela al estimar los esfuerzos efectivos de algún sitio de interés en donde no se cuente con registros de medición de la presión de poro.

La mayor dispersión se presenta a resistencias altas, que corresponden a arcillas de la FAI, y sobre todo en arcillas cercanas a los estratos sometidos al bombeo; además, hay que considerar, que los esfuerzos efectivos están calculados a partir de las presiones de poro medidas en puntos específicos, considerando un comportamiento lineal entre dichos puntos, sin embargo en los estratos arcillosos no lo es. Finalmente, la expresión empírica que establece la relación entre la resistencia de punta y los esfuerzos efectivos es:

$$\sigma_v' = \frac{q_c}{6.1} \dots\dots\dots(6.7)$$



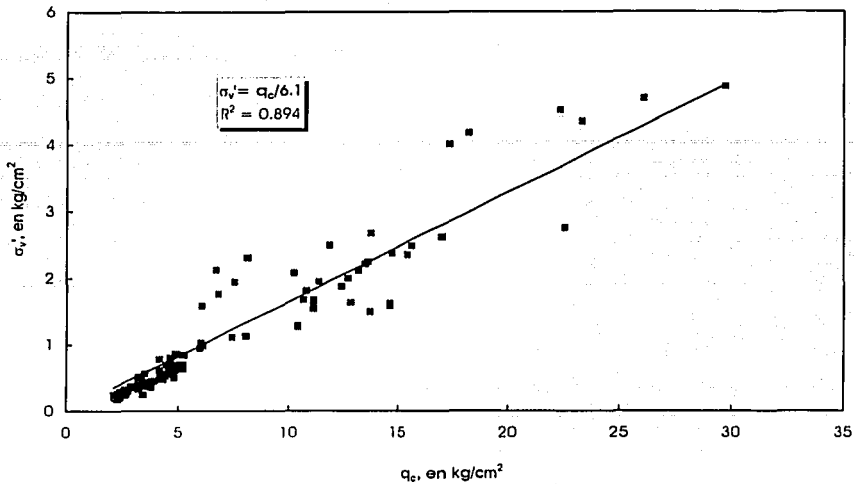


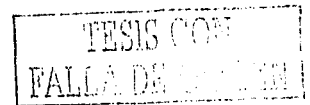
Figura VI.6 Correlación de la resistencia a la penetración del cono con el esfuerzo vertical efectivo

VI.1.3.2 Esfuerzos de preconsolidación

La presión de preconsolidación (σ_{pc}) y el OCR son características de fundamental importancia en los suelos arcillosos, que se obtienen de ensayos de consolidación unidimensional en muestras inalteradas. Sin embargo, se tienen varios inconvenientes con la exacta determinación de σ_{pc} , ya que los métodos gráficos de interpretación no permiten obtener un valor único del esfuerzo crítico, y el principal problema es la alteración que el suelo sufre durante el muestreo y/o el labrado de la probeta, lo que lleva a resultados no representativos del comportamiento del suelo *in situ*. Además el número de ensayos realizados para un proyecto es siempre limitado, debido a que la prueba es un proceso largo y costoso.

Por lo expuesto anteriormente, es difícil definir con exactitud un perfil de esfuerzo de preconsolidación para un depósito. Considerando las dificultades antes planteadas, es útil determinar el esfuerzo de preconsolidación de correlaciones a partir de la resistencia de punta. Tavenas y Leroueil (1987) apoyándose en la teoría de capacidad de carga, obtuvieron muy buenas correlaciones entre ($q_c - \sigma_v$) y σ_{pc} , mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_{pc} = \frac{q_c - \sigma_v}{N_{qc}} \dots\dots\dots(6.8)$$



donde N_{pc} es el factor de proporcionalidad entre el cono y el esfuerzo de preconsolidación.

Aplicando la expresión 6.8, en la Figura VI.7 se presenta la relación de q_c y σ_{pc} , notando una clara tendencia entre ambos parámetros, aunque al ajustar los datos a una línea de tendencia el coeficiente de correlación es bajo ($R^2 = 0.89$). Se obtiene $N_{pc} = 3.7$ para las arcillas del ex-Lago de Texcoco, con el cual define la siguiente ecuación de correlación:

$$\sigma_{pc} = \frac{q_c - \sigma_v}{3.7} \dots\dots\dots(6.9)$$

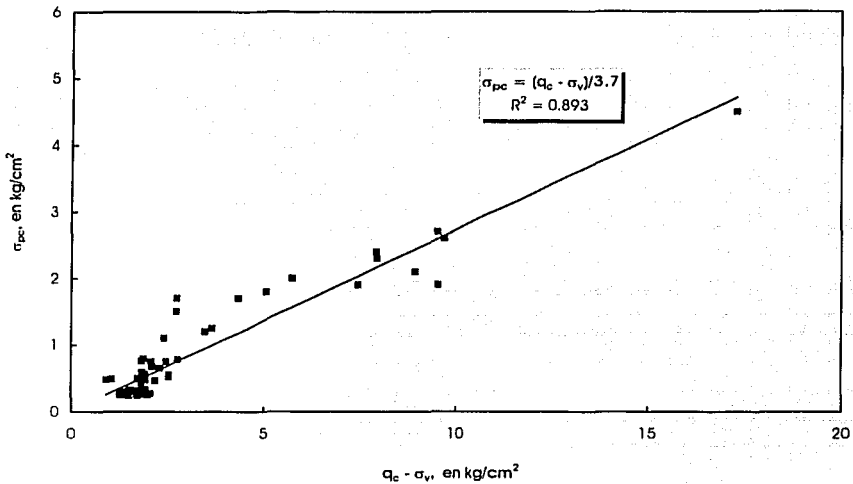


Figura VI.7 Relación entre la resistencia de cono y la presión de preconsolidación en arcillas del ex-Lago de Texcoco

En el subcapítulo VI.1.1, se observó que la mejor correlación para estimar la resistencia c_u se obtiene sin considerar el término correspondiente a los esfuerzos totales, siguiendo el mismo criterio, se obtuvo otra correlación para estimar los esfuerzos de preconsolidación. La Figura VI.8 muestra la relación entre ambos parámetros, se nota menos dispersión y un mejor factor de ajuste ($R^2=0.95$) con relación al de la Figura VI.7. Finalmente, la mejor expresión para estimar los esfuerzos de preconsolidación a partir de un sondeo de cono eléctrico es :

$$\sigma_{pc} = \frac{q_c}{5.3} \dots\dots\dots(6.10)$$

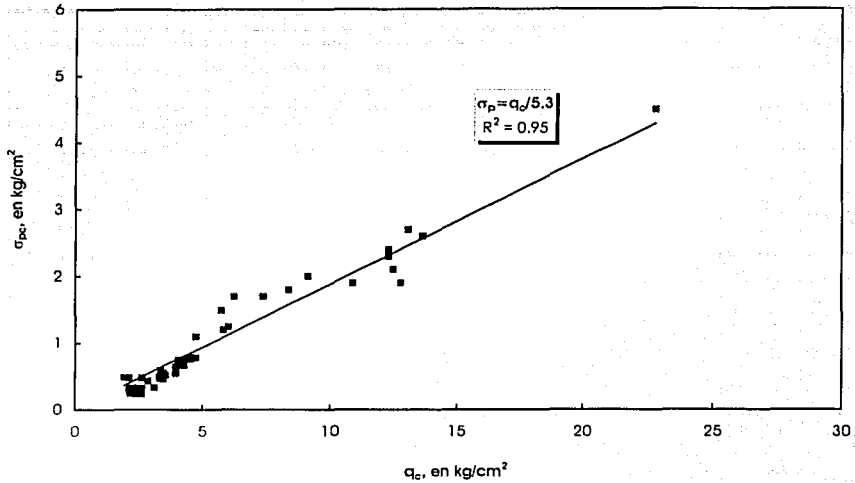


Figura VI.8 Relación entre la resistencia de cono y el esfuerzo de preconsolidación en arcillas del ex-Lago de Texcoco

VI.1.4 Compresibilidad

VI.1.4.1 Módulo de compresibilidad volumétrica

Para correlacionar la resistencia a la penetración obtenida con el cono estático y la compresibilidad, aparentemente no existen teorías que relacionen rigurosamente ambas propiedades. Sin embargo, considerando que al aumentar la resistencia del suelo, su estructura se hace más compacta y en consecuencia su deformabilidad disminuye. Se ha establecido una correlación experimental para las arcillas de la ciudad de México (Santoyo et al., 1989), la cual permite estimar los módulos de compresibilidad a partir de la resistencia del suelo obtenida con el cono .

En arcillas del ex-Lago de Texcoco, se siguió el mismo criterio para obtener dicha correlación, para lo cual fue necesario calcular los módulos de compresibilidad volumétrica del tramo virgen de las curvas de compresibilidad obtenidas en los ensayos de consolidación unidimensional (Sitios 1, 4, 8, 14, 18 y 29) y posteriormente se determinaron las resistencias del cono correspondientes a las profundidades ensayadas. Los resultados obtenidos se presentan en la Figura VI.9.

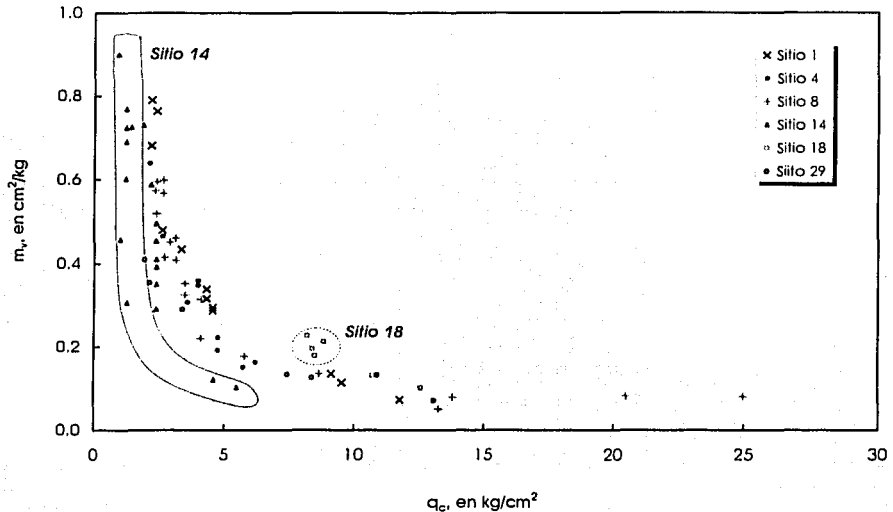


Figura VI.9 q_c y m_v de los Sitios ensayados en el ex Lago de Texcoco

En la Figura VI.9 se observa que casi todos los datos obtenidos siguen el mismo comportamiento, a excepción de los correspondientes a los de los Sitios 14 y 18. Para el Sitio 18 el comportamiento se atribuye a la estratigrafía que se presenta en esta zona (de transición), ya que es aquí donde se tienen los menores espesores de estratos compresibles y las resistencias más altas de la zona; y el Sitio 14, es el más preconsolidado de todos. Debido a que estos dos sitios no tienen la misma historia de esfuerzos de los demás, los datos no se incluyeron en la correlación final, Figura VI.10. En esta gráfica se agregan datos que corresponden a las arcillas del centro de la ciudad de México (Tamez et al., 1997).

Los datos de ambos sitios (Centro Histórico y Texcoco), se ajustan una curva de tendencia cuya ecuación es del tipo exponencial, la cual representa la correlación entre ambas propiedades.

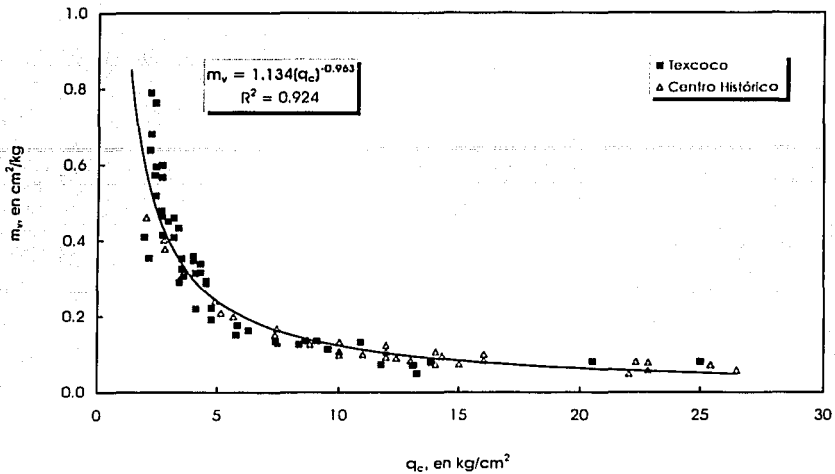


Figura VI.10 Correlación de la compresibilidad obtenida en el laboratorio y la resistencia a la penetración del cono para las arcillas del Centro Histórico de la ciudad de México y las del ex - Lago de Texcoco

VI.1.4.2 Módulo de rigidez odométrico

Otra forma de correlacionar la compresibilidad y la resistencia es usando el módulo de rigidez odométrico, λ_f (Robertson y Campanella, 1983), empleando la siguiente expresión:

$$\lambda_f = 1/m_v = \alpha q_c \dots\dots\dots(6.11)$$

Donde α , es el factor de proporcionalidad. Al graficar el inverso de los valores de λ_f contra la resistencia de punta y trazar una línea de tendencia cuya pendiente es el coeficiente $\alpha = 0.75$, se observa que para resistencias menores a 20 kg/cm^2 no hay gran dispersión entre los puntos, pero a mayores resistencias, éstos se alejan mucho de la línea de tendencia, y en consecuencia el coeficiente de correlación (R^2) disminuye (Figura VI.11). Por tal motivo se decidió presentar la misma gráfica pero usando escala logarítmica en ambos ejes con el objetivo de obtener una mejor correlación (Figura VI.12). Al ajustar los datos a una curva exponencial, la ecuación obtenida es la inversa de la ecuación presentada en la Figura VI.10.

Comparando los valores de m_v calculados con la correlación y los obtenidos de las curvas de compresibilidad, los m_v de la correlación están entre -20 y +20 % de los obtenidos del laboratorio.

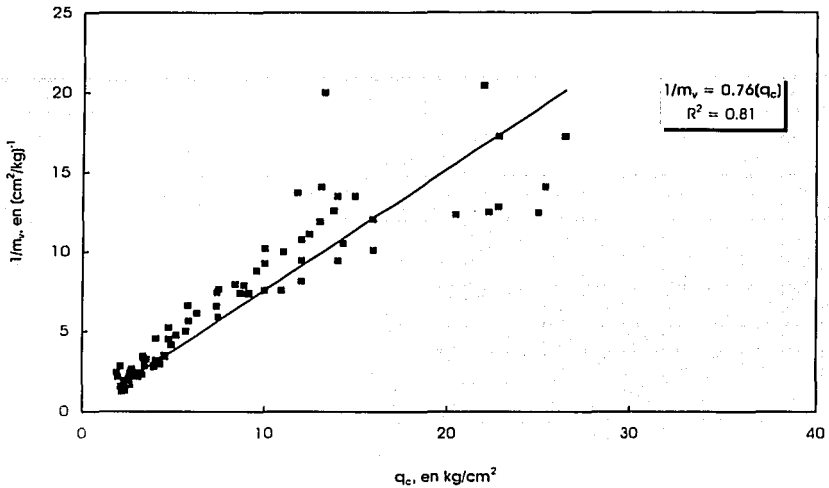


Figura VI.11 Correlación de la resistencia a la penetración del cono y el módulo de rigidez odométrico (λ)

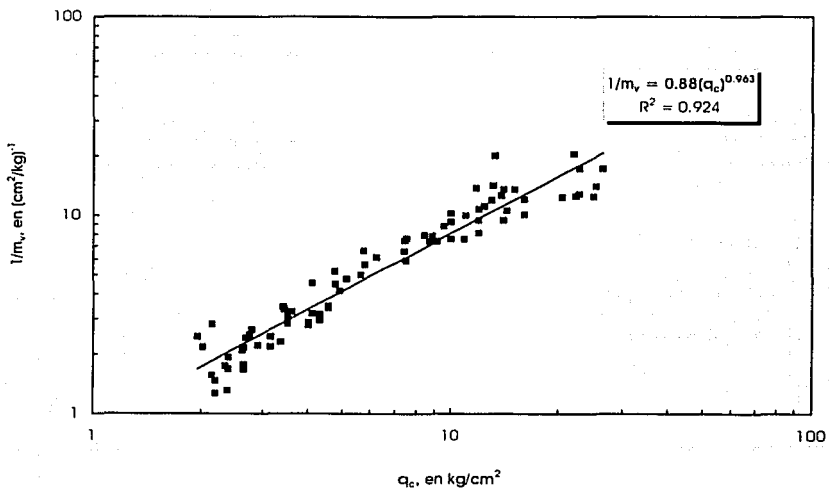


Figura VI.12 Correlación de la resistencia del cono y el módulo de rigidez odométrico (λ), usando escala logarítmica.

La expresión que se obtiene para determinar los parámetros de compresibilidad a partir de la resistencia de punta usando el módulo de rigidez odométrico es:

$$\lambda = \frac{1}{m_v} = 0.88 (q_c)^{0.963} \dots\dots\dots(6.12)$$

VI.1.4.3 Índice de compresibilidad

Se intentó relacionar el índice de compresibilidad (C_c) con la resistencia de punta, esperando que ambos parámetros tuvieran un comportamiento similar al de m_v y q_c , pero los resultados obtenidos no fueron satisfactorios (Figura Vi.13).

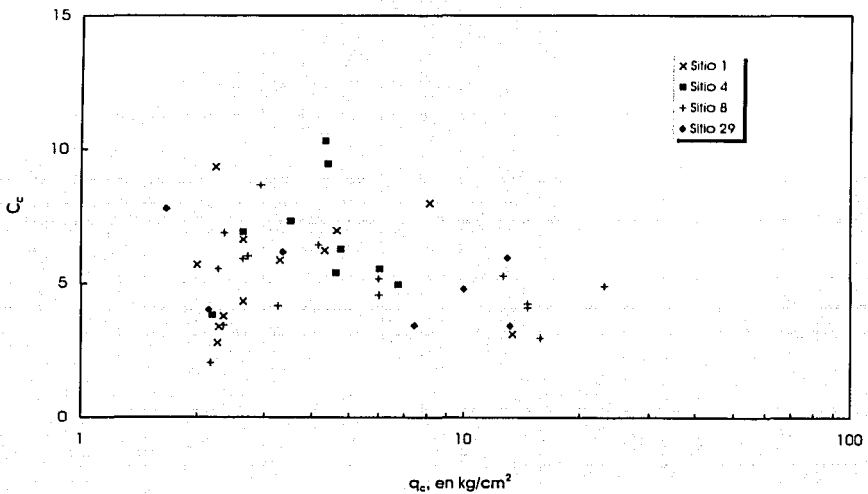


Figura Vi. 13 Resistencia a la penetración e Índice de compresibilidad

Diversas correlaciones se han desarrollado para relacionar el índice de compresibilidad con propiedades índice del suelo (Rendon, 1980), como el contenido de agua, el límite líquido y la relación de vacíos inicial.

Con la información del ex-Lago referente a la compresibilidad y contenido de agua, se obtuvo una correlación entre ambos parámetros (Figura IV.14). En el Capítulo IV, se dijo que para determinar correlaciones a partir de propiedades índice, éstas se tienen que modificar por el efecto de la salinidad. Por lo tanto, los contenidos de agua se corrigieron aplicando la fórmula propuesta por Marsal y Graue (1969). Las concentraciones de sal que se utilizaron fueron las estimadas con la expresión 4.3 (Capítulo IV); de esta forma, sólo se obtiene un valor aproximado de dicho contenido de sales, y en consecuencia del contenido de agua corregido. A este factor se atribuye que la correlación no sea de buena calidad, sin embargo la relación obtenida $C_c = 0.016 w$, es similar a las reportadas por Rendón (1980), $C_c = 0.01 w$ y $C_c = 0.0115 w$.

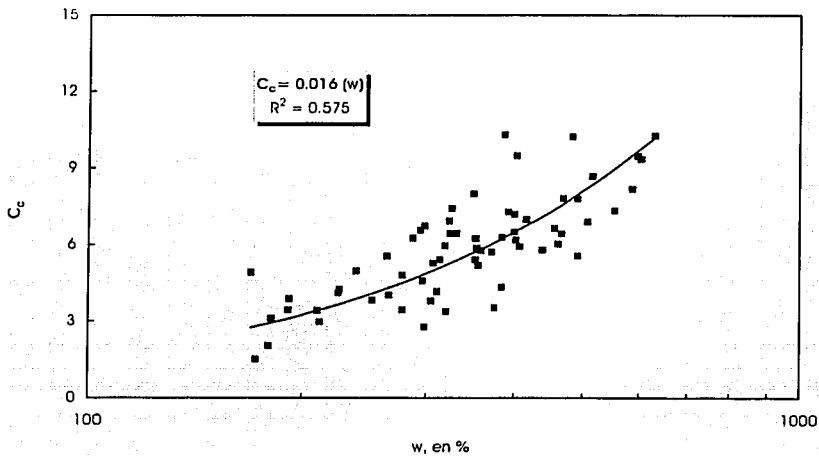


Figura VI.14 Relación entre el contenido de agua y el índice de compresibilidad

Se relacionó el índice de compresibilidad con la relación de vacíos (Figura VI.15). Al igual que en la correlación anterior, se muestra una ligera dispersión entre los datos, sin embargo, si se pueden ajustar a una recta.

Es importante que se obtenga este tipo de relaciones para otros suelos del Valle de México y compararlas con las del ex-Lago, para observar si el comportamiento de estas propiedades es similar para todas las arcillas del valle.

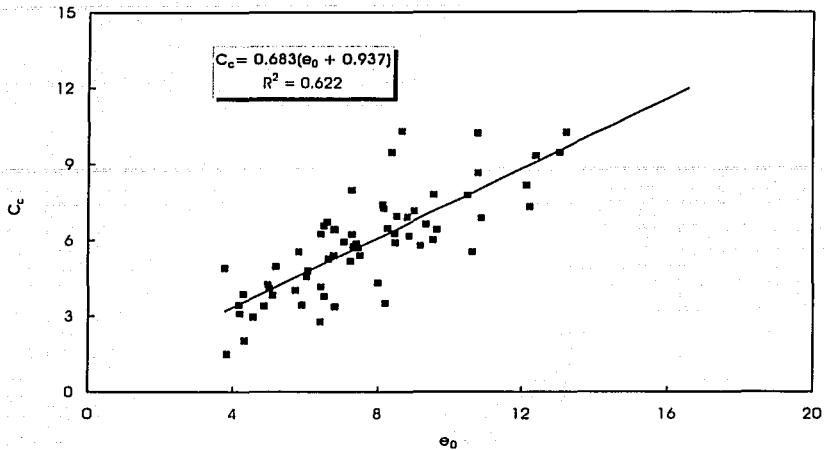


Figura VI.15 Relación entre la relación de vacíos y el índice de compresibilidad

VI.1.5 Velocidades de onda de corte

Para analizar la respuesta sísmica de depósitos de suelo es necesario conocer las propiedades dinámicas que lo caracterizan. Los parámetros dinámicos se obtienen de ensayos de laboratorio en muestras inalteradas (en columna resonante, péndulo de torsión y cámara triaxial cíclica) y de ensayos de campo (cross-hole, down-hole, cono sísmico y sonda suspendida). En los ensayos de laboratorio se determina el módulo de rigidez al cortante (G) y el amortiguamiento (λ), con los de campo se obtiene la velocidad de las ondas de corte (V_s), a partir de la cual se calcula indirectamente el módulo de rigidez.

Otra forma de caracterizar dinámicamente a un suelo es usando correlaciones que relacionan los parámetros dinámicos y otras propiedades de fácil determinación, como lo es el caso de la resistencia a la penetración del cono. Ovando y Romo proponen una expresión analítica para calcular las V_s de estratos arcillosos a partir de q_c , la cual está basada en la teoría de la expansión de cavidades cilíndricas y un modelo hiperbólico que considera el comportamiento no lineal de las arcillas (Ovando et al., 1991).

$$V_s = \eta \left(\frac{q_c}{N_{kv} \gamma_s} \right)^{0.5} \dots\dots\dots(6.13)$$

donde γ_v es el peso volumétrico del suelo, en t/m^3
 q_c es la resistencia de punta, en t/m^2
 V_p es la velocidad de onda, en m/s
 η y N_{kv} son coeficientes que dependen del tipo de suelo. Los valores sugeridos por Ovando para estos parámetros en suelos del ex Lago de Texcoco se indican en la Tabla VI.1. Estos valores se obtuvieron de un programa experimental de campo.

Tabla VI.1 Valores de los coeficientes N_{kv} y η usados para estimar V_s (Ovando et al., 1990)

Tpo de suelo	Valores de N_{kv}			η
	Máximo	Medio	Mínimo	
Arcillas del ex Lago de Texcoco preconsolidado y vírgen	10	9.5	9	23.33

Tomando como referencia la expresión propuesta y buscando una que sea representativa del suelo en estudio, se grafica el cuadrado de las velocidades de ondas de corte obtenidas con el cono sísmico en los Sitios 14 y 18 y sus respectivas resistencias de punta (Figura VI.16).

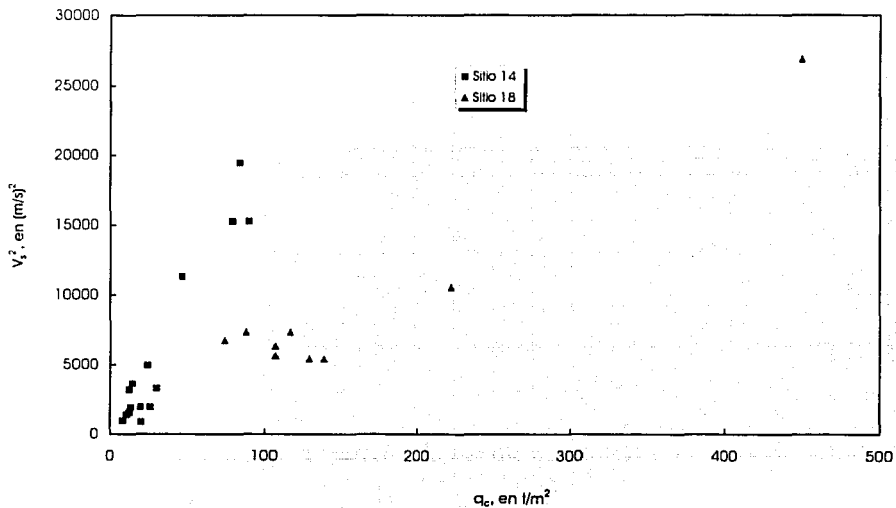
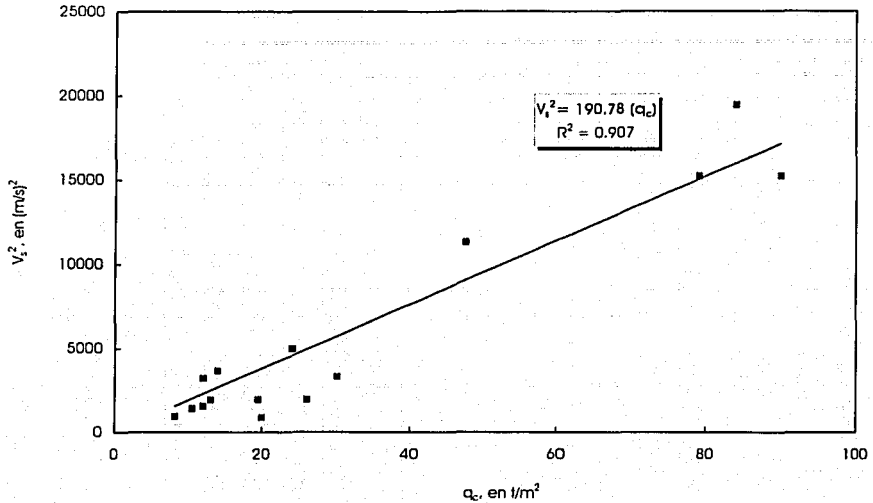
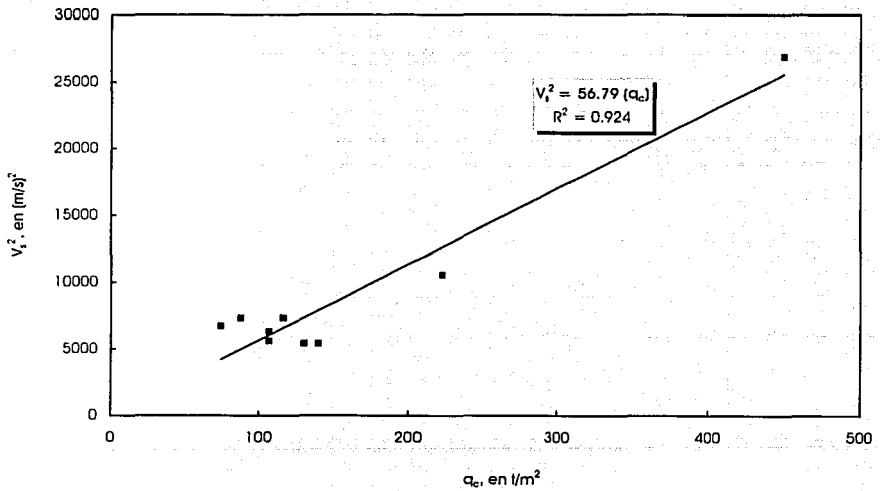


Figura VI.16 Variación de V_s^2 con q_c

Se observa que existe gran dispersión entre los datos de un sitio y otro, por lo que se traza una línea de tendencia para cada uno, con lo cual se contempla una amplia diferencia entre las pendientes de las rectas trazadas (Figura VI.17).

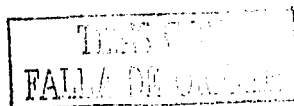


Sitio 14



Sitio 18

Figura VI.17 Correlación para estimar las velocidades de onda



Igualando la ecuación obtenida para cada sitio con el cuadrado de la expresión propuesta por Ovando, se estima el valor de N_{cv} . Los valores usados para los otros términos de la ecuación son: $\eta = 23.33$ (valor estimado para el ex-Lago de Texcoco, Tabla VI.1) y el peso volumétrico de 1.15 t/m^3 (obtenido en los ensayos de laboratorio). Para el Sitio 14 se obtuvo $N_{cv} = 2.43$ y para el Sitio 18 $N_{cv} = 8.33$. Al comparar estos valores con los de la Tabla V.1 se observa que el del Sitio 14 es mucho menor, sin embargo el del Sitio 18 es parecido al valor medio propuesto para arcillas del ex-Lago de Texcoco preconsolidado y virgen.

En párrafos anteriores se dijo que el Sitio 14 tiene características peculiares que hacen que sus propiedades difieran de las de los otros sitios, para este caso no es la excepción, ya que se observan velocidades de onda más altas que las obtenidas en el Sitio 18 para valores de resistencias similares, lo que hace que el coeficiente N_{cv} disminuya considerablemente. Debido al escaso número de ensayos de cono sísmico realizados, no se determinó un valor de N_{cv} representativo de toda la zona estudiada. Sin embargo, para el Sitio 18 se corroboraron los valores propuestos en otros estudios realizados.

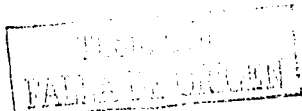
Finalmente, después de estimar las velocidades de onda, el modulo de rigidez máximo $G_{m\acute{a}x}$, se define a través de la siguiente ecuación de la teoría de la elasticidad:

$$G_{m\acute{a}x} = \frac{V_s^2}{g} \gamma_s \dots\dots\dots(6.14)$$

VI.2 Correlaciones a partir de los datos de disipación de presión de poro obtenidos con el piezocono

En diversos países el piezocono ha sido una herramienta muy útil para el reconocimiento geotécnico de suelos arcillosos, ya que además de proporcionar las resistencias de punta desarrolladas durante la penetración del cono, se obtienen las presiones de poro generadas por el hincado. Como alternativa al hincado continuo, se puede estudiar la disipación de la presión intersticial a una determinada profundidad. Para hacerlo, la penetración del cono se detiene y se registra la disminución de la presión con el tiempo, con lo que se obtienen curvas de consolidación.

En el estudio geotécnico de la zona del ex-Lago de Texcoco, se realizó un ensayo de piezocono. El piezocono usado, está constituido por un piezómetro electro resistivo colocado cerca de la punta conica. En el ensayo se hizo penetrar la punta a profundidades específicas dentro de las masas arcillosas. Una vez alcanzada la profundidad deseada se detuvo la penetración y se observó la evolución de la presión de poro (Figura VI.18); cuando la presión alcanzó un estado de equilibrio se suspendió la prueba y se hincó la punta cónica hasta la siguiente profundidad de interés.



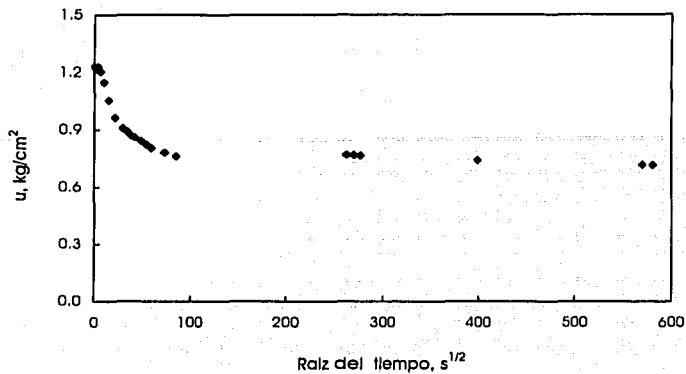


Figura VI.18 Curva de disipación de presión de poro obtenida con el piezocono a 9 m de profundidad

De la interpretación de las curvas de disipación se obtienen valores aproximados del coeficiente de consolidación en el sentido horizontal (C_{h1}), de la permeabilidad y de la presión de poro dentro de la arcilla. Además, por medio de correlaciones se puede deducir de un modo sencillo la resistencia al corte no drenada (c_u), el esfuerzo de preconsolidación (σ_{v1}) y el grado de preconsolidación (OCR), de la misma forma como se estiman usando un sondeo de cono eléctrico convencional.

Para analizar las curvas de disipación de presión de poro se presenta a continuación un método de interpretación.

VI.2.1 Método de interpretación

Baligh y Levadoux (citado en Levadoux y Baligh, 1986) proponen un método para analizar la disipación de la presión intersticial, el cual se basa en la teoría de consolidación. Los parámetros de consolidación que se obtienen son el coeficiente de consolidación y de permeabilidad en el sentido horizontal. Para determinar los del sentido vertical, existen algunas correlaciones establecidas, ya que debido a la anisotropía y a la estratigrafía estos parámetros son diferentes.

VI.2.1.1 Curvas de disipación normalizada

El primer paso en el método de interpretación consiste en normalizar los datos de disipación, mediante la expresión:

$$U = \frac{u - u_o}{u_i - u_o} \dots\dots\dots(6.15)$$

- donde U , es el exceso de presión de poro normalizado (a un tiempo t); vale 1 para $t=0$ y 0 para $t=\infty$
- u_o , es la presión de poro estática (ó in situ)
- u_i , es la presión de poro inicial a $t=0$
- u , es la presión de poro a un tiempo t

Posteriormente se grafica u contra la raíz del tiempo (Figura VI.19) y se determinan los tiempos de consolidación para diferentes grados de consolidación.

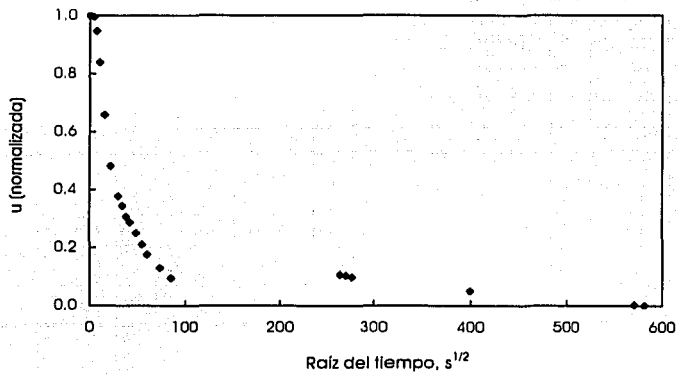


Figura VI.19 Curva de presión de poro normalizada a 9 m de profundidad



VI.2.1.2 Estimación de C_h (plezocono)

Para cierto grado de consolidación, el coeficiente C_h se calcula con la expresión:

$$C_{h(\text{plezocono})} = \frac{R^2 T}{t} \dots\dots\dots(6.16)$$

- donde
- R , es el radio del fuste del cono
 - t , es el tiempo correspondiente a ese grado de consolidación
 - T , es el factor tiempo para ese grado de consolidación

En la Tabla VI.2 se proporciona los valores del factor T para diferentes grados de consolidación (Grado de consolidación = $(1 - u) \cdot 100$) de acuerdo al tipo de cono usado y a la posición del elemento poroso (Levadoux y Baligh, 1986)

Tabla VI.2 Factor T para diferentes grados de consolidación

Angulo del cono	Posición del elemento poroso	Grado de consolidación (%)				
		20	40	50	60	80
60°	1	0.4	1.9	3.7	6.5	27.0
60°	2	0.7	3.0	5.6	10.0	39.0
60°	3	7.3	22.0	33.0	47.0	114.0
18°	1	0.1	0.5	1.4	3.6	24.0
18°	2	1.8	6.2	10.0	17.0	53.0
18°	3	5.9	16.0	25.0	37.0	86.0

Diferencias grandes entre valores de C_h a diferentes grados de consolidación indican que el método de interpretación propuesto no es aplicable debido a la distribución inicial inadecuada del exceso de presión de poro.

El cono usado en el Sitio ex-Lago de Texcoco fue de 60° y la posición del elemento poroso corresponde al tipo 2 (Figura VI.20).

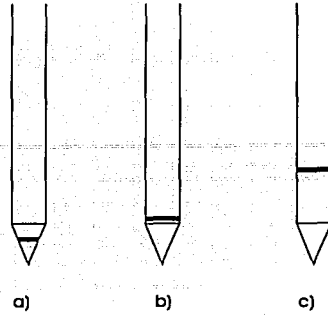


Figura VI.20 Localización del piezometro electro resistivo: a) tipo 1, b) tipo 2 y c) tipo 3, (Robertson et al., 1990, citado en Robertson et a., 1992)

V.2.1.3 Estimación de k_h (piezocono)

Estimaciones aproximadas del coeficiente de permeabilidad se obtienen de la expresión :

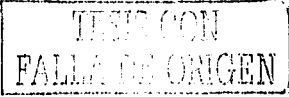
$$k_{h(\text{piezocono})} = \frac{\gamma_w}{2.3 \sigma'_{vo}} * RR_{(\text{piezocono})} * C_h \dots\dots\dots(6.17)$$

PESIS CON
FALLA DE ORIGEN

- donde,
- σ'_{vo} , es el esfuerzo vertical efectivo (kg/cm²)
 - γ_w , es el peso unitario del agua (kg/cm³)
 - RR , es el coeficiente de recompresión que controla la disipación alrededor del piezocono

El coeficiente de recompresión RR , representa la deformación por ciclo logarítmico del esfuerzo efectivo durante la recompresión y se determina de curvas de compresibilidad obtenidas en laboratorio.

Levadoux y Baligh (1986) sugieren que para problemas que involucran flujo de agua vertical en el rango de preconsolidación, el coeficiente de consolidación vertical $C_{v(\text{piezocono})}$, puede calcularse con la expresión:



$$C_v \text{ (piezocono)} = \frac{k_v}{k_h} C_h \text{ (piezocono)} \dots\dots\dots(6.18)$$

en donde k_v y k_h son los coeficientes de permeabilidad vertical y horizontal respectivamente. Estimaciones confiables de la anisotropía *in situ* de las arcillas expresada por la relación k_v/k_h son difíciles de determinar en el laboratorio debido a los efectos de tamaño de la muestra, grado de alteración, etc. Las pruebas *in situ* para determinar k_v/k_h son casi inexistentes (Levadoux y Baligh, 1986). La Tabla VI.3 proporciona estimaciones aproximadas de k_v/k_h para diferentes arcillas.

Tabla VI.3 Correlaciones empíricas y propiedades típicas (Baligh y Levadoux, 1980)

Naturaleza de la arcilla	k_v/k_h
No evidencia de lentes	1.2 ± 0.2
Ligeramente estratificada	2 a 5

Aplicando el método descrito a los ensayos de disipación, se determinaron $c_{h \text{ (piezocono)}}$ y $k_{h \text{ (piezocono)}}$. Con la finalidad de comparar los resultados de esta correlación con los obtenidos de ensayos de laboratorio, se considera la disipación del 50%.

VI.2.2 Resultados

Al analizar las diferentes curvas de disipación, se notó que la obtenida a 21.1 metros mostraba tiempos de disipación menores a las de las otras curvas. Revisando el sondeo de cono eléctrico, se observó que a esta profundidad se encuentra la capa dura. Consecuentemente, es posible que el material ensayado fuera una arcilla limosa o arenosa, lo que explica que la presión de poro se haya disipado más rápido que en los otros ensayos. Lo mismo ocurrió a la profundidad de 25.8 m, donde se ubica una lente de material resistente. Para estos casos no se estimaron los parámetros de compresibilidad.

Del resto de los ensayos se obtuvo la curva de disipación normalizada, posteriormente se calcularon los tiempos correspondientes a grados de consolidación de 20, 40, 50, 60 y 80 %. Se estimaron los coeficientes de consolidación y permeabilidad, verificando que no hubiera gran variación entre ambos parámetros para los diferentes grados de consolidación.

El coeficiente de recompresión (RR) se calculó de las curvas de compresibilidad obtenidas en el laboratorio a la misma profundidad a la que se desarrolló la prueba de disipación; en donde no se tenían ensayos de consolidación se consideró la profundidad más cercana, siempre y cuando no fuera mayor a 1 metro. Se obtuvieron valores de RR entre 0.7×10^{-2} y 5×10^2 . En las Tablas VI.4 y VI.5 se presentan los resultados del análisis.

Tabla VI.4 Coeficiente de consolidación obtenido con el piezocono, para diferentes grados de consolidación

Profundidad, m	C_h (piezocono), $m^2/día$				
	20	40	50	60	80
5.0	0.0243	0.0500	0.0616	0.0764	0.0975
9.0	0.1460	0.2845	0.3422	0.3437	0.3459
14.0	0.0949	0.1100	0.1100	0.1309	0.1650
20.0	0.0327	0.0458	0.0497	0.0509	0.0536
31.0	0.0292	0.0434	0.0570	0.0671	0.0975
31.1	0.0172	0.0275	0.0376	0.0466	0.0670

Tabla VI.5 Permeabilidad obtenida con el piezocono, para diferentes grados de consolidación

Profundidad, m	k_h (piezocono), cm/s				
	20	40	50	60	80
5.0	7.96E-08	1.64E-07	2.01E-07	2.50E-07	3.19E-07
9.0	2.75E-07	5.37E-07	6.46E-07	6.49E-07	6.53E-07
14.0	9.28E-08	1.08E-07	1.08E-07	1.28E-07	1.61E-07
20.0	1.55E-07	2.17E-07	2.35E-07	2.41E-07	2.54E-07
31.0	2.71E-08	4.03E-08	5.30E-08	6.23E-08	9.05E-08
31.1	1.59E-08	2.54E-08	3.47E-08	4.30E-08	6.19E-08

Para evaluar el método de interpretación, se hizo una comparación de los valores obtenidos con el piezocono y los estimados de los ensayos de compresibilidad para un grado de consolidación del 50%. Para ello se propone $k_v/k_h = 1.2$, valor con el cual se infieren los coeficientes en el sentido vertical a través de la expresión 6.24. En las Tablas VI.6 y VI.7 se presenta la comparación de ambos parámetros. En lo que se refiere al coeficientes de consolidación, la diferencia que se muestra es muy amplia, sobre todo a la profundidad de 31 m. En cuanto a la permeabilidad, la diferencia es menor.

Tabla VI.6 Comparación de C_{v50}

Profundidad, m	Piezocono		Laboratorio
	C_{h50} , m ² /día	C_{v50} , m ² /día	C_{v50} , m ² /día
5.0	0.0071	0.0059	0.07
9.0	0.0396	0.0330	0.03
14.0	0.0127	0.0106	0.06
20.0	0.0057	0.0048	0.02
31.0	0.0066	0.0055	0.15
31.1	0.0043	0.0036	0.15

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla VI.7 Comparación de k

Profundidad, m	Piezocono		Laboratorio
	k_{h50} , m/s	k_{v50} , m/s	k_{v50} , m/s
5.0	2.01E-07	1.68E-07	2.80E-06
9.0	6.46E-07	5.38E-07	6.00E-07
14.0	1.08E-07	8.97E-08	8.00E-07
20.0	2.35E-07	1.96E-07	2.90E-07
31.0	5.30E-08	4.41E-08	6.00E-07
31.1	3.47E-08	2.89E-08	6.00E-07

En la Figura VI.21 se presenta la variación de k y C_v del piezocono y de laboratorio con la profundidad. Ambos parámetros disminuyen con la profundidad a excepción de un dato de laboratorio obtenido a 31 metros, es posible que esta muestra haya estado remodelada o se hayan cometido errores de apreciación durante el análisis de las curvas de consolidación.

En general, se observa que los parámetros obtenidos de los ensayos de laboratorio son mayores a los inferidos con el piezocono. Esta variación puede deberse a los factores que influyen en la determinación de los parámetros de consolidación a partir de curvas de disipación: hay que recordar que con el piezocono se obtienen parámetros en el sentido horizontal, los del vertical se deducen de una correlación aplicando la relación k_v/k_h (1.2), quizá este valor no es apropiado para las arcillas del Lago de Texcoco; lo más conveniente sería tener una relación obtenida directamente de ensayos de campo y laboratorio. Además, sería muy conveniente realizar ensayos de consolidación en muestras de la profundidad en la que se llevó a cabo el ensayo de disipación, para asegurar que los parámetros que se comparan corresponden a la misma profundidad.

Por otra parte, los parámetros estimados de ensayos de laboratorio se obtienen con un método gráfico en donde es común cometer errores de apreciación.

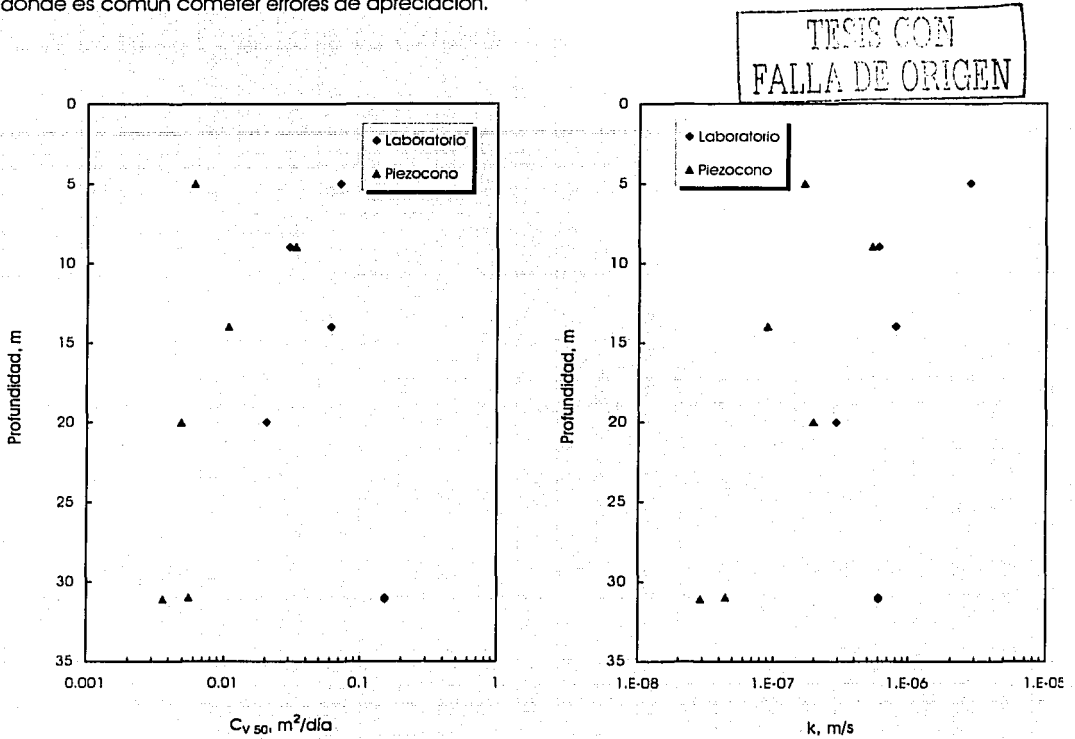


Figura VI.21 Variación de C_{v50} y k con la profundidad, Sitio 8

Es importante que en el futuro se lleven a cabo ensayos de piezocono, que permitan validar el método de análisis aquí propuesto, y de esta forma obtener parámetros de consolidación con mayor aproximación a los que se obtienen de ensayos de laboratorio.

VI.2.3 Correlaciones

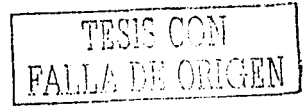
Las diferentes correlaciones que involucran a la resistencia de punta obtenidas con el cono convencional se aplican al piezocono, con la diferencia de que en éste último, q_c tiene que ser corregida por el efecto de la presión de poro (q_p) (Campanella et al., 1982; Lunne et al., 1986, citados en Almeida et al., 1996).

VI.3 Correlación para determinar la resistencia no drenada a partir de los esfuerzos efectivos

Como se dijo anteriormente, la resistencia es función directa de los incrementos de esfuerzos efectivos los cuales aumentan linealmente en el caso de arcillas normalmente consolidadas o ligeramente preconsolidadas, como las encontradas en la zona estudiada, a excepción de las de los Sitios 14 y 18.

Al relacionar las resistencias no drenadas obtenidas de los ensayos triaxiales UU y los esfuerzos efectivos verticales calculados con los pesos volumétricos y las mediciones de presión de poro (Figura VI.22), se establece la siguiente expresión:

$$c_u = 0.74 (\sigma_v') \dots\dots\dots(6.19)$$



En arcillas de la ciudad de México la relación que se establece para estos dos parámetros es $c_u = 0.385 \sigma_v'$ (Santoyo et al., 1989). Si se comparan los coeficientes de ambas expresiones, se nota que la obtenida para Texcoco es mayor en casi un 100%; la gran diferencia se atribuye a diversos factores: la expresión obtenida por Santoyo es deducida indirectamente de las correlaciones experimentales obtenidas para esas arcillas en particular ($I_L = 13$ y $N_u = 5$) y la de Texcoco surge de los diversos ensayos realizados.

Si para el Sitio Texcoco se obtuviera una expresión bajo las mismas condiciones ésta sería:

$$c_u = 0.462 (\sigma_v') \dots\dots\dots(6.20)$$

El coeficiente de la expresión 6.20 es mayor al obtenido para la ciudad de México, pero sigue siendo mucho menor al del Lago de Texcoco (6.19). Es importante hacer notar que la ecuación 6.20 surge de la relación de dos expresiones ($c_u = q_u/13.2$ y $\sigma_v' = q_u/6.1$) obtenidas de un ajuste de datos que contienen cierto grado de dispersión y al relacionarlas se obtienen una expresión con un grado de dispersión mayor.

Otra relación que se establece para la resistencia no drenada y el esfuerzo efectivo se obtiene involucrando la consistencia del suelo. Lamentablemente, la información referente a los límites de consistencia de las muestras en las que se conoce la resistencia no drenada es muy escasa. Por tal razón, no se obtuvo dicha correlación. Sin embargo, se relacionó la resistencia, el esfuerzo efectivo y el contenido de agua. En la Figura VI.23, se presenta dicha correlación. Se observa que a diferentes contenidos de agua, la relación c_u/σ_v' , es similar.

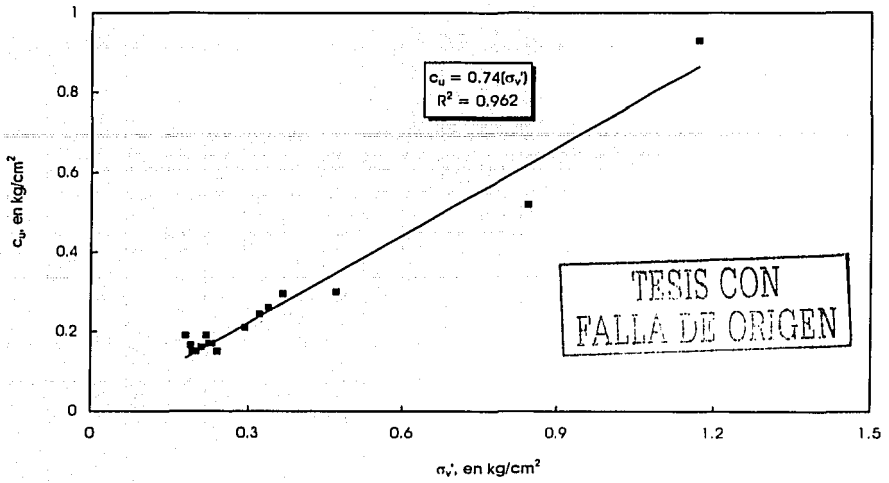


Figura VI.22 Correlación entre los esfuerzos efectivos y la resistencia no drenada

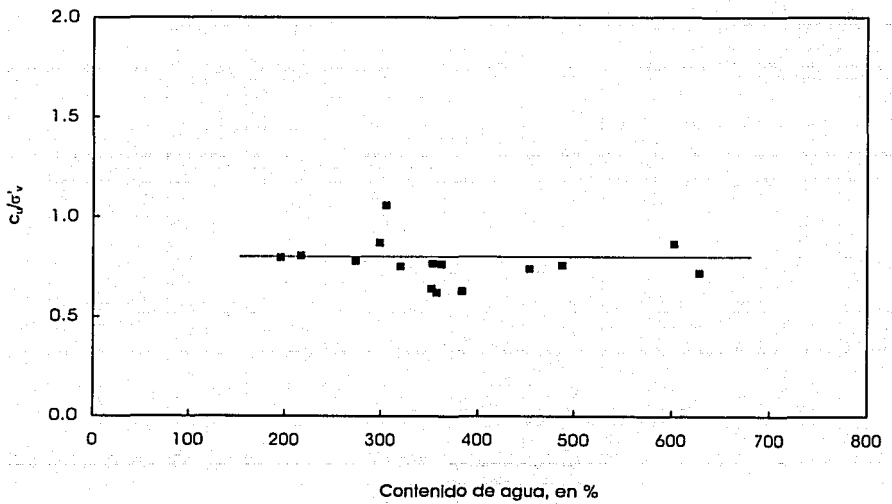


Figura VI.23 Correlación entre los esfuerzos efectivos, la resistencia no drenada y el contenido de agua

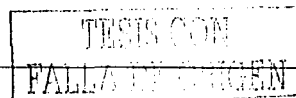
VII. CONCLUSIONES

En la planicie del ex-lago de Texcoco, sitio propuesto para la construcción del Nuevo Aeropuerto de la Ciudad de México, se realizaron diversos ensayos de campo y laboratorio para estudiar la viabilidad del subsuelo de la zona. Con base en el análisis de la información recopilada en dichos ensayos, se caracterizó a los suelos del área estudiada.

Desde el punto de vista geotécnico, los suelos se caracterizan por su alta compresibilidad y baja resistencia al esfuerzo cortante, lo que significará un gran reto para los ingenieros involucrados con el diseño y construcción de las diferentes estructuras que integran este proyecto.

Con ayuda de los diferentes ensayos de campo y laboratorio, se determinó la estratigrafía de la zona, la cual corresponde a zona de lago, a excepción de la región localizada en la parte noreste del predio, donde se tienen características de la zona de transición. Las formaciones arcillosas superior e inferior son altamente compresibles y tienen espesores considerables. Se presenta una tercera formación arcillosa, la cual complica las condiciones geotécnicas, ya que aunque es de menor compresibilidad a las otras dos, puede ocasionar asentamientos considerables.

A través de los ensayos realizados, se identificó la problemática del subsuelo: alta compresibilidad y baja resistencia al esfuerzo cortante, agrietamiento, hundimiento regional, salinidad del agua intersticial y heterogeneidad en la estratigrafía.



- **Problemática de los suelos de la zona e implicaciones**

Alta compresibilidad.- Se tienen depósitos arcillosos muy compresibles. Los suelos con mayor compresibilidad se localizan en la parte superior de la FAS, lo que puede producir grandes asentamientos en cimentaciones superficiales, se recomienda entonces, el uso de cajones o losas de cimentación. En pilotes, el hundimiento regional, puede provocar solicitaciones importantes por fricción negativa.

Debido a la alta compresibilidad del suelo, es posible que se presenten grandes asentamientos originados por el peso propio del pavimento de las pistas. Será necesario que la solución de cimentación de estas estructuras aseguren su correcto funcionamiento, evitando que las deformaciones producidas en el pavimento distorsionen la superficie de rodamiento y se produzcan encharcamientos durante los periodos de lluvia.

La heterogeneidad del subsuelo de sur a norte y al noreste, repercutirá en los asentamientos, pudiendo ocasionar agrietamientos debidos a la generación de hundimientos diferenciales, ya que los estratos compresibles disminuyen a lo largo de la sección longitudinal de las pistas.

Baja resistencia al esfuerzo cortante.- La baja resistencia al esfuerzo cortante de la parte superior de la FAS, aunado al fenómeno de agrietamiento, así como la ubicación del nivel freático a poca profundidad, pueden ocasionar problemas de estabilidad en excavaciones.

Agrietamiento.- Un factor que afecta considerablemente la zona del ex-lago de Texcoco es el agrietamiento de la superficie del terreno, seguramente esta problemática se reflejara en las estructuras del aeropuerto. Los pavimentos pueden ser los más afectados. El agrietamiento de las pistas se puede prevenir con el uso de algún material de refuerzo, los geosintéticos o geomallas son de gran utilidad para contrarrestar los efectos de la generación o ampliación de las grietas.

Los tejidos de alta resistencia y geomallas estabilizan y refuerzan el pavimento de las pista aéreas, pistas de despegue y aterrizaje, aumentando de esta manera su capacidad portante. Las geomallas de refuerzo en el asfalto, impiden o retrasan las grietas de reflexión, que se generan en las pistas debido a las oscilaciones de temperatura y a la fatiga producida por el tráfico aéreo. Debe asegurarse la resistencia a la salinidad del material de refuerzo, o evitar que éste entre en contacto directo con el suelo.

Hundimiento regional.- El hundimiento regional es un problema evidente, debido a la consolidación de los potentes estratos arcillosos. Además, el bombeo de los mantos acuíferos acentúa la problemática e incrementa la velocidad de hundimiento.

TEXCOCO CON
FALLA DE ORIGEN

En el futuro, el hundimiento regional inducirá hundimientos diferenciales, debido a la heterogeneidad de la estratigrafía, alterando las condiciones hidráulicas de los pavimentos, así como la calidad de la superficie de rodamiento. El agrietamiento es un problema que se incrementará debido al hundimiento de la zona.

Salinidad del agua intersticial.- El subsuelo de esta región se caracteriza por la alta salinidad de su agua intersticial. Las concentraciones salinas más altas se presentan en la zona cercana al Caracol, la cual ha sido fuertemente afectada por el bombeo; la zona menos salada es la sureste, en donde se obtuvieron las menores densidades de sólidos. La evaporación y el bombeo profundo han incrementado la salinidad de los suelos. Para conocer con exactitud el contenido de sales será necesario realizar ensayos químicos a detalle, una tarea laboriosa y además costosa.

A partir de ecuaciones propuestas por Marsal y Graue (1969) y de los valores de densidad de sólidos obtenidos en el laboratorio, se estimaron concentraciones salinas de 1 a 20 %. Los análisis químicos del agua reportaron valores de pH de 12 (Romo et al, 2001). Los materiales de construcción de la cimentación, tienen que ser protegidos contra la salinidad, ya que seguramente se presentarán problemas de corrosión por el pH tan alto del agua intersticial. Por tal razón sería conveniente tomar medidas de precaución para evitar problemas posteriores, seleccionando los materiales de construcción apropiados a las características de la zona.

Variabilidad de las propiedades índice- Del análisis de los ensayos de laboratorio, se observó que una característica muy notable del subsuelo en el ex-Lago es la gran variación de sus propiedades índice con diferencias mínimas de elevación, lo que se atribuye a la composición química del agua. Las propiedades índice de los suelos se ven influenciadas por la sal contenida en la estructura del suelo, los contenidos de agua natural y límites de consistencia son menores a los de la ciudad de México. Si se corrigieran dichas propiedades, seguramente se obtendrían variaciones congruentes con la profundidad y con la historia de esfuerzos de cada sitio. La densidad de sólidos es la propiedad más afectada, teniéndose valores mucho mayores a las de otras arcillas del Valle. Al corregir la densidades por contenido de sales, se obtienen valores menores a las de la ciudad de México.

Presiones de preconsolidación.- Al comparar los esfuerzos de preconsolidación estimados a partir de los ensayos de consolidación con los esfuerzos efectivos para los diferentes sitios, se concluyó que los suelos de la zona se consideran normalmente consolidados, a excepción de los localizados en la región noreste (zona de transición) y en el Sitio 14, los cuales se encuentran ligeramente preconsolidados, condición que se atribuye al bombeo exhaustivo que se efectuó en la porción noroeste del predio para la extracción de salmuera.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

- **Correlaciones empíricas**

Correlaciones entre algunos parámetros geotécnicos.- Considerando que los suelos de la zona se encuentran normalmente consolidados, se obtuvieron algunas correlaciones empíricas entre la resistencia obtenida con el cono eléctrico y los parámetros de resistencia y compresibilidad.

Las correlaciones obtenidas a partir de la resistencia de punta medida con el cono eléctrico, demuestran la utilidad de ésta técnica de exploración para los suelos blandos, ya que de forma rápida y fácil se pueden determinar algunos de sus parámetros geotécnicos. Es importante considerar que las correlaciones deben obtenerse para los suelos en los cuales van a ser aplicadas.

La correlación entre la resistencia de punta y la resistencia no drenada se determinó a partir de la expresión de capacidad de carga propuesta por Terzaghi, sin considerar el término de esfuerzos totales, pues al igual que para las arcillas de la ciudad de México, se obtienen mejores resultados sin considerar éste término. El factor de proporcionalidad que se obtuvo para las arcillas del ex-Lago de Texcoco ($H_c = 13.2$) es casi igual al de las arcillas de la ciudad de México ($H_c = 13$; Santoyo et al., 1989). En cuanto a los factores de proporcionalidad entre la resistencia de punta y los esfuerzos efectivos para ambos sitios, se obtuvo $N_{\sigma} = 6.1$ para Texcoco, comparado con $N_{\sigma} = 5.5$ reportado para la ciudad de México. También se obtuvo un factor de proporcionalidad entre los esfuerzos de preconsolidación y la resistencia de punta, $H_{\sigma} = 5.3$.

Bajo el concepto seguido por Santoyo, de que al aumentar la resistencia del suelo, su estructura se hace más compacta y en consecuencia su deformabilidad disminuye, se estableció la correlación entre la compresibilidad (m_v) y la resistencia (q). Se compararon las correlaciones obtenidas para arcillas del Centro Histórico de la ciudad de México y las del ex-Lago, ambas tienen la misma tendencia; sin embargo, los suelos del lago muestran módulos de compresibilidad volumétrica mayores a los de la ciudad.

Aplicando la expresión analítica propuesta por Ovando y Romo para calcular las V_c en estratos arcillosos a partir de las resistencias del cono, se obtuvieron correlaciones entre ambos parámetros para los Sitios 14 y 18. En ambos sitios se obtuvieron factores de proporcionalidad completamente diferentes ($N_{k,v} = 2.43$ para el Sitio 14 y $N_{k,v} = 8.33$ para el 18), lo que se atribuye a las diferencias en la historia de esfuerzos de cada uno.

Lamentablemente la información de velocidades de onda fue escasa, en consecuencia no se determinó el factor de proporcionalidad $N_{k,v}$ representativo de toda la zona, sin embargo el obtenido para el Sitio 18, es similar al propuesto con anterioridad para arcillas del ex-Lago de Texcoco preconsolidado y virgen ($N_{k,v} = 9.5$).

Ensayes de piezocono.- También se usaron algunas correlaciones para obtener parámetros de compresibilidad a partir de un ensaye de piezocono realizado en el Sitio 8, donde se llevaron a cabo ensayes de disipación de presión de poro. El sondeo de piezocono permite conocer de manera aproximada parámetros de compresibilidad y resistencia, así como las presiones de poro en las masas arcillosas del área explorada, una tarea imposible para los piezómetros abiertos. Con los resultados obtenidos de presión de poro, se definió con mayor precisión la variación de la presión en los primeros metros de profundidad. Al comparar las mediciones de piezocono con la de los piezómetros abiertos, se observó que con los piezómetros, las presiones de poro se subestiman al considerar que su variación es lineal

- **Comentarios finales**

En general, dadas las características del subsuelo de la región, es necesario mejorar sus condiciones geotécnicas y proponer técnicas de cimentación adecuadas para las diferentes estructuras del aeropuerto, de tal forma que se plantee la solución más segura para el tráfico aéreo, el cual requiere grandes estándares de seguridad, ya que además de las acciones impuestas por los aviones, los pavimentos deben diseñarse para soportar la problemática de los suelos característicos de la zona.

Son varios los factores que de alguna forma u otra dificultan la construcción de una obra tan importante en suelos de tan baja calidad como los presentados en el ex-Lago de Texcoco, la mejor opción para la construcción del aeropuerto desde el punto de vista de aviación. Actualmente la opción de construir la nueva terminal aérea de la ciudad de México en esta zona se ha cancelado debido a la inconformidad de los ejidatarios de la zona, pero si en un futuro esta opción se replantea, será necesario definir a detalle las propiedades del subsuelo, y hacer una consideración importante de la salinidad de la zona, ya que ésta es tendiente a aumentar debido a la extracción de agua del acuífero, y a la evaporación, factores a los que el suelo está expuesto constantemente.

BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

Aguayo, C. J., Marín, C. S. y Sánchez, D. F. (1989). Evolución geológica de la Cuenca de México, *Tópicos Geológicos de la Cuenca del Valle de México*, SMMS, México, pp. 25-41.

Agullar, D. G. (1986). Penetración estándar, *Exploración geotécnica*, SMMS.

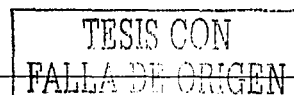
Alberro, J. y Hernández, R. (1990). Génesis de las grietas de tensión en el Valle de México, *El subsuelo de la cuenca del Valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a 5 años del sismo*, SMMS, pp. 95-106.

Almeida, M., Danziger F. y Lunne, T. (1996). Use of the piezocone test to predict the axial capacity of driven and jacked piles in clay, *Canadian Geotechnical Journal*, 33, pp. 23-41.

Arias, A. (1989). *Agrietamiento del subsuelo en el Valle de México*, Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Auvinet, G. y Arias, A. (1991). Propagación de grietas, *Agrietamiento de suelos*, SMMS, México, pp. 21-31.

Begemann, H. K. S. (1963). The use of static penetrometer in Holland, *New Zealand Engineering*, 18, 2, pp. 233-241.



Begemann, H. K. S. (1965). The friction jacket as an aid in determining the soil profile, *Vith International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1, pp. 17-20.

Cerrud, Y. (2002). *Evolución de las propiedades y la respuesta sísmica de la arcilla del ex-lago de Texcoco por el hundimiento regional*, Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Cruickshank, G. G. (1995). *Proyecto Lago de Texcoco, Rescate hidroecológico*, CNA, México.

Juárez, B. E. (1959). Teoría de grietas de tensión, *Primer Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos y Cimentaciones*, I, México, pp. 65-76.

Kitsunezaki, C. (1980). A new method for shear-wave logging, *Geophysics*, 45, No. 10, pp. 1489-1506.

Levadoux, J. N. y Baligh, M. M. (1986). Consolidation after undrained piezocone penetration. I: Prediction, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 112, No. 7, pp. 707-726.

Levadoux, J. N. y Baligh, M. M. (1986). Consolidation after undrained piezocone penetration. II: Interpretation, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 112, No. 7, pp. 727-745.

Lunne, T., Eide, O. y De Ruiter, J. (1976). Correlations between cone resistance and vane shear strength in some Scandinavian soft to medium stiff clays, *Canadian Geotechnical Journal*, 13, pp. 430-441.

Marsal, R. J. y Mazari, M. (1959). *El subsuelo de la ciudad de México, Parte A: Estratigrafía y propiedades*, Instituto de Ingeniería, UIAM, México.

Marsal, R. J. y Mazari, M. M. (1987). Variaciones de propiedades mecánicas con la profundidad. *El subsuelo de la Ciudad de México. Parte D*, Instituto de Ingeniería, No. 505, UNAM.

Marsal, R. J. y Graue, R. L. (1969). El subsuelo del lago de Texcoco, *El hundimiento de la ciudad de México proyecto Texcoco*, Secretaría de Hacienda y Crédito Público, México, pp. 167-202.

Mazari, M. M. (1996). *La Isla de los Perros (con un apéndice)*, El Colegio Nacional, México.

Meyerhof, G. G. (1951). The ultimate bearing capacity of foundations, *Geotechnique*, 2, pp. 301-332.

- Mendoza, M. J. y Orozco, M. (2001). Quick and reliable procedure for liquid limit determination of fine-grained soils, *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 24, No. 1, pp. 110-115.
- Mooser, F. (1961). *Geología de la Cuenca del Valle de México y zonas colindantes*, Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México, SRH, México.
- Mooser, F. (1970). Condiciones geológicas acerca del pozo Texcoco PP1, *V Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, II, SMMS, México, pp. 143-161.
- Mooser, F. (1990). Estratigrafía y estructura del Valle de México, *El subsuelo de la cuenca del Valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a 5 años del sismo*, SMMS, México, pp. 29-36.
- Morales, R., Piñón, H., Álvarez, A. y Lesser, J M. (1989). Resistividades en el ex-Lago de Texcoco, *Tópicos Geológicos de la Cuenca del Valle de México*, SMMS, México, pp. 61-77.
- Murillo, F. R. y García A. G. (1978). Ex-lago de Texcoco, *El Subsuelo y la Ingeniería de cimentaciones en el área urbana del Valle de México*, SMMS, México, pp. 51-82.
- Murillo, F. R. y Morales R. (1991). El subsuelo del ex-lago de Texcoco, *IX Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos*, Viña del Mar, Chile, pp. 213-225.
- Murillo, F. R. (1990). Sobreexplotación del acuífero de la cuenca del Valle de México: efectos y alternativas. *El subsuelo de la cuenca del Valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a 5 años del sismo*. SMMS, Mexico, pp. 109-118.
- Ovando, S. E., Romo, M. P. y Anzaldúa, R. (1990). Correlaciones entre velocidades de ondas sísmicas y resistencia a la penetración con cono, *XV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, San Luis Potosí, SMMS, México, pp. 287-296.
- Ovando, S. E. y Romo, M. P. (1992). Estimación de la velocidad de propagación de ondas S en la arcilla de la ciudad de México. *Sismodinámica*, 2, pp.107-123.
- Ovando, S. E. y Takahashi, V. (1998). Cambios y evolución de las propiedades del subsuelo de la ciudad de Mexico, *Ingeniería Civil*, No. 348, pp. 39-47.
- Ovando, S. E., Flores, G. M. y Mireles, M. (2002). Comportamiento de la arcilla de la ciudad de México a bajos niveles de deformación, *XXI Reunión nacional de mecánica de suelos*, Querétaro, SMMS, México.

Ovando, E., Giralt, A., Cerrud, Y. y Romo, M. P. (2002). Effects on soil properties of future settlements in Mexico City due to ground water extraction, *Geofísica Internacional*.

Rendon, H. O. (1980). Universal compression index equation, *Journal of the geotechnical Engineering Division, ASCE*, 106, pp. 1179-1200.

Reséndiz, D., Springall, G., Rodríguez, J. y Esquivel, R. (1970). 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*.

Rico, R. A., León, T. J., Juárez, B. E., y Orozco, J. (1985). Some mechanical correlations in the Valley of Mexico Clay, *XIth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco*, 2, pp. 933-936.

Robertson, P. K. y Campanella, R. G. (1983). Interpretation of cone penetration tests. Part II: Clay, *Canadian Geotechnical Journal*, 20, pp. 734-745.

Robertson, P. K., Sully, J. P., Woeller, D. J., Lunne, T., Powell, J. J. M. y Gillespie, D. G. (1992). Estimating coefficient of consolidation from piezocone tests, *Canadian Geotechnical Journal*, 29, pp. 539-550.

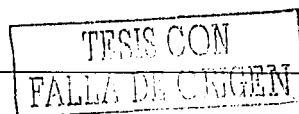
Romo, M. P., Auvinet, G., Ovando, E., Mendoza, M. J., Taboada, V. M., Lermo, J y Mooser, F. (2001). *Ingeniería geotécnica para el Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México: Soluciones en el ex-Lago de Texcoco y en Zapotlán de Juárez*, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Santoyo, E. Y Olivares A. (1980). *Penetrómetro estático para suelos blandos y sueltos*, Publicación 435, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

Santoyo, E., Lin, R. y Ovando, S. E. (1989). *El cono en la exploración geotécnica*, México: TGC Geotecnia.

Tamez, E., Ovando-Shelley, E. y Santoyo, E. (1997). Underexcavation of the Metropolitan Cathedral in Mexico City, *XIVth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Hamburg, 4, pp. 2105-2126.

Tavenas, F. y Leroueil, S. (1987). Laboratory and in situ stress-strain-time behavior of soft clays: A state of the art. *Símpoio Internacional de Ingeniería Geotécnica de Suelos Blandos, SMMS*, México, pp. 3-48



TGC Geotecnia S. A. De C. V. (2001). *Trabajos de exploración e Instrumentación geotécnica en el probable sitio de construcción del Nuevo Aeropuerto de la ciudad de México, ubicado en el ex-Lago de Texcoco, informe parcial, Proyecto 74G.*

Varios autores (1902). Memoria técnica y administrativa de las obras de desagüe del Valle de México, publicada por orden de la junta directiva del mismo desagüe.

Vega, M. L. (2003). *Análisis y modelación de las propiedades dinámicas de las arcillas del ex-Lago de Texcoco*, Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Vera, G. X.(2002). *Medio ambiente sísmico de campo libre para el Sitio de Texcoco*, Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Wesley, L. D. (1967). The Use of the Dutch Penetrometer in Clays, *Vth Australian-New Zealand Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 34-38.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ANEXO I. Demostración de las fórmulas propuestas por Marsal y Graue (1969), para la corrección del contenido de agua y densidad de sólidos.

Las sales solubles contenidas en el agua intersticial afectan considerablemente los valores de algunas propiedades del subsuelo, como son el contenido de agua, límite líquido, límite plástico y densidad de sólidos. Para hacer las correcciones de cada propiedad Marsal y Graue (1969), propusieron las siguientes expresiones:

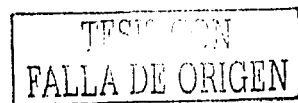
$$w' = \frac{w}{1 - c w}$$

$$G_s' = \frac{G_s}{1 + c w'}$$

donde,

- w' y G_s' son el contenido de agua y la densidad de sólidos sin sales
- w y G_s son el contenido de agua y la densidad de sólidos aparentes (con sales)
- c , es la concentración de sales expresada en peso del agua que las contiene disueltas

Para deducir las expresiones anteriores, se consideran dos modelos de suelo, uno con sales y el otro sin sales, ambos presentados en la Figura 1.



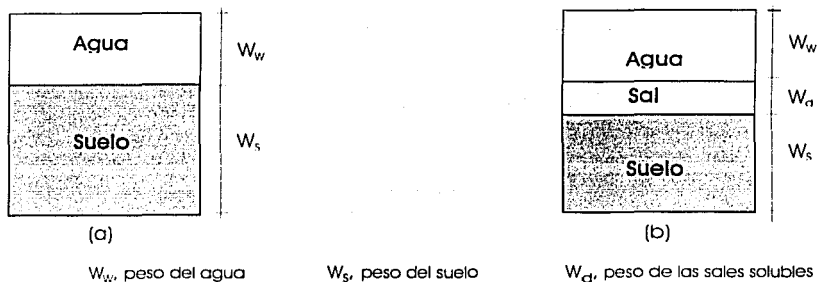


Figura 1. Representación esquemáticas de una muestra de suelo: (a), sin sales; (b) con sales

Para una muestra de suelo sin sales, el contenido de agua (w'), queda expresado por:

$$w' = \frac{W_w}{W_s} \dots\dots\dots(1)$$

El mismo suelo, pero con sales, tendrá un contenido de agua (w) :

$$w = \frac{W_w}{W_s + W_d} \dots\dots\dots(2)$$

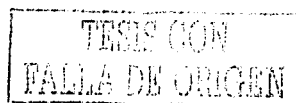
debido a que al secar la muestra, las sales se precipitan y quedan incorporadas a la fase sólida del suelo.

Marsal y Graue definieron el término c , que representa la concentración de sales expresada en peso del agua que las contiene disueltas como:

$$c = \frac{W_d}{W_w} , \text{ es decir } W_d = c * W_w \dots\dots\dots(3)$$

Sustituyendo (3) en (2), se tiene:

$$w = \frac{W_w}{W_s + c W_w} \dots\dots\dots(4)$$



Despejando W_w de (4) y (1), e igualando ambas ecuaciones se obtiene una expresión para determinar w' en términos de c y w :

$$w' W_s = \frac{w W_s}{1 - c w}$$

$$w' = \frac{w W_s}{W_s (1 - c w)}$$

$$w' = \frac{w}{1 - c w} \dots\dots\dots(5)$$

La expresión (5) es la ecuación propuesta para corregir el contenido de agua.

Para demostrar la fórmula con la que se corrige la densidad de sólidos, se parte del concepto de densidad, definida como la relación entre el peso de los sólidos y el peso del volumen de agua que éstos desalojan.

En una muestra de suelo sin sal, la densidad de sólidos se define como:

$$G_s = \frac{W_s}{\gamma_w} \dots\dots\dots(6)$$

Para la misma muestra de suelo pero con sal, se expresa como:

$$G_s = \frac{W_s + W_d}{\gamma_w} \dots\dots\dots(7)$$

$$G_s = \frac{W_s + c W_w}{\gamma_w} \dots\dots\dots(8)$$

FALTA DE ORIGEN
NO SE PUEDE LEER

Despejando W_s de (6) y (8), e igualando ambas expresiones,

$$G_s \gamma_w = G_s \gamma_w - c W_w \dots\dots\dots(9)$$

De acuerdo a la expresión (1) y (6) se tiene que,

$$W_w = w' W_s = w' G_s' \gamma_w \dots\dots\dots(10)$$

Sustituyendo (10) en (9) y haciendo las operaciones algebraicas, finalmente se obtiene una expresión para calcular la densidad de sólidos sin sales a partir de la densidad y contenido de agua aparentes,

$$G_s' \gamma_w = G_s \gamma_w - c w' G_s' \gamma_w$$

$$G_s' + c w' G_s' = G_s$$

$$G_s' (1 + c w') = G_s$$

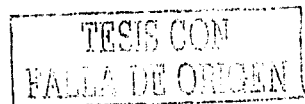
$$G_s' = \frac{G_s}{1 + c w'} \dots\dots\dots(11)$$

Para conocer el valor del contenido de sales, es necesario que se realicen ensayos químicos al agua intersticial contenida en el subsuelo. En el estudio llevado a cabo a los suelos del ex-Lago, sólo se realizaron algunos ensayos de este tipo (Romo et al., 2001). Desafortunadamente no se estableció alguna relación de la concentración salina con la profundidad para cada sitio, debido a la amplia variación de dicha concentración con diferencias mínimas de elevación.

Por tal razón se ideó una forma para estimar la concentración de sales a partir de los resultados obtenidos de densidad de sólidos y contenido de agua aparentes, proponiendo además un valor de densidad de sólidos corregido por éste factor.

Para tal fin, se relacionaron las expresiones (5) y (11). Primeramente se despeja w' de la expresión (11):

$$w' = \frac{G_s - G_s'}{c G_s'} \dots\dots\dots(12)$$



Finalmente, igualando (5) y (12) y simplificando términos, se obtiene una expresión para estimar el contenido de sales (c) de una muestra de suelo (13).

$$\frac{G_s - G'_s}{c G'_s} = \frac{w}{1 - w c}$$

$$(1 - w c) (G_s - G'_s) = w c G'_s$$

$$G_s - G_s w c - G'_s + w c G'_s = w c G'_s$$

$$G_s - G_s w c - G'_s = 0$$

$$G_s w c = G_s - G'_s$$

$$c = \frac{G_s - G'_s}{G_s w} \dots \dots \dots (13)$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN