

01163
4



Universidad Nacional Autónoma de México

**COMPORTAMIENTO CÍCLICO DE LA ARCILLA DE LA
CD. DE MÉXICO EN LOS SITIOS: SCT Y CAO A 15
AÑOS DEL SISMO DE 1985**

T E S I S

Presentada a la División de Estudios de Posgrado de la
Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional
Autónoma de México, como requisito para obtener
el grado de

MAESTRO EN INGENIERÍA
(MECÁNICA DE SUELOS)

PRESENTA:

PÁNFILO PÉREZ PÉREZ

DIRECTOR DE TESIS:

DR. VÍCTOR MANUEL TABOADA URTUZUÁSTEGUI

México D.F., Ciudad Universitaria

Junio 2003



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.

Esta Tesis es dedicada con todo cariño a mi mamá:

☞ Juana Pérez R. ☛

☞ Por el amor invaluable, la felicidad inmensa que día a día brindas y por todo el tiempo que me has dedicado, desde llevarme de la mano al primer reto hasta por todas esas noches de angustia y desvelos que te hicimos pasar, simplemente gracias mamá por darme la vida.

PAGINACIÓN DISCONTINUA

A mi papá:

✎ Pánfilo Pérez E. ✎

✎ Por todo el apoyo incondicional que me brindas sin esperar nada a cambio, por enseñarme a valorar lo que se tiene e impulsarme a conseguir metas anheladas; eres ejemplo de responsabilidad y optimismo para seguir adelante. Gracias papá por darme tu entera confianza.

DEDICATORIAS

☞ A Josefina y Toño,

Por la familia ejemplar que tienen, por la entrega de tiempo que tienen para sus seres queridos.

☞ A Tere y Luis,

Por el ejemplo que nos dan día con día, por amar a la familia, son ejemplo de entrega y sacrificio. Gracias por compartir momentos buenos y malos de nuestras vidas.

☞ A Ángel,

Por los pocos momentos alegres que nos regalas, recuerda que siempre contarás con la familia y que los tropiezos de la vida sirvan para volver a encontrar la armonía.

☞ A mi hija D. Lisseth,

Por llenar aquel vacío en la familia, por su sonrisa limpia e inocente que nos regala día con día.

☞ A Patricia,

Por ser permitirme ser parte de su vida.

☞ A mis sobrinos:

Eney, M. Ángel, Elizabeth, Lenin, Lizbeth, Sandy, J. Luis, Selena.

Por ser la alegría de la familia.

AGRADECIMIENTOS

☞ A mi asesor:

Dr. Víctor Manuel Taboada Urtuzuástegui,

Gracias por el apoyo incondicional que me has otorgado. Por que sin conocerme me abriste las puertas al conocimiento. Agradezco la confianza brindada, los consejos, la disposición de tu tiempo para realizar las revisiones y comentarios de este trabajo. Simplemente, muchas gracias por tu amistad y por creer en mí.

☞ A los profesores:

Dr. Miguel Pedro Romo Organista

Dr. Efraín Ovando Shelley

M en I. Roberto Magaña del Toro

Dr. Rigoberto Rivera Constantino

Por los comentarios, los consejos y las recomendaciones proporcionadas para mejorar este trabajo, así como, por el tiempo dedicado a la revisión del mismo.

☞ A Osvaldo Flores Castellón,

Por guiarme en la realización de las pruebas de laboratorio y por todo tu tiempo que me regalaste en comentarios. Simplemente gracias por apoyarme y por confiar en mí durante mi estancia en el Instituto de Ingeniería.

☞ A Francisco G. Hernández M.

Por impulsarme a seguir adelante y por esa amistad tan acertada, gracias.

☞ A Luis Flores

Por tu amistad y consejos.

☞ A mis compañeros del Instituto de Ingeniería,

Oscar Méndez, Edgar Cruz, J. Carlos Martínez, Gaspar Ruiz, Juan José, Adrián, Yuri Max, Alexandra, Adrián Salazar, Moisés, Patricia Hernández, José María, Mauricio, Patricia, Lorena, Francisco, Sergio, Por convivir todo este tiempo.

☞ A los laboratoristas del Instituto de Ingeniería,

Germán, Jaime y Javier, Por auxiliarme en cualquier pormenor que se presentaba.

☞ A la Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM.

Por el apoyo económico proporcionado durante mi estancia en la División de Estudios de Posgrado.

☞ Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, CONACyT

Por el apoyo económico brindado durante la realización de la maestría.

☞ Al Instituto de Ingeniería de la UNAM

Por abrirme sus puertas durante toda mi estancia en la maestría y por apoyarme económicamente para la culminación de esta tesis.

Resumen

Posterior al sismo del 19 de septiembre de 1985, el subsuelo de la ciudad de México ha sido motivo de intensos programas de estudio, entre estos se tiene las campañas de exploración realizadas en el año de 1986 en el Instituto de Ingeniería de la UNAM (Jaime, A., Romo, M. P., y Ovando, E).

Con objeto de estudiar la evolución de las propiedades geotécnicas de la primer serie arcillosa superior en la zona del lago, debido al abatimiento piezométrico inducido por la extracción de agua en los mantos acuíferos del valle de México, se consideraron dos sitios ubicados en esta zona.

El presente trabajo reporta la variación que han sufrido con el tiempo las propiedades índice y mecánicas de la primer serie arcillosa de los sitios: "Secretaría de Comunicaciones y Transportes" (SCT), y "Central de Abasto Oficinas" (CAO). El primer sitio fue el que sufrió mayores daños durante el sismo del 19 de septiembre de 1985.

En los sitios SCT y CAO se estudian los siguientes parámetros: contenido de agua, índice de plasticidad, peso volumétrico, resistencia de punta, módulo de rigidez, y la relación de amortiguamiento. Las propiedades dinámicas fueron obtenidas a pequeñas y grandes deformaciones, en columna resonante, CR, y triaxial cíclica, TXC, respectivamente.

Los resultados de campo y laboratorio reportados en este trabajo (2002) se comparan con los obtenidos por Jaime (1987), y Jaime et al., (1987), con el fin de evaluar el efecto del hundimiento regional en las propiedades de la arcilla de la ciudad de México.

La comparación de resultados permiten concluir lo siguiente: La resistencia de punta, q_c , aumenta a lo largo de toda la serie arcillosa, el módulo de rigidez G a pequeñas y grandes deformaciones muestra un claro incremento con respecto a 1987. Estos incrementos se correlaciona con la consolidación que ha tenido el subsuelo en estos últimos 15 años. La relación de amortiguamiento para pequeñas deformaciones disminuye notablemente, y para grandes deformaciones los valores obtenidos en 1987 y 2002 son muy similares. Por ello se puede sostener que las propiedades geotécnicas están en constante evolución.

Índice

Dedicatorias
Agradecimientos
Resumen

i
iii
vi

1 Introducción

1.1	Antecedentes	1
1.2	Objetivos	4
1.3	Alcances	4
1.4	Contenido de la tesis	5

2 Zonificación Geotécnica y Sismicidad

2.1	Zonificación Geotécnica	7
2.2	Sismicidad	12
2.2.1	Introducción	12
2.2.2	Origen de los sismos en México	12
2.2.3	Sismicidad en el valle de México	14
2.2.4	Amplificación del movimiento sísmico en la zona lacustre de la ciudad de México	16

3 Comportamiento cíclico de la arcilla de la ciudad de México

3.1	Generalidades	
3.2	Comportamiento cíclico de la arcilla de la ciudad de México	17
3.2.1	Módulo de rigidez al esfuerzo cortante	19
3.2.2	Efecto del índice de plasticidad, esfuerzo efectivo octaédrico y tipo de consolidación	20
3.2.3	Modelación numérica de las relaciones no lineales: módulo de rigidez-deformación angular	21
3.2.4	Obtención del módulo G, mediante mediciones en campo	24
3.2.5	Degradación cíclica del módulo de rigidez, G	27
3.3	Amortiguamiento histerético, λ	31
3.3.1	Modelación numérica de la variación del amortiguamiento con la deformación angular	34
3.4	Resistencia al esfuerzo cortante	37
3.4.1	Correlación de parámetros del estado crítico con propiedades índice	38
3.4.2	Resistencia a la falla dinámica	38
		39

4 Propiedades dinámicas en los sitios: SCT y CAO: Mediciones en laboratorio y campo

4.1	Localización y aspectos geotécnicos del sitio SCT, en el año de 1986	41
4.2	Mediciones de campo y laboratorio realizados en el sitio SCT (año 2000)	43
	4.2.1 Generalidades	43
	4.2.2 Localización de la exploración geotécnica realizada en el sitio SCT	44
	4.2.3 Perfiles obtenidos de la exploración geotécnica	45
4.3	Localización y aspectos geotécnicos del sitio CAO, en el año de 1987	50
4.4	Mediciones de campo y laboratorio realizados en el sitio CAO (año 2000)	52
	4.4.1 Localización de la exploración geotécnica	52
	4.4.2 Perfiles obtenidos de la exploración geotécnica	53
4.5	Ensayes de laboratorio	59
	4.5.1 Columna resonante, CR	61
	4.5.2 Triaxial cíclica, TXC	61
4.6.	Programa de pruebas en laboratorio	62

5 Presentación de resultados

5.1	Generalidades	65
5.2	Módulo de rigidez, G , en el sitio SCT	66
	5.2.1 Módulo de rigidez, G , obtenido en columna resonante	66
	5.2.2 Módulo de rigidez, G , obtenido en Triaxial cíclica	68
5.3	Relación de amortiguamiento, λ , en el sitio SCT	70
	5.3.1 Relación de amortiguamiento, λ , obtenido en columna resonante	70
	5.3.2 Relación de amortiguamiento, λ , obtenido en Triaxial cíclica	72
5.4	Módulo de rigidez, G , en el sitio CAO	73
	5.4.1 Módulo de rigidez, G , obtenido en columna resonante	73
	5.4.2 Módulo de rigidez, G , obtenido en Triaxial cíclica	75
5.5	Relación de amortiguamiento, λ , en el sitio CAO	77
	5.5.1 Relación de amortiguamiento, λ , obtenido en columna resonante	77
	5.5.2 Relación de amortiguamiento, λ , obtenido triaxial cíclica	79

5.6	Propiedades dinámicas a pequeñas y grandes deformaciones	81
5.6.1	Módulo de rigidez a pequeñas y grandes deformaciones	81
5.6.2	Relación de amortiguamiento a pequeñas y grandes deformaciones	83
5.7	Efecto del esfuerzo efectivo de consolidación, P'_{\circ}, en el módulo G y en la relación de amortiguamiento	84
5.7.1	Efecto de P'_{\circ} en G	84
5.7.2	Efecto de P'_{\circ} en λ	85
5.8	Efecto del índice de plasticidad en los parámetros dinámicos	87
5.8.1	Efecto del I_p , en el módulo G en los sitios SCT y CAO	87
5.8.2	Efecto del I_p , en la relación de amortiguamiento, λ , en los sitios SCT y CAO	89
5.9	Efecto del número de ciclos en el módulo de rigidez, G	90
5.10	Modelación numérica de la variación de las propiedades dinámicas con la deformación angular	92
5.10.1	Determinación de los parámetros γ_r , A y B	93
5.10.2	Ajuste del modelo de Davidenkov a los resultados experimentales	96

6 Evolución de las propiedades dinámicas en un lapso de 15 años en el sitio SCT

6.1	Generalidades	99
6.2	Localización y aspectos geotécnicos del sitio SCT	100
6.2.1	Localización de exploraciones geotécnicas	100
6.2.2	Descripción de la estratigrafía del subsuelo	101
6.2.3	Evolución de la resistencia de punta, q_c	102
6.2.4	Estimación de la velocidad cortante, V_s , considerando q_c y los efectos del hundimiento	104
6.3	Variación de las propiedades índice y estáticas	106
6.3.1	Contenido de agua, w	106
6.3.2	Límites de Atterberg, I_p e I_r	108
6.3.3	Peso volumétrico, γ_m , y densidad de sólidos, G_s	109
6.3.4	Relación de vacíos, e	112
6.4	Evolución de las propiedades dinámicas	116
6.4.1	Evolución del módulo de rigidez, G , obtenido en columna resonante	118
6.4.2	Variación del módulo de rigidez, G , obtenido en triaxial cíclica	119
6.4.3	Evolución de la relación de amortiguamiento, obtenido en columna resonante	119
6.4.4	Variación de la relación de amortiguamiento, obtenido en triaxial cíclica	120

6.5	Continuidad de resultados de 1987 y 2002	121
6.5.1	Variación de las curvas $G-\gamma$ y $\lambda-\gamma$ obtenidas en CR y TXC	121
6.5.2	Variación del módulo G , con el esfuerzo efectivo de consolidación	122
6.5.3	Variación de $G/G_{máx-\gamma}$	124

7 Evolución de las propiedades dinámicas en un lapso de 15 años en el sitio CAO

7.1	Generalidades	127
7.2	Localización y aspectos geotécnicos del sitio CAO	128
7.2.1	Localización de exploraciones geotécnicas	128
7.2.2	Descripción de la estratigrafía del subsuelo	129
7.2.3	Evolución de la resistencia de punta, q_c	130
7.2.4	Estimación de la velocidad cortante, V_s , considerando q_c y los efectos del hundimiento	133
7.3	Variación de las propiedades índice	135
7.3.1	Contenido de agua, w	135
7.3.2	Límites de Atterberg, I_p e I_r	137
7.3.3	Peso volumétrico, γ_m , y densidad de sólidos, G_s	138
7.3.4	Relación de vacíos, e	141
7.4	Evolución de las propiedades dinámicas	143
7.4.1	Evolución del módulo de rigidez, G , obtenido en columna resonante	145
7.4.2	Variación del módulo de rigidez, G , obtenido en triaxial cíclica	146
7.4.3	Evolución de la relación de amortiguamiento, obtenido en columna resonante	147
7.4.4	Variación de la relación de amortiguamiento, obtenido en triaxial cíclica	148
7.5	Continuidad de resultados de 1987 y 2002	149
7.5.1	Variación de las curvas $G-\gamma$ y $\lambda-\gamma$ obtenidas en CR y TXC	149
7.5.2	Variación del módulo G , con el esfuerzo efectivo de consolidación	151
7.5.3	Variación de $G/G_{máx-\gamma}$	153

8 Conclusiones

157

Bibliografía

163

Apéndice:

169

**Muestreo,
Equipo y procedimiento de laboratorio**

1.

INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

Necesidades políticas y sociales han provocado el crecimiento de la ciudad de México en una región que presenta las siguientes características:

- Suelo blando y compresible
- El hundimiento regional
- La alta sismicidad de la región

El hundimiento regional se observó desde principios del siglo pasado cuando se estableció que se debe a la extracción de agua del subsuelo (Marsal, 1992).

En el año de 1899 el hundimiento regional fue estudiado por Téllez Pizarro. Y hasta 1925 Roberto Gayol comunica a la Asociación de Ingenieros y Arquitectos que la ciudad de México se hunde. Atribuye este fenómeno al abatimiento del nivel freático provocado por la red de colectores que no garantizaban una buena impermeabilización, construidos a principios del siglo para drenar agua residual y de lluvia.

Deficiencias en el abastecimiento de agua potable durante los años treinta promovieron la explotación de los acuíferos del subsuelo mediante el bombeo, ajustando la ubicación de pozos y redes de distribución al desarrollo de la urbe. Cabe recordar que el sistema de agua potable habilitado en 1910 tenía como fuente principal los manantiales de Xochimilco; pero gran número de residencias extraían agua del subsuelo mediante pozos.

Al incrementarse el bombeo, paralelamente al crecimiento demográfico del Distrito Federal, se observó en edificios y obras municipales manifestaciones de asentamiento diferencial, los cuales se asentaron notablemente en la década de los años cuarenta.

José A. Cuevas entre los años de 1920 y 1930 (citado por Zeevaert, 1973), fue el continuador de las ideas de R. Gayol y propone a Nabor Carrillo estudiar la influencia de la explotación de pozos de agua, sobre el hundimiento. Nabor Carrillo (1947) explicó el hundimiento empleando técnicas de la mecánica de suelos y señaló como su causa la consolidación de las arcillas debido al incremento de esfuerzos efectivos provocados por la disminución de la presión del agua intersticial del subsuelo.

Los estudios de mecánica de suelos, las mediciones piezométricas y las nivelaciones del terreno en gran parte de la ciudad, permitieron constatar que la principal causa del hundimiento era la pérdida de la presión en los acuíferos del subsuelo (SRH, 1953).

En 1965 se recomendó la clausura de pozos municipales de agua cercanos a las líneas del Sistema de Transporte Colectivo (METRO), a fin de evitar la desnivelación de las vías por asentamiento diferencial. Por ser necesario mantener la aportación de agua explotada del subsuelo, se autorizó perforar pozos en zonas menos pobladas hacia el sureste del Distrito Federal.

Para dar una idea de la magnitud del problema, en la tabla 2.1 (DDF, 1975) se presentan los hundimientos medios en el centro de la ciudad. Hay puntos de la ciudad que se han hundido 8 m en lo que va el siglo. Algunas mediciones más recientes (Figueroa, 1978) se consignan en la tabla 2.2, donde se observa que la velocidad de asentamiento entre los años 1970 y 1977 varía entre 2.7 y 11.3 cm/año en distintas partes de la ciudad.

Tabla 2.1 Evolución de hundimiento en la antigua fraza de la cd. de México (DDF, 1975)

Intervalo de medición años	Hundimiento medio cm	Velocidad media de hundimiento cm/año
1891 - 1938	212	4.50
1938 - 1948	76	7.60
1948 - 1950	88	44.0
1950 - 1951	46	46.0
1951 - 1952	15	15.0
1952 - 1953	26	26.0
1953 - 1957	68	17.0
1957 - 1959	24	12.0
1959 - 1963	22	5.50
1963 - 1966	21	7.00
1966 - 1970	28	7.00
1970 - 1986	112	7.00
1986 - 2000	105	7.50

Tabla 2.2 Hundimiento en varias zonas de la cd. de México, periodo de medición 1970-1977 (Figueroa, 1978)

Sitio	Velocidad media cm/año
Calzada de Guadalupe y río Consulado	5.30
Calzada de Tlalpan y Av. Baja California	7.50
Plutarco Elías Calles, río Churubusco	11.3
Calzada de Tlalpan y Taxqueña	2.70
Av. Revolución y Morena	7.00

Buena parte del agua potable para la ciudad se extrae por bombeo de los acuíferos del mismo subsuelo. Las obras hidráulicas y el bombeo, pero sobre todo éste último, han producido abatimientos piezométricos de consideración con el consecuente incremento de esfuerzos efectivos en los depósitos del suelo provocados por la disminución de la presión intersticial del subsuelo, que se traducen en consolidación de los mantos de arcilla y dan origen al hundimiento regional de la ciudad de México.

Debido a esto se puede decir que la arcilla del valle está en evolución constante (de los estratos profundos hacia la superficie) en lo que se refiere a contenido de agua, resistencia al esfuerzo cortante, compresibilidad y características dinámicas.

El impacto más importante del hundimiento de la ciudad es en las cimentaciones. En las del tipo parcial o totalmente compensadas el abatimiento de la presión de poro más los esfuerzos inducidos por la

cimentación provocan que se exceda la presión de preconsolidación de la arcilla y los esfuerzos que actúan en ella se ubiquen en la rama virgen de la curva de compresibilidad, con el consecuente aumento de los asentamientos.

Por otro lado, la variación de las propiedades dinámicas y espesores de los estratos arcillosos ocasionan que la respuesta sísmica esté variando con el tiempo.

1.2 OBJETIVOS

En esta investigación el objetivo principal es el de cuantificar la evolución de las propiedades dinámicas del suelo inducida por el hundimiento regional en los sitios SCT y CAO a 15 años del sismo del 19 de septiembre de 1985.

1.3 ALCANCES

- a) Determinar los parámetros dinámicos: módulo de rigidez y amortiguamiento del suelo mediante pruebas de columna resonante y triaxial cíclica en los sitios SCT y CAO.
- b) Estudiar los efectos de los siguientes parámetros en las propiedades dinámicas de ambos sitios: esfuerzo efectivo de consolidación, e índice de plasticidad.
- c) Evaluar la variación de los parámetros dinámicos de ambos sitios a 15 años del sismo de 1985. Usando resultados de campo y laboratorio.

1.4 CONTENIDO DE LA TESIS

En el capítulo 2 se hace una investigación bibliográfica con objeto de tener una visión de los antecedentes del conjunto de las características geotécnicas y sísmicas del valle de México.

En el capítulo 3 incluyen los conceptos básicos acerca del comportamiento cíclico de la arcilla de la ciudad de México.

En el capítulo 4, se describen los sitios donde se realizó la exploración (SCT y CAO), reportando los perfiles estratigráficos y de resistencia, éstos últimos obtenidos a partir del cono eléctrico. Además se describen los equipos utilizados para obtener las propiedades dinámicas en el laboratorio.

En el capítulo 5 se reportan los resultados de las pruebas dinámicas. Estas pruebas se hicieron en muestras inalteradas de arcilla, obtenidas en ambos sitios.

En el capítulo 6 se comparan los resultados de ensayos de laboratorio reportados en esta investigación con los realizados por Jaime et al., (1987) y Jaime (1987), en el sitio Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT).

En el capítulo 7 se comparan los resultados de ensayos de laboratorio reportados en esta investigación con los realizados por Jaime et al., (1987) y Jaime (1987), en el sitio Central de Abasto Oficinas (CAO).

En el capítulo 8 se dan las conclusiones y recomendaciones para futuros trabajos en esta misma línea de investigación.

Apéndice

Se describe el equipo de muestreo, de laboratorio y procedimientos de elaboración de los ensayos cíclicos. Además del procedimiento de cálculo seguido para obtener las propiedades dinámicas.

2.

ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA Y SISMICIDAD

2.1 ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA

El valle de México está localizado en la parte sur de la República Mexicana. Éste está formado por la cuenca donde desde siglos, los ríos han fluído rodeando las montañas desarrollando una serie de lagos superficiales. La evolución de esos lagos desde la edad diluvial hasta finales del siglo XIX se presenta en la figura 2.1, la cual muestra la basta extensión de terreno que estuvo bajo el agua favoreciendo la formación de depósitos blandos profundos.

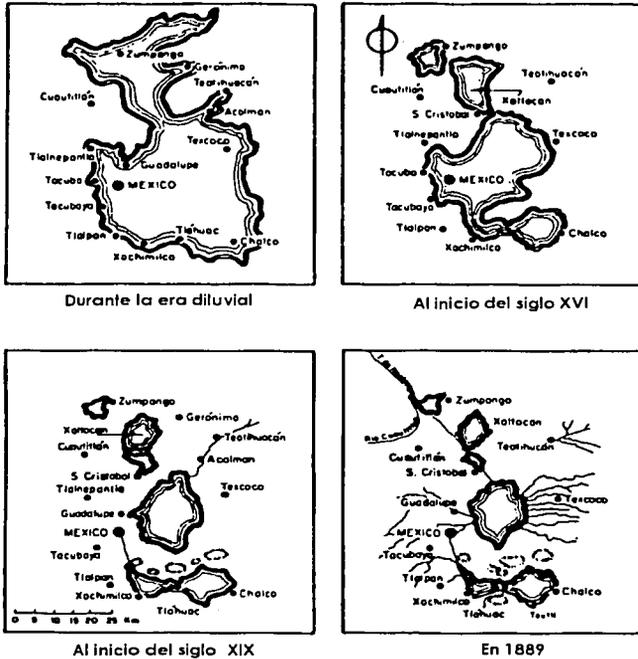
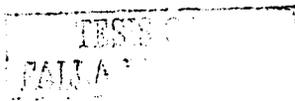


Figura 2.1 Evolución de los lagos del valle de México (adaptada de Marsal y Mazari, 1957)

En 1957, Marsal y Mazari, distinguieron tres zonas geotécnicas dentro de la ciudad de México. La zonificación propuesta por estos autores sigue siendo esencialmente la misma excepto por algunas modificaciones introducidas en los últimos años. La figura 2.2 presenta un mapa reciente de zonas geotécnicas:

La zona I o de lomas: Denominada así por su altitud relativa, está constituida fundamentalmente por las rocas basálticas, andesíticas y suelos duros poco compresibles. El poniente de la ciudad está formado por tobos y arenas de origen piroclástico con diferentes grados de cementación e incluye las zonas en donde afloran basaltos volcánicos, principalmente al sur.

La zona II o de transición: Se le denomina así a la franja que separa los materiales pétreos (correspondientes a la zona de las lomas) de los depósitos



lacustres pertenecientes a la zona de lago. Se localiza en las orillas de los antiguos lagos del valle de México (Texcoco, Xochimilco y Chalco) y está constituida por intercalaciones de arcilla y limos arenosos en donde los suelos compresibles rara vez exceden 20m de profundidad.

La zona III o lacustre: Esta zona está constituida por una costra superficial competente de espesor variable seguida de una secuencia de arcillas con intercalaciones delgadas de materiales arenosos, generalmente de origen piroclástico. Interrumpe a esta secuencia, a una profundidad que varía entre 30 y 40 m, un estrato heterogéneo de materiales arenosos o limo-arenosos (la primera capa dura, en donde se apoyan muchas de las cimentaciones profundas que emplean pilotes de punta), que en las partes centrales del antiguo lago solo alcanza espesores de unos cuantos centímetros pero que en sus orillas puede ser hasta de tres metros. Sigue una segunda serie arcillosa de materiales más consolidados con espesores de unos cuantos metros. Dentro de la zona urbana de la ciudad la base de estos depósitos se encuentra a 40 m de profundidad aproximadamente, aunque hacia el centro del ex-lago aparece a más de 50 m. En la figura 2.3 se presenta una estratigrafía típica de la zona del lago (Méndez, 1991).

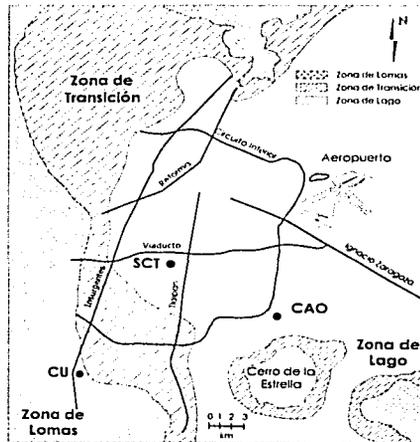


Figura 2.2 Zonificación geotécnica de la ciudad de México

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

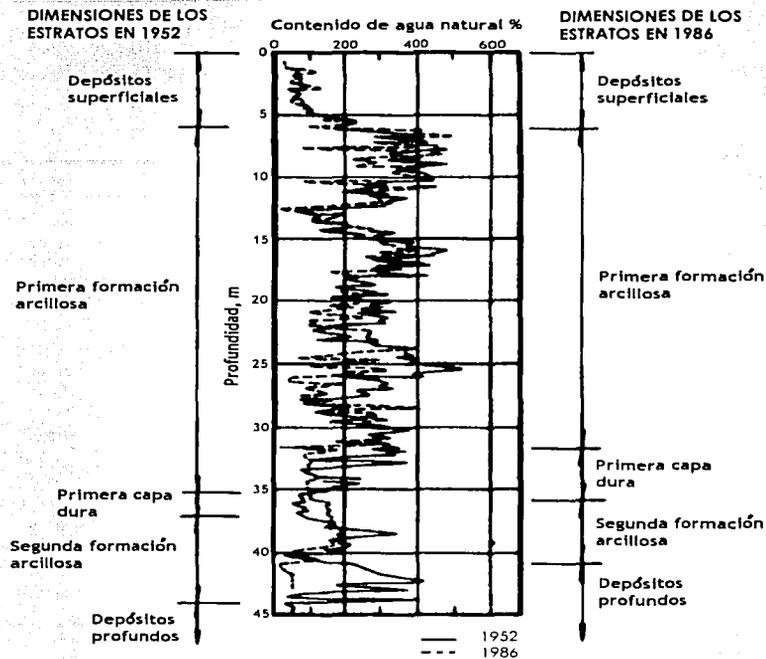


Figura 2.3 Estratigrafía típica de la zona lacustre (Méndez, 1991)

Estudios más recientes han subdividido la zonificación de la ciudad de México como se muestra en la figura 2.4, en esta nueva división la zona lacustre la subdividen en Lago virgen, Lago centro I y Lago centro II, así mismo, la zona de transición la subdividen en alta y baja, y la zona de lomas permanece idéntica solo que presentan más a detalle los cerros y derrames basálticos que existen. En esta misma figura se muestra la ubicación de los sitios SCT y CAO, dentro de la zona geotécnica de lago, denominada como Lago Centro I.

TRABAJA CON
FALLA DE ORIGEN

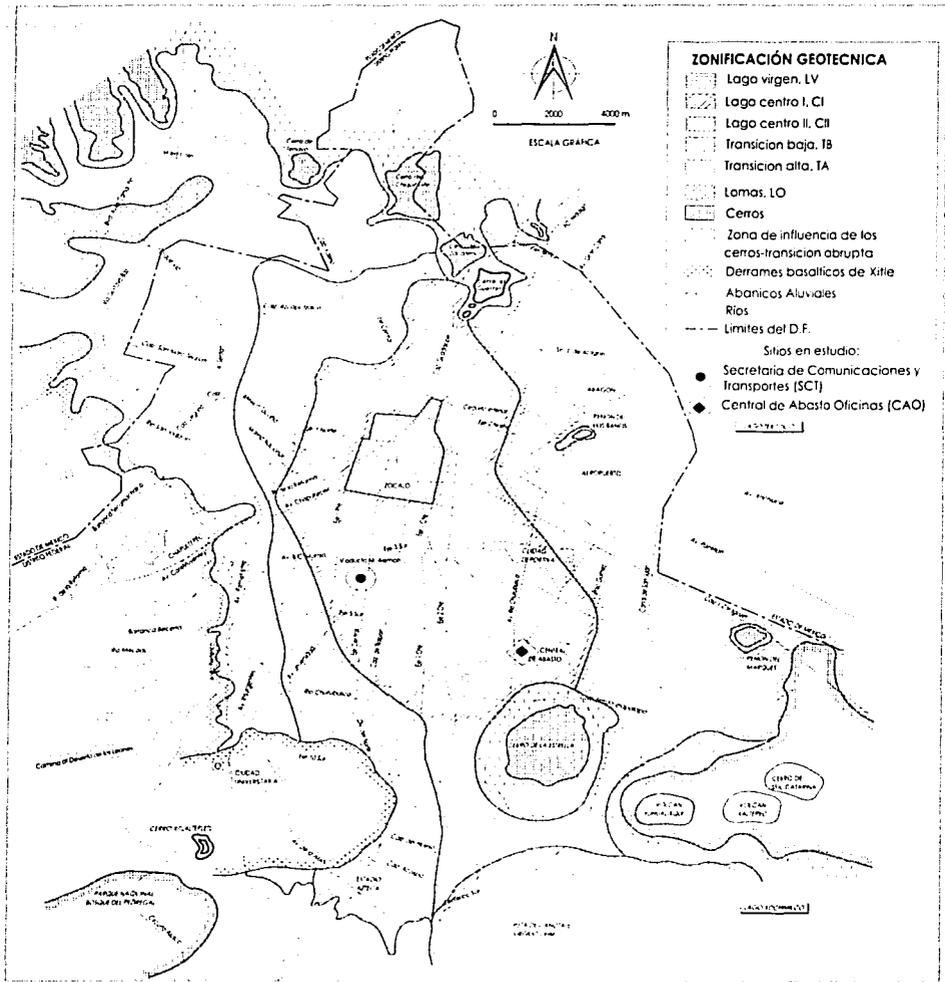


Figura. 2.4 Zonificación geotécnica de la cd. de México (Tamez et al., 1987)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

2.2 SISMICIDAD

2.2.1 Introducción

El gran temblor de Michoacán en 1985 tuvo su origen en el deslizamiento entre las placas de Cocos y Norteamérica ocurrido durante un minuto. Sin embargo además de las grandes amplificaciones experimentales, el movimiento se registro en algunos sitios de la ciudad de México hasta por más de tres minutos. El valle de México es un depósito sedimentario de origen lacustre, y ha adquirido sus rasgos recientes el último millón de años (Mosser, 1975). Durante este periodo se han acumulado grandes cantidades de sedimentos en una cuenca que ha sido cerrada por la inmensa actividad volcánica. En un lugar con estas condiciones los efectos locales controlan de diferentes formas las características de los temblores.

Los daños ocurridos en la mañana del 19 de septiembre en la ciudad de México fueron inmensos e inesperados como se muestra en la figura 2.5. Ha sido una lección muy costosa de la que debemos de aprender. No hay que olvidar que la ciudad de México está condenada a experimentar otros sismos de similares proporciones.



Figura 2.5 Colapso de un edificio en cd. de México en el sismo del 19 de septiembre de 1985

2.2.2 Origen de los sismos en México

A lo largo de los bordes de las placas tectónicas de Norteamérica con la del Pacífico, la de Cocos y la del Caribe se generan la mayor parte de los eventos sísmicos que afectan al territorio nacional. En estos bordes se encuentra la zona de subducción de las placas de Norteamérica y la del Pacífico a lo largo de la costa de Oaxaca, Guerrero, Jalisco y Michoacán. Hacia el norte, el comportamiento entre los bordes entre estas placas es diferente y se manifiesta como el Golfo de California. Hacia el sur, en el estado de Chiapas se presenta una triple unión entre placas al converger la Placa de Norteamérica, la de Cocos y del Caribe formando la compleja orografía de Chiapas con sus múltiples pliegues, fallas y volcanes. Finalmente, aunque de manera aislada, se presentan sismos profundos

hacia el interior de la placa de Norteamérica, estos son esporádicos y de menor magnitud comparados con los que ocurren por causas tectónicas (figura 2.6).

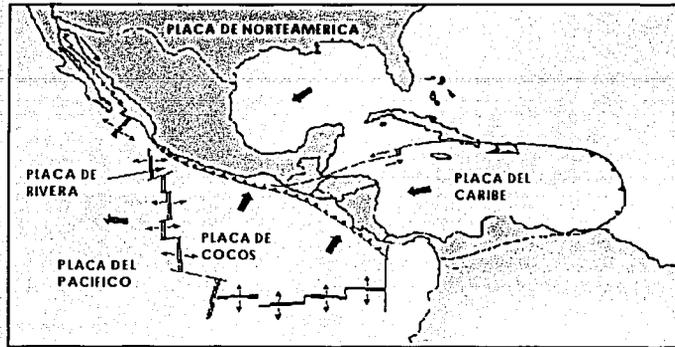


Figura. 2.6 Placas tectónicas que originan la sismicidad en México. (Tomado de la geología de la República Mexicana, 1985)

México presenta una notable actividad sísmica en diversas regiones de su territorio, en donde los grandes terremotos liberan alrededor del 3% de la energía sísmica mundial (figura 2.7). Ocurren en México, en promedio, un sismo de magnitud mayor que 7 cada dos años y medio (Singh y Suárez, 1987). Las ciudades de Oaxaca, Guadalajara, Puebla, Acapulco, Orizaba y México, entre otras, han sufrido daños importantes por terremotos.

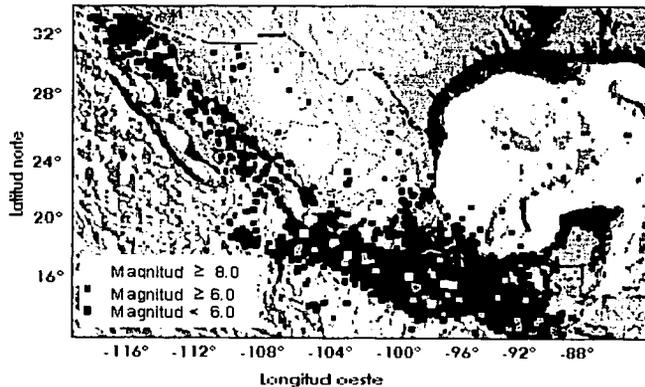


Figura. 2.7 Sismos ocurridos en México durante el siglo XX (Base Mexicana de datos de sismos fuertes, Vol. II)

TESTE COM
FALLA DE ORIGEN

En los sitios de actividad sísmica más importante en nuestro país, por el momento la respuesta de cuándo ocurrirá un sismo importante y su magnitud probable son imposibles de responder con un nivel aceptable de certeza. Sin embargo, se puede destacar que usando los conceptos de tectónica de placas y la historia sísmica de México, se puede decir lo siguiente: en el caso de los sismos de subducción, los periodos de recurrencia varían en general, entre los 35 y 80 años. Con estos antecedentes, GIGSA (2000) concluye que en el sur de México existen por el momento dos brechas importantes (zonas con actividad sísmica potencial) maduras con posibilidad de romperse en el mediano o corto plazo. Una es la de Guerrero (entre Zihuatanejo y Acapulco), y la otra es la del Istmo de Tehuantepec. De acuerdo con la longitud de las brechas en cuestión, las magnitudes podrían variar de 7.9 a 8.4; lo anterior debe considerarse como probable.

2.2.3 Sismicidad en el valle de México

Uno de los aspectos más importantes de los efectos del sismo del 19 de septiembre de 1985 en la ciudad de México fue la enorme diferencia entre las intensidades de los movimientos sísmicos y los daños asociados en diferentes partes de la ciudad. Esta diferencia se puede explicar con base a las variaciones en las características del terreno a través de la ciudad, como se muestra en la figura 2.8. se puede observar que los movimientos registrados en tres sitios con diferentes condiciones del suelo son completamente diferentes, aun para los dos sitios (SCT y CAO) localizados en la zona del lago centro I. Como es bien sabido, la severidad de los daños en el área de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) fue mucho mayor que en el sur-este de la ciudad (Central de Abasto Oficinas, CAO).

Estas diferencias en la intensidad y las características de los movimientos tienen implicaciones importantes en el diseño de las estructuras. Por ejemplo, si se fuera a construir un edificio en la zona de CAO, y se utilizara para fines de diseño el registro de SCT como excitación de campo libre; de la figura 2.8 se ve que sería extremadamente conservador, si la estructura tuviera un periodo natural entre 1.6 y 2.6 segundos. Por otra parte, si la estructura tuviera un periodo natural superior a 3.1 segundos se estaría subestimando la excitación dinámica.

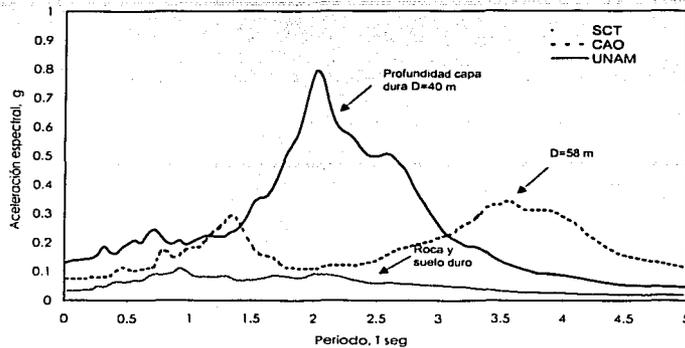


Figura. 2.8 Espectros de respuesta de aceleración para diferentes sitios de la ciudad de México (Romo y Jaime, 1986)

Debido a que la intensidad y las características de los movimientos sísmicos del terreno son afectadas sensiblemente por las condiciones estratigráficas y las propiedades dinámicas de los suelos y es de vital importancia definir adecuadamente el medio ambiente sísmico en el que se colocarán las estructuras, es evidente que se requieren de parámetros o espectros de diseño para realizar un análisis dinámico. Para ello desde 1987 se emprendieron diferentes estudios para determinar espectros de diseño e incorporarlos al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, ver tabla 2.1 (DDF, 1994).

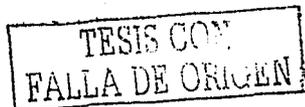
Tabla 2.1 Valores de T_a , T_b , r y c (DDF, 1994)

Zona	T_a	T_b	r	c
I	0.2	0.6	1/2	0.16
II	0.3	1.5	2/3	0.32
III	0.6	3.9	1	0.40

Nota: Los valores que aparecen en la tabla son para estructuras del grupo B, para las del grupo A se incrementará el coeficiente sísmico en 50 por ciento.

Donde:

- T_a y T_b periodos característicos de los espectros de diseño, en segundos
- r exponente en las expresiones para cálculo de las ordenadas de espectro de diseño, adimensional
- c coeficiente sísmico



2.2.4 Amplificación del movimiento sísmico en la zona lacustre de la ciudad de México

Es bien sabido que los movimientos sísmicos son amplificados en la zona lacustre de la ciudad de México. Esta zona consiste de estratos arcillosos con contenido de agua de hasta 400% apoyados sobre depósitos más competentes.

En los siguientes sitios de origen lacustre:

- Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) tiene una $a_{m\acute{a}x} = 0.16$ g, con una aceleración máxima espectral de 0.8 g (5% amortiguamiento) y un periodo de 2 segundos.
- Central de Abasto Oficinas (CAO) tiene una $a_{m\acute{a}x} = 0.08$ g, con una aceleración máxima espectral cerca de 0.35 g y un periodo dominante de 3.5 segundos.
- Central de Abasto-Frigorífico (CAF) tiene una $a_{m\acute{a}x} = 0.095$ g, con una aceleración máxima espectral de 0.17g a un periodo de 0.8 segundos.

La velocidad promedio de propagación de ondas de cortante, V_s , y el espesor de los depósitos de arcilla, H , en los sitios SCT, CAO y CAF son: 75 m/s, 27 m; 60 m/s, 37 m; 64 m/s, 26 m; respectivamente (Romo y Jaime, 1986; Jaime, 1987; Seed et al., 1987).

3.

COMPORTAMIENTO CÍCLICO DE LA ARCILLA DE LA CD. DE MÉXICO

3.1 GENERALIDADES

Propagación de ondas sísmicas, explosiones, diferentes tipos de máquinas (por ejemplo: turbinas, generadores, etc.); estructuras sometidos a la acción del viento u oleaje generan a su vez fuerzas dinámicas en los depósitos de suelo. Las propiedades dinámicas de las arcillas son función de las condiciones de esfuerzos de confinamiento y del tipo de la excitación que se aplican al material.

Los modelos teóricos y numéricos desarrollados para realizar los análisis del comportamiento dinámico de algún suelo deben siempre basarse en las

propiedades dinámicas de éste, las cuales pueden determinarse en el laboratorio o en el campo. Por esto es importante que las condiciones utilizadas en el laboratorio, para la obtención de las propiedades dinámicas, como el estado de esfuerzos de confinamiento, la secuencia de carga, etc., sean simulados satisfactoriamente respecto a las condiciones de interés en el sitio.

El comportamiento esfuerzo-deformación de una arcilla saturada sometida a carga cíclica depende principalmente del nivel de deformaciones inducido en ella. A pequeñas deformaciones, la respuesta es relativamente elástica lineal, el suelo no disipa mucha energía en cada ciclo de histéresis (lo cual indica un amortiguamiento pequeño). A grandes deformaciones, la respuesta es francamente no lineal, con mayor disipación de energía por ciclo histerético (amortiguamiento grande), y una considerable degradación en la rigidez causada por la carga cíclica.

La deformación de umbral del comportamiento a pequeñas y grandes deformaciones depende del tipo y plasticidad de la arcilla. Esta transición aparece entre 10^{-2} y $10^{-1}\%$. Arcillas más plásticas o más sensibles tienden a localizarse en el extremo superior de este rango ($\cong 10^{-1}\%$), mientras que arcillas de baja plasticidad tienden a localizarse en el extremo inferior ($\cong 10^{-2}\%$). Las investigaciones experimentales previas se han dividido en tres grupos, de acuerdo al nivel de deformación y los equipos de laboratorio usados para lograr sus objetivos.

Las investigaciones del primer grupo el cual incluye trabajos realizados por Hardin y Black (1968, 1969); Humphiers y Whals (1968); Marcuson y Whals (1972); Anderson y Woods (1976), etc. están enfocados a estudiar el comportamiento dinámico a pequeñas deformaciones, utilizando para ello el aparato de columna resonante.

Las investigaciones del segundo grupo, entre las cuales se encuentran, las realizadas por Thiers y Seed (1968), Seed e Idriss (1970), Kovacs et al., (1971), Hardin y Drenevich (1972), etc. están dirigidas al estudio de los cambios en el módulo de rigidez y amortiguamiento, utilizando para ello distintos equipos para simular la carga cíclica (corte simple, triaxial cíclica, y mesa vibradora).

En el tercer grupo existen trabajos sobre propiedades dinámicas y la respuesta del subsuelo de la ciudad de México ante cargas cíclicas; por ejemplo León et al., (1976) usaron columna resonante; Romo y Jaime (1986) usaron columna resonante y triaxial cíclica; Jaime (1987); Taboada (1989); Romo (1990); estos estudios se enfocaron principalmente a evaluar el módulo de rigidez, G y el amortiguamiento, λ , en función de la deformación angular, γ . Para esto utilizaron columna resonante, triaxial cíclica.

Los resultados de estas investigaciones mostraron que en general, la arcilla de la ciudad de México tiene un amplio intervalo de deformación en

el que su comportamiento es cercano al elástico-lineal. Sin embargo, las curvas $G/G_{m\acute{a}x}$ versus γ ($G_{m\acute{a}x} = G$ para $\gamma \leq 0.0001\%$) obtenidas en muestras extraídas de diferentes sitios presentaban una dispersión importante, dando lugar a cuestionamientos.

Estudios realizados por Dobry y Vucetic (1987), Taboada (1989) y Romo (1995), se encontró que de todos los factores que afectan las curvas $G/G_{m\acute{a}x}$ vs γ el más importante es el índice de plasticidad, I_p , y que la dispersión observada en estudios anteriores se debe en gran medida a variaciones en el valor de I_p .

3.2 COMPORTAMIENTO CÍCLICO DE LA ARCILLA DE LA CD. DE MÉXICO

Cuando una muestra de suelo se somete a carga dinámica, en general, ocurren dos tipos de deformaciones. Una transitoria que varía cíclicamente con la carga, y otra permanente que se acumula durante la aplicación de los esfuerzos cíclicos. En la figura 3.1 se muestran ambos componentes de la deformación. Conviene señalar que la deformación cíclica o transitoria es la que se emplea para definir los parámetros de rigidez y amortiguamiento del suelo, y la deformación permanente se usa para estimar los desplazamientos permanentes en las cimentaciones causados por la acción de los sismos.

El comportamiento cíclico de las arcillas se puede caracterizar completamente con las cuatro propiedades siguientes:

1. La variación del módulo de rigidez al corte con la deformación angular.
2. El cambio del amortiguamiento histerético con la deformación angular.
3. La relación esfuerzo-deformación.
4. Resistencia ante carga cíclica.
5. La relación de Poisson es otra propiedad requerida para la descripción de la respuesta dinámica del suelo; sin embargo su variación entre 0.4 y 0.5 es relativamente pequeña y en este intervalo tiene efectos pequeños en la respuesta sísmica, por lo cual, su investigación detallada rara vez se justifica.

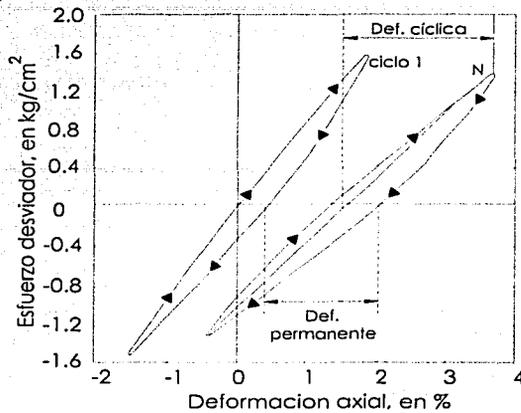


Figura 3.1 Componentes de deformación en carga dinámica, (Modificada de Taboada, 1989)

A continuación se presenta una descripción de las propiedades asociadas al comportamiento del suelo ante carga cíclica, así como una revisión de los estudios previos que al respecto se han realizado utilizando suelo de la ciudad de México, e incluyéndose en el capítulo 5 los resultados de un programa experimental de laboratorio aplicado al suelo de los sitios previamente seleccionados.

3.2.1 Módulo de rigidez al esfuerzo cortante

La mayoría de los suelos exhiben relaciones esfuerzo-deformación curvilíneas, (figura 3.2), en donde el módulo de cortante, G , es expresado usualmente como el módulo secante o pendiente de la recta determinada por los puntos extremos de la curva histerética (A-A').

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

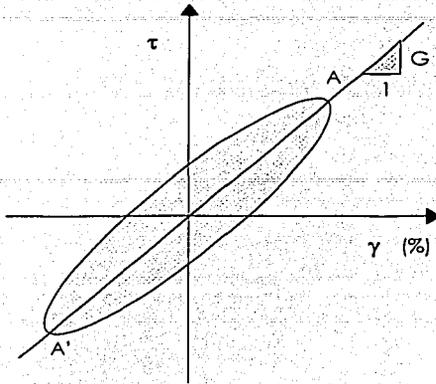


Figura 3.2 Curva esfuerzo-deformación en un ensaye cíclico

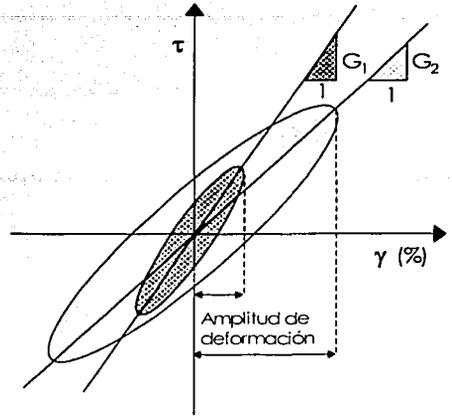


Figura 3.3 Relación histerética esfuerzo deformación para diferentes amplitudes de deformación

Cuando un espécimen de suelo se somete por primera vez a esfuerzos desviadores cíclicos, sufre deformaciones parcialmente irreversibles, y por tanto, la curva esfuerzo deformación en la carga es diferente a la de descarga y la de recarga.

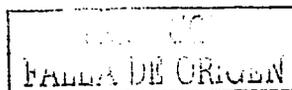
El ciclo completo de carga y descarga se dibuja idealizadamente como un lazo de histéresis cerrado (figura 3.3), el cual se puede representar por medio del módulo de rigidez al corte, G .

En la misma figura se puede observar claramente que G varía con la deformación angular, al aumentar ésta, el módulo disminuye ($G_1 > G_2$).

A continuación se discuten los factores que afectan al módulo de rigidez al esfuerzo cortante, $G_{m\acute{a}x}$.

3.2.2 Efecto del índice de plasticidad, esfuerzo efectivo octaédrico y tipo de consolidación

El valor del módulo de rigidez depende principalmente de la magnitud de la deformación angular cíclica inducida. Como se muestra en la figura 3.4, al aumentar la deformación disminuye la rigidez de la arcilla. Se puede apreciar que el módulo de la arcilla también depende del tipo de consolidación. Para un mismo esfuerzo efectivo octaédrico, las muestras consolidadas anisotrópicamente muestran módulos de rigidez mayores que



en condiciones de consolidación isotrópica. Por otro lado al incrementar el valor del esfuerzo efectivo de consolidación, P'_o , (isotrópica o anisotrópicamente), el valor del módulo de rigidez aumenta.

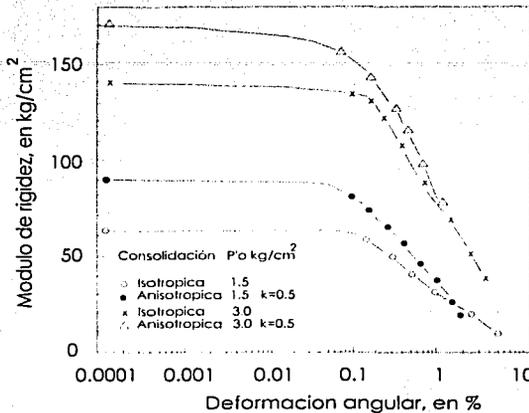


Figura 3.4 Efecto del tipo de consolidación y esfuerzo efectivo octaédrico en el módulo de rigidez, (Modificada de Taboada, 1989)

Cuando las curvas del módulo rigidez-deformación angular se normalizan, dividiendo las ordenadas por el máximo del módulo, $G_{m\acute{a}x}$, se obtiene prácticamente una curva, como se observa en la figura 3.5. Esta gráfica muestra claramente que existe un valor crítico de la deformación angular a partir del cual la degradación del módulo de rigidez se acelera de manera notable. Para el caso mostrado en la figura 3.5 la deformación de umbral es del orden de 0.1%. Sin embargo estudios experimentales indican que la deformación crítica para arcillas varía entre 0.01 y 0.5%, dependiendo del índice de plasticidad, I_P , del suelo (Romo, 1995). Al aumentar éste, la deformación de umbral se incrementa como se ve en la figura 3.6 donde se presentan curvas del módulo de rigidez normalizado *versus* deformación angular de diferentes arcillas con índices de plasticidad diversos. El hecho que el quiebre de las curvas ocurra a deformaciones más altas al crecer el I_P , indica que el intervalo de comportamiento lineal de la arcilla aumenta con su plasticidad. El límite superior parece estar dado por las arcillas plásticas de la ciudad de México ($I_P > 250\%$) y el límite inferior por las arenas limpias ($I_P=0$).



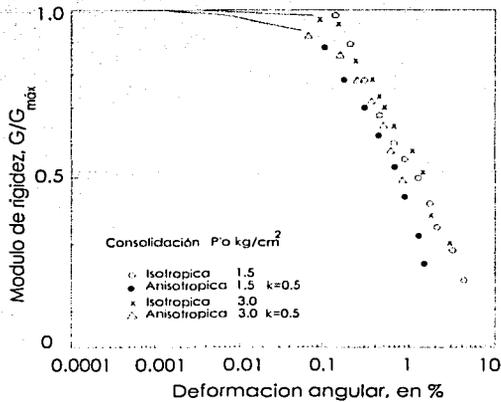


Figura 3.5 Curva de atenuación $G/G_{m\acute{a}x}$ vs γ (Modificada de Taboada, 1989)

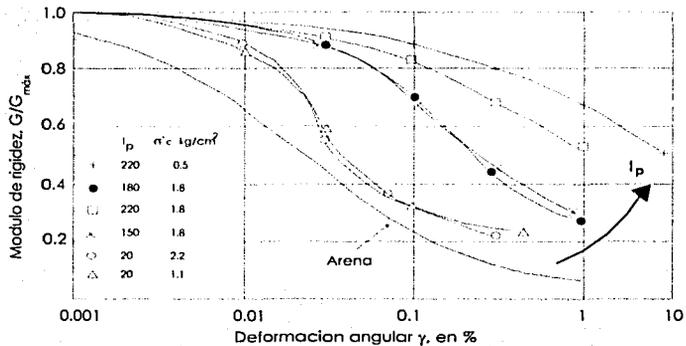
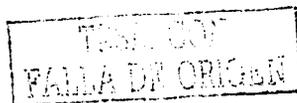


Figura 3.6 Efecto del índice de plasticidad, I_p , (Romo, 1990)

Esta diferencia de comportamiento se puede explicar en términos de las características de la microestructura de las arcillas plásticas y no plásticas. En general las arcillas plásticas tienen una estructura floculada, abierta, caracterizada por la enorme cantidad de contactos vértice-lado, debido a su baja actividad, las arcillas no plásticas tienen una estructura dispersa con pocos contactos vértice-lado entre las partículas. La mayor estructuración de las arcillas plásticas aumentan la flexibilidad del sistema, lo que redundará en un incremento en el valor de la deformación de umbral.



3.2.3 Modelación numérica de las relaciones no lineales: módulo de rigidez-deformación angular

Las propiedades dinámicas de la ciudad de México también son modificadas por el efecto de la consolidación regional, debido al bombeo profundo. Resultados de pruebas triaxial cíclica y columna resonante, muestran que el módulo de rigidez al cortante $G_{m\acute{a}x}$ de la arcilla de la cd. de México, a pequeñas deformaciones puede ser expresado por la siguiente expresión (Romo, 1995; Romo y Ovando, 1996):

$$G_{m\acute{a}x} = 122p_{\alpha} \left(\frac{1}{I_p - I_r} \right)^{(I_p - I_r)} \left(\frac{\sigma'_c}{p_{\alpha}} \right)^{0.82} \quad [3.1]$$

donde: σ'_c esfuerzo efectivo de confinamiento
 p_{α} presión atmosférica
 LL límite líquido
 w_n contenido natural de agua
 I_p índice de plasticidad
 I_r índice de consistencia

$$I_r = \frac{LL - w_n}{I_p} \quad [3.2]$$

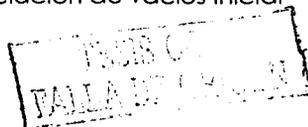
Esta expresión sólo es válida para $I_p - I_r > 0$ (Romo, 1995). La ecuación 3.1 puede también escribirse en términos del tiempo, dependiendo de los cambios en el esfuerzo efectivo, (Romo y Ovando, 2001).

$$G_{m\acute{a}x} = 122p_{\alpha} \left(\frac{1}{I_p - I_r} \right)^{(I_p - I_r)} \left(\frac{\sigma'_c + \Delta U(t)}{p_{\alpha}} \right)^{0.82} \quad [3.3]$$

En la ecuación 3.2 el contenido de agua estará en función del tiempo, y se expresa por la ecuación 3.4 (Masari et al., 1985):

$$w_f = w_i \left[1 - \frac{\delta(t)}{H_i} \left(\frac{1 + e_i}{e_i} \right) \right] \quad [3.4]$$

donde: w_i, w_f contenido de agua inicial y final, respectivamente
 H_i espesor inicial del estrato
 $\delta(t)$ asentamiento total del estrato
 e_i relación de vacíos inicial



Si se asume que la arcilla esta completamente saturada la expresión 3.4 se expresa de la siguiente forma:

$$w_f = w_i \left[1 - \frac{\delta(t)}{H_i} \left(1 + \frac{1}{w_i G_s} \right) \right] \quad [3.5]$$

donde: G_s es la gravedad específica

El cambio de la relación de vacíos con el tiempo se considera mediante la siguiente expresión (Ovando et al., 2001):

$$\frac{\delta(t)}{h_i} = \frac{\Delta e}{1+e} \quad [3.6]$$

donde: Δe es la disminución de la relación de vacíos
 e relación de vacíos inicial

Taboada (1989) y Romo (1990), mostraron que el parámetro dominante en la definición de las curvas de la figura 3.6 es el índice de plasticidad. Por consiguiente, es posible establecer expresiones analíticas para representar la variación del módulo de rigidez en función de la deformación angular y del índice de plasticidad. Este tipo de relaciones serían de gran utilidad en la practica ya que permitirían estimar curvas normalizadas (como se presenta en la figura 3.6) a partir del valor del I_p . La siguiente expresión reproduce con buena aproximación los resultados experimentales de la figura 3.5.

$$G = G_{m\acute{a}x} [1 - H(\gamma)] \quad [3.7]$$

$$H(\gamma) = \left[\frac{(\gamma / \gamma_r)^{2B}}{1 + (\gamma / \gamma_r)^{2B}} \right]^A \quad [3.8]$$

donde: G es el módulo de rigidez al corte para una cierta γ
 $G_{m\acute{a}x}$ es el módulo de rigidez al corte para $\gamma \leq 0.0001\%$
 γ_r es una deformación de referencia en % (50 % de $G/G_{m\acute{a}x}$)
 A y B son parámetros del suelo

Los valores de γ_r , A y B , están en función del índice de plasticidad, y se presentan en las figuras 3.7 a 3.9, respectivamente.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

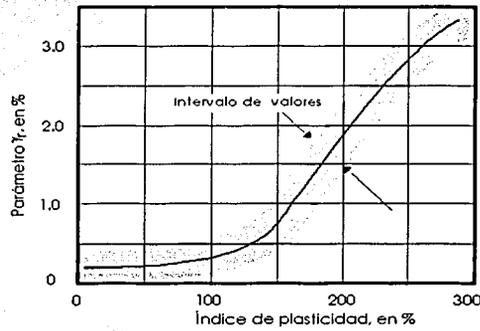


Figura 3.7 Efecto del índice de plasticidad, I_p en el parámetro γ_r , (Romo, 1990)

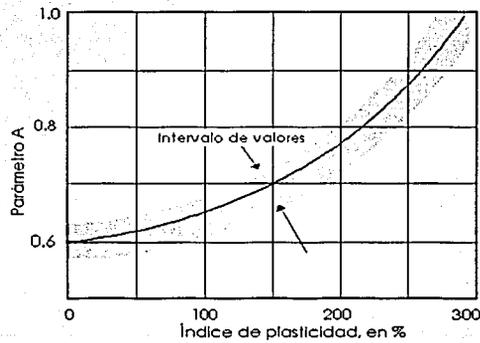


Figura 3.8 Efecto del índice de plasticidad, I_p en el parámetro A, (Romo, 1990)

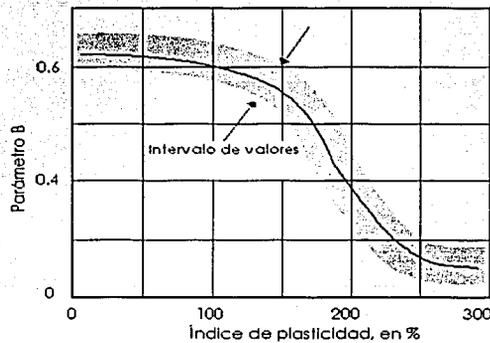
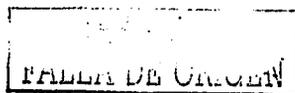


Figura 3.9 Efecto del índice de plasticidad, I_p en el parámetro B, (Romo, 1990)



3.2.4 Obtención del módulo G, mediante mediciones en campo

Para determinar el valor de G a partir de la ecuación 3.7 es preciso definir el módulo de rigidez máximo, $G_{m\acute{a}x}$, para esto se pueden hacer ensayos de laboratorio con columna resonante en muestras representativas de arcilla. Otra alternativa es medir las velocidades de onda de cortante, V_s , en el sitio y determinar los pesos volumétricos correspondientes del suelo. Con la siguiente expresión se calcular el valor del módulo máximo.

$$G_{m\acute{a}x} = \rho V_s^2 \quad [3.9]$$

$$\rho = \frac{\gamma_n}{g} \quad [3.10]$$

donde: ρ es la densidad de masa del suelo
 γ_n peso volumétrico natural
 g aceleración de gravedad (9.81 m/s²)

Esta relación es muy importante ya que elimina el problema de muestreo que puede afectar el valor de $G_{m\acute{a}x}$ medido en laboratorio.

En la figura 3.10 se muestran perfiles de velocidades de propagación de ondas de corte para depósitos de arcilla, en varios sitios del mundo. En ella se observa una gran variación en V_s , extendiéndose desde valores menores de 100 m/s hasta mayores de 300 m/s, y en la mayoría de los sitios existe una tendencia a incrementar la rigidez con la profundidad. Los valores más bajos de V_s corresponden a arcillas normalmente consolidadas con altos contenidos de agua y relaciones de vacíos grandes ($e \cong 5$ a 8 para arcillas en la ciudad de México). En el otro extremo, la arcilla de Boston con una velocidad relativamente alta $V_s = 240$ m/s, preconsolidada y con una relación de vacíos baja, $e \cong 0.9$.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

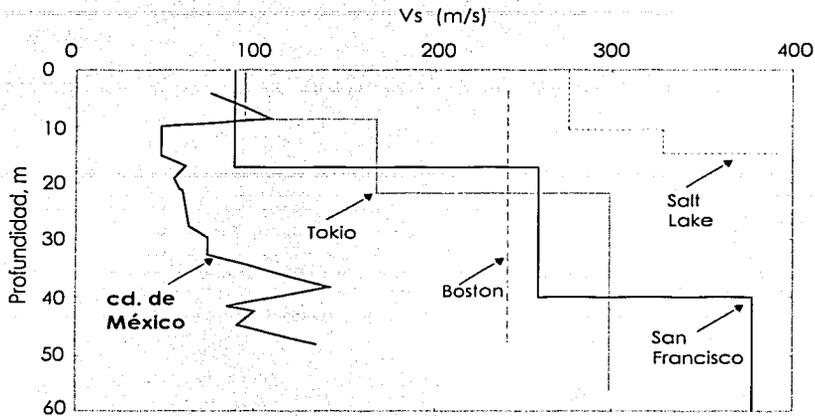
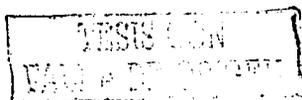


Figura 3.10 Velocidad de propagación de ondas de corte, para depósitos arcillosos en varios sitios (Whitman, 1986)

Cabe señalar que los resultados reportados para la arcilla muy compresible de la cd. de México (Jaime y Romo, 1988) muestran claramente, figura 3.11, que los módulos G obtenidos en laboratorio resultan mayores que los de campo, usando precisamente las técnicas de sonda suspendida y columna resonante. Los ensayos de columna resonante se efectuaron después de que los especímenes se consolidaron isotrópicamente con el esfuerzo efectivo *in situ*. Considerando los datos incluidos en esta figura, se ha determinado que el cociente G_{ol}/G_{oc} alcanza un valor medio de 2.0, con valores entre 0.84 y 4.51. Sin embargo, esta tendencia no parece ser sólo para la arcilla de la cd. de México, sino también se ha reportado para suelos de la bahía de Tokio, figura 3.12 (Yasuda et al., 1994).

donde: G_{ol} Módulo de rigidez obtenido en laboratorio
 G_{oc} Módulo de rigidez obtenido en campo



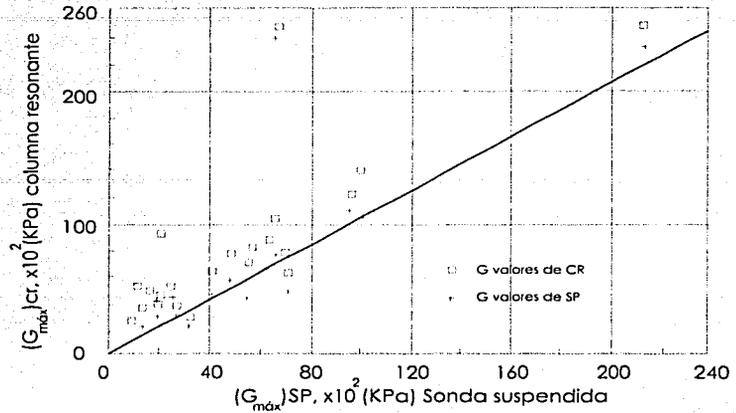


Figura 3.11 Comparación de valores de G obtenidos con sonda suspendida, SP, y columna resonante, CR, para arcilla de la cd. de México (Jaime y Romo,1988)

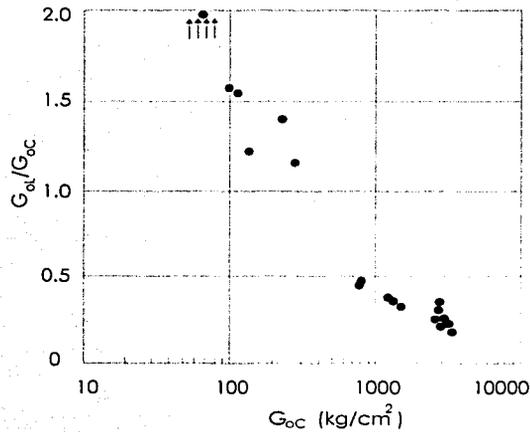


Figura 3.12 Relación de módulos cortantes iniciales obtenidos con sonda suspendida y columna resonante para suelos de la bahía de Tokio (Yasuda, et al., 1994)

Otra posibilidad de evaluar $G_{m\acute{a}x}$ es medir la resistencia a la penetración, q_c , utilizando como estático y por medio de las relaciones existentes (Jaime y Romo, 1988) entre V_s y q_c para las arcillas de la cd. de México y la ecuación 3.9 se determina $G_{m\acute{a}x}$. Tales relaciones son, para la zona de lago en donde el bombeo ha sido más severo y se han desplantado los edificios más pesados.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$V_s = 6.0 + 12.11q_c \quad [3.11]$$

donde: q_c es la resistencia de punta en kg/cm²
 V_s la velocidad al cortante en m/s

Ovando y Romo, (1991) estimaron que V_s también puede obtenerse mediante la siguiente expresión:

$$V_s = \eta \sqrt{\frac{q_c}{\gamma_{nat} N_{kh}}} \quad [3.12]$$

donde: η es una constante (23.33) que depende del tipo de suelo
 q_c es el valor de resistencia de punta
 N_{kh} es un parámetro de correlación para el área estudiada (9.5)
 γ_{nat} peso volumétrico natural

Cuando existe la consolidación debido al bombeo la ecuación 3.12 puede ser estimada con la ecuación 3.13 (Santoyo et al., 1989).

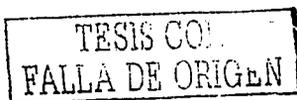
$$q_c = N_\sigma \sigma'_v = N_\sigma [\sigma'_{v0} + \Delta u(t)] \quad [3.13]$$

El cambio del peso volumétrico con el tiempo se puede obtener utilizando la ecuación 3.14 (Ovando et al., 2001)

$$\gamma_t = \frac{\gamma_i}{1 - \delta(t)/h_i} \quad [3.14]$$

donde: N_σ es un coeficiente de correlación igual a 5.5
 σ'_{ov} esfuerzo vertical efectivo inicial
 $\Delta u(t)$ decremento de la presión de poro en función del tiempo
 γ_t peso volumétrico final
 γ_i peso volumétrico inicial
 $\delta(t)$ es el asentamiento total del estrato
 h_i espesor inicial del estrato

La velocidad de onda de cortante se ha relacionado con q_c usando la técnica de redes neuronales (Romo et al., 2001). La expresión 3.15, proporciona resultados aceptables para la determinación de V_s (Ovando et al., 2001).



$$V_s = \eta \sqrt{\frac{q_c + N_\sigma \Delta U(t)}{\gamma_{nat} N_{kh}}} = \eta \sqrt{\frac{q_c + N_\sigma \Delta U(t)}{\left(\frac{\gamma_i}{1 - \delta(t)/h_i}\right) N_{kh}}} \quad [3.15]$$

Los efectos de la consolidación por el bombeo en los valores del módulo $G_{m\acute{a}x}$ se puede determinar por medio de la siguiente ecuación (Ovando et al., 2001)

$$G_{m\acute{a}x}(t) = \frac{\eta^2}{g} \left(\frac{q_{ci} + N_\sigma \Delta U_i(t)}{N_{kh}} \right) \quad [3.16]$$

Para tener un buen ajuste con lo experimental se puede sustituir la ecuación 3.16 en la ecuación 3.7, obteniendo la siguiente expresión para definir las curvas de rigidez deformación considerando el efecto del bombeo (Ovando et al., 2001 y 2002; Cerrud, 2002).

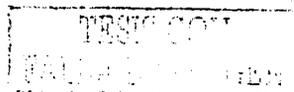
$$G(\gamma, t) = \frac{\eta^2}{g} \left(\frac{q_{ci} + N_\sigma \Delta U_i(t)}{N_{kh}} \right) [1 - H(\gamma)] \quad [3.17]$$

De acuerdo con lo expuesto anteriormente, es posible estimar $G_{m\acute{a}x}$ ó G a partir de mediciones de la resistencia a la penetración, q_c , el decremento de la presión de poro para un tiempo t , $\Delta U(t)$, las determinaciones del índice de plasticidad, I_p , y el peso volumétrico, γ_s , del suelo. Utilizando los valores de estos parámetros en las ecuaciones 3.1 a 3.17 se calcula el módulo de rigidez, $G(\gamma)$, en función de la deformación angular.

3.2.5 Degradación cíclica del módulo de rigidez , G

Los suelos arcillosos saturados cuando son sometidos a cargas cíclicas, en general, desarrollan presiones de poro debido a la continua degradación de su estructura. Si las deformaciones cíclicas inducidas exceden un valor crítico, la presión de poro se incrementa monotónicamente hasta alcanzar valores tales que reducen apreciablemente la rigidez inicial del suelo. Por otra parte, si las deformaciones cíclicas no exceden la deformación de umbral el efecto de la duración (número de ciclos) de la carga dinámica es de poca importancia.

La figura 3.13 muestra el efecto del número de ciclos, N , y de la amplitud del esfuerzo cíclico en el módulo de rigidez al corte de una muestra de arcilla isotrópicamente consolidada de la ciudad de México. Se observa que la degradación aumenta con el número de ciclos y con la



magnitud del esfuerzo cíclico. En la figura 3.14 se representa la misma información pero para el caso de consolidación anisotrópica. Comparando los resultados de las figuras 3.13 y 3.14 se concluye que el tipo de consolidación también influye en la degradación del módulo de rigidez con el número de ciclos de carga. Las arcillas consolidadas anisotrópicamente son más susceptibles a degradarse por la acción de la carga cíclica.

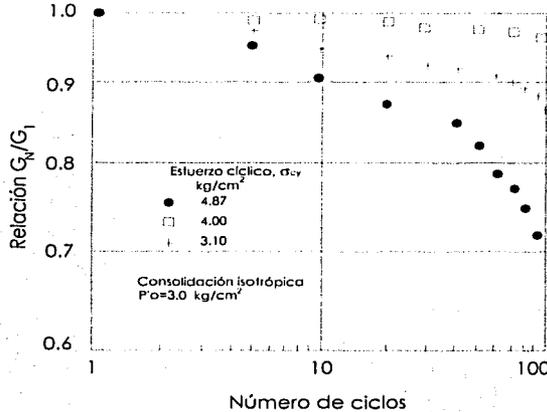


Figura 3.13 Degradación del módulo de rigidez al corte con el número de ciclos (Taboada, 1989 y Romo, 1990)

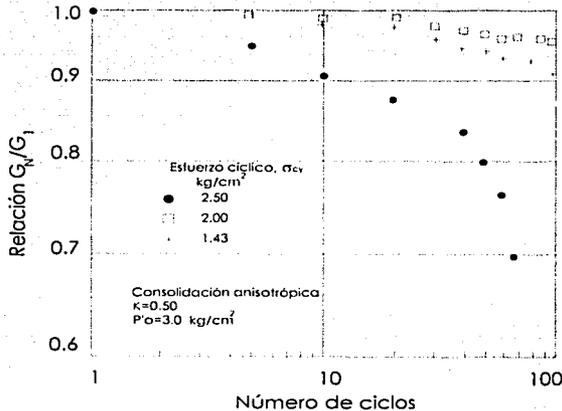


Figura 3.14 Degradación del módulo de rigidez al corte con el número de ciclos (Taboada, 1989 y Romo, 1990)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

La disminución en el módulo de rigidez al corte de la arcilla se puede estimar con la siguiente expresión (Idriss et al., 1978):

$$G_N = G_1 N^{-t} \quad [3.18]$$

donde:

G_N y G_1 son los módulos de rigidez correspondiente a los ciclos N y primero
 t es un parámetro de degradación

Resultados de estudios experimentales en una amplia variedad de arcillas muestran que el parámetro t depende del grado de preconsolidación, del índice de plasticidad y del tipo de consolidación. Para las arcillas normalmente consolidadas, altamente plásticas de la ciudad de México, Taboada, 1989 y Roma, 1990, encontraron que el parámetro de degradación varía en función del tipo de consolidación y la deformación cíclica como se muestra en la figura 3.15. la representación analítica de los resultados experimentales es:

Consolidación isotrópica:

$$t = 0.0122 \varepsilon_c \quad [3.19]$$

Consolidación anisotrópica:

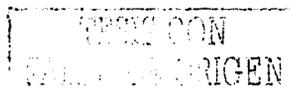
$$t = 0.0299 \varepsilon_c \quad [3.20]$$

donde: ε_c es la deformación axial cíclica en una muestra de arcilla ensayada en la cámara triaxial cíclica.

La deformación angular correspondiente se obtiene de $\gamma = 0.50 (1+\nu)\varepsilon_c$

donde: ν es la relación de Poisson.

Para arcillas saturadas se considera igual a 0.5, por tanto $\gamma = 0.75 \varepsilon_c$.



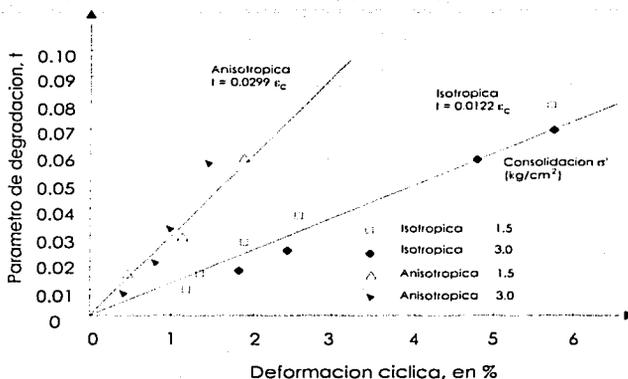


Figura 3.15 Parámetro de degradación para arcilla de la ciudad de México (Taboada, 1989 y Romo, 1990).

Considerando que $\gamma_c = 0.5(1 + \nu)\epsilon_c$, las ecuaciones 3.19 y 3.20 se pueden expresar de la siguiente manera: (Romo, 1995).

$$t = \frac{2}{1 + \nu} (0.0299)\gamma \quad \text{Para consolidación anisotrópica y } \gamma < 2\%$$

[3.21]

$$t = \frac{2}{1 + \nu} (0.0122)\gamma \quad \text{Para consolidación isotrópica y } \gamma < 6\%$$

donde: ν es la relación de Poisson.

3.3 AMORTIGUAMIENTO HISTERÉTICO, λ

Cuando un suelo es sometido a la acción de cargas dinámicas, su respuesta esfuerzo-deformación se caracteriza por la aparición de ciclos de histéresis que se muestra en la figura 3.16, que son la manifestación de la capacidad que tiene el suelo para disipar energía. Por otra parte, debido a la rigidez del suelo, éste almacena energía potencial en cada ciclo de carga. La relación entre energía disipada y la energía almacenada se denomina amortiguamiento histerético.



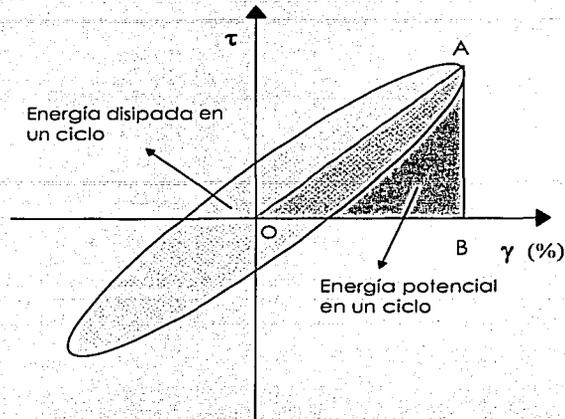


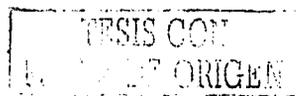
Figura 3.16 Curva esfuerzo-deformación de un ensaye cíclico

El amortiguamiento se determina con la ecuación que se muestra a continuación:

$$\lambda = \frac{\text{Área dentro del ciclo de histéresis}}{4\pi \text{ Área OAB}} \quad [3.22]$$

El amortiguamiento proporciona una medida de las características disipadoras de energía del suelo, éste resulta principalmente de efectos friccionantes no lineales, conocidos como histéresis, al deslizarse entre sí las partículas mineralógicas. La energía de deformación liberada durante la descarga es inferior a la almacenada durante la carga. Por consiguiente, el deslizamiento de partículas individuales en una masa de suelo afecta la cantidad de energía absorbida. A mayor deslizamiento (deformación) en el suelo (sin alcanzar la falla), más alto será el amortiguamiento. Esta propiedad se representa usualmente por el área dentro del ciclo de histéresis, como se indica en la figura 3.3.

El amortiguamiento del suelo se determina usualmente en el laboratorio a partir de los resultados de ensayos dinámicos. Es un hecho experimental que la capacidad de los suelos para disipar energía depende primordialmente de la magnitud de la deformación inducida. Al incrementarse ésta, el amortiguamiento aumenta como se indica en la figura 3.17, donde se muestran los resultados de ensayos de triaxiales cíclicos en la arcilla de la ciudad de México para dos presiones de consolidación. Se puede observar que el efecto del esfuerzo de consolidación es despreciable. Por otro lado, el tipo de consolidación parece tener cierto



efecto en el amortiguamiento, sobre todo para deformaciones angulares mayores que 0.9%, como se observa en la figura 3.18 donde se comparan los resultados de dos ensayos triaxiales cíclicos sobre dos muestras de arcilla de la ciudad de México, consolidadas a igual esfuerzo octaédrico pero una siguiendo una trayectoria isotrópica y la otra anisotrópica.

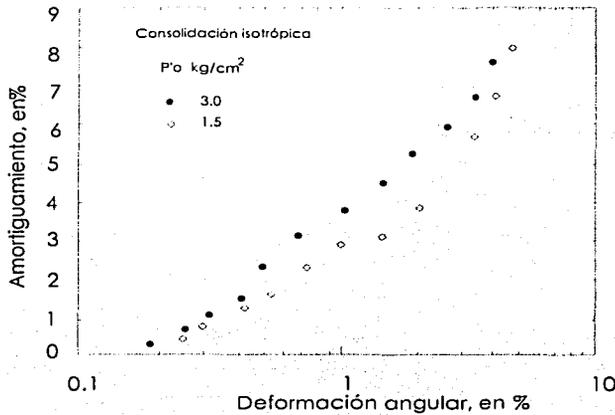


Figura 3.17 Relación de amortiguamiento, consolidación isotrópica (Taboada, 1989)

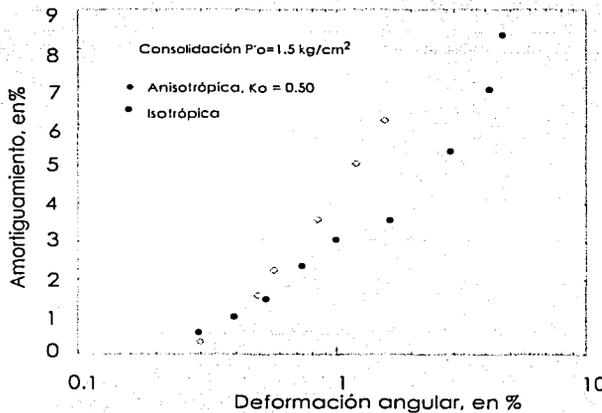


Figura 3.18 Efecto del tipo de consolidación en el amortiguamiento (Taboada, 1989)

TESIS CON
FALLA DE ...

Resultados de estudios experimentales muestran que el índice de plasticidad influye en la capacidad que tienen las arcillas para disipar energía (Dobry y Vucetic, 1989). En la figura 3.19 se observa que al aumentar el valor del I_p , el amortiguamiento disminuye para igual deformación angular. El límite inferior esta dado por la arcilla de la ciudad de México.

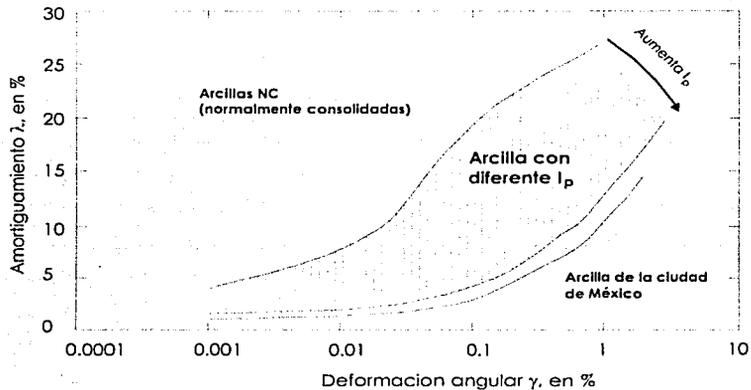


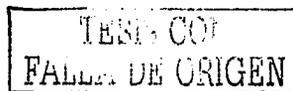
Figura 3.19 Rango y tendencias del amortiguamiento (Dobry y Vucetic, 1989)

3.3.1 Modelación numérica de la variación del amortiguamiento con la deformación angular

Lazan (1968) teóricamente mostró que la forma de variación del amortiguamiento en materiales elastoplásticos y asumiendo el comportamiento tipo Massing puede relacionarse con el módulo de rigidez del material. Similarmente Hardin y Drnevich (1972) propusieron una simple pero acertada relación entre el amortiguamiento y el módulo de rigidez del suelo, donde:

$$\lambda = \lambda_{\text{máx}} \left(1 - \frac{G}{G_{\text{máx}}} \right) \quad [3.23]$$

donde: $G_{\text{máx}}$ es el máximo valor de G , el cual es obtenido para deformación angular del orden de 0.0001%



De la ecuación 3.7 tenemos que

$$\frac{G}{G_{\text{máx}}} = [1 - H(\gamma)] \quad [3.24]$$

sustituyendo $G/G_{\text{máx}}$ en la ecuación 3.23

$$\lambda = \lambda_{\text{máx}} H(\gamma) \quad [3.25]$$

donde: $\lambda_{\text{máx}}$ es definido como el valor máximo de λ que el suelo puede tener antes de llegar a la falla bajo carga dinámica

Estableciendo las condiciones de frontera para deformaciones angulares pequeñas: $H(\gamma) \rightarrow 0$ y $\lambda = \lambda_{\text{mín}}$; y para deformaciones angulares altas: $H(\gamma) \rightarrow 1$ y $\lambda = \lambda_{\text{máx}}$ (Romo, 1995). La ecuación 3.25 queda expresada de la siguiente manera.

$$\lambda = (\lambda_{\text{máx}} - \lambda_{\text{mín}}) H(\gamma) + \lambda_{\text{mín}} \quad [3.26]$$

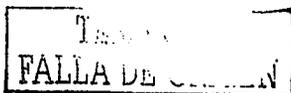
donde: $\lambda_{\text{mín}}$ es el valor del amortiguamiento que se genera para deformaciones angulares pequeñas.

3.4 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

3.4.1 Correlación de parámetros del estado crítico con propiedades índice

A fin de simplificar el uso del modelo o teoría del estado crítico, se reunió información sobre las propiedades índice y los correspondientes parámetros del estado crítico de varios materiales. Con toda la información se exploró la posibilidad de correlacionar algunos de los parámetros de la teoría del estado crítico con las propiedades índice de los suelos, verificándose expresiones exponenciales que relacionan el efecto de la humedad natural y el límite líquido con la pendiente de la línea del estado crítico.

La resistencia de la arcilla se puede obtener con la siguiente expresión (Romo y Ovando, 1989).



$$S_u(t) = \frac{M}{2} \left[P'_o + \Delta u(t) \exp\left(\frac{\Gamma - N}{\lambda}\right) \right] \quad [3.27]$$

donde: $M = \frac{6(\text{sen } \phi')}{3 - \text{sen } \phi'}$

Γ y N son las ordenadas a una presión de referencia de la línea de estado crítico y de la consolidación virgen isotrópica en el espacio e - p'

P'_o es la presión efectiva media en el sitio al inicio del periodo de análisis

ϕ' el ángulo de fricción interna expresado en términos de esfuerzos efectivos

λ es la compresibilidad isotrópica del material y está relacionado con el módulo de compresibilidad volumétrica a través de:

$$m_v = \frac{\lambda}{(1+e)\sigma'_v} = \frac{\lambda}{(1+e)[\sigma'_o + \Delta u(t)]} \quad [3.28]$$

donde: σ'_o es el esfuerzo vertical efectivo al inicio de cada periodo estudiado

3.4.2 Resistencia a la falla dinámica

Investigaciones realizadas con arcillas de la ciudad de México muestran que la resistencia a la falla bajo carga cíclica dinámica es notable mayor que la correspondiente en condiciones estáticas (Romo, 1990). Los resultados indican que independientemente de la trayectoria de consolidación seguida y la magnitud del esfuerzo octaédrico de consolidación, la resistencia a la falla dinámica no drenada, varía entre 1.20 y 1.40 veces la resistencia no drenada en condiciones estáticas.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

4.

PROPIEDADES DINÁMICAS EN LOS SITIOS SCT Y CAO: MEDICIONES EN LABORATORIO Y CAMPO

4.1 LOCALIZACIÓN Y ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL SITIO SCT, EN EL AÑO DE 1986

El sitio SCT esta ubicado dentro de la zona del lago descrita en el capítulo 2 su localización se muestra en la figura 4.1. En el año de 1986 se realizó una exploración geotécnica consistente de: un sondeo de cono eléctrico y un sondeo continuo con extracción de muestras de suelo inalteradas. Además se midió la velocidad de propagación de ondas S y P, empleando los métodos de la sonda suspendida y down-hole (Jaime et al.,

1987). En la figura 4.3 se presenta los resultados de dicha exploración del sitio SCT.

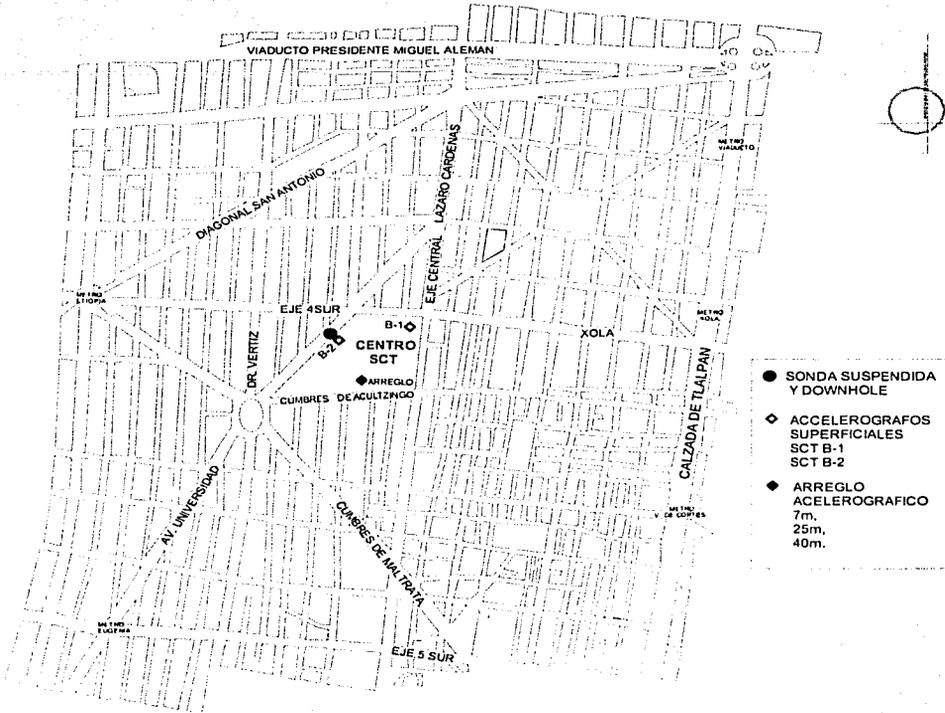


Figura 4.1 Localización detallada del sitio SCT

TESIS COM
FALLA DE ORIGIN

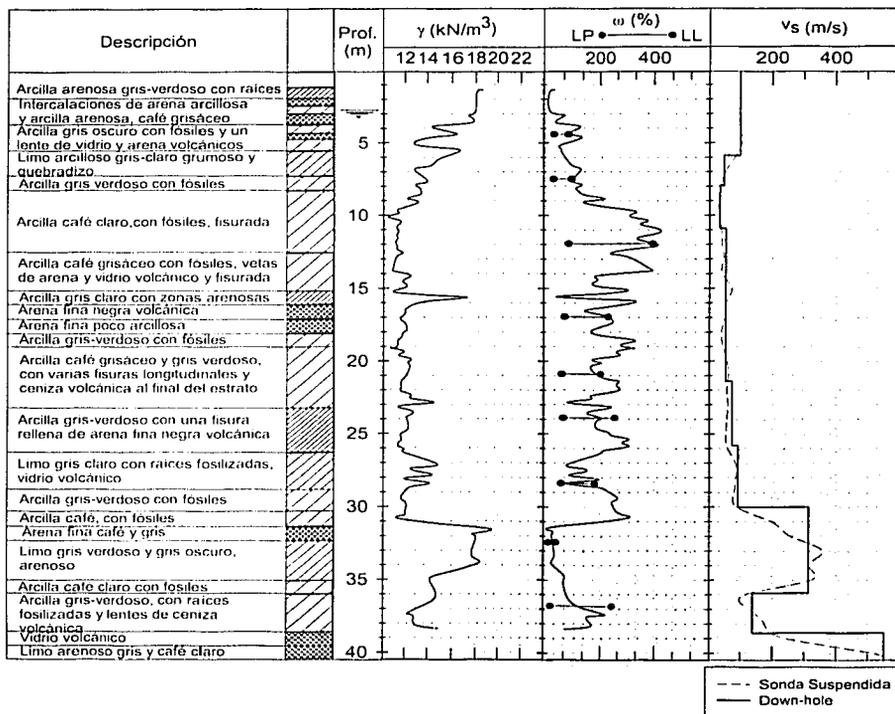
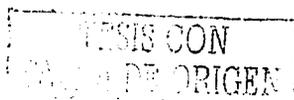


Figura 4.2 Perfiles de: estratigrafía, peso volumétrico, contenido de agua y velocidad de propagación de ondas de corte, (adaptada de Jaime et al., 1987)

4.2 MEDICIONES DE CAMPO Y LABORATORIO REALIZADOS EN EL SITIO SCT (AÑO 2000)

4.2.1 Generalidades

Después de haber ocurrido el sismo de 1985 en la ciudad de México, se propició el inicio de un programa intenso de investigación sobre las propiedades índice, mecánicas, dinámicas del subsuelo de la ciudad de México, por parte de varias instituciones de investigación, entre ellas el



Instituto de Ingeniería, UNAM (Jaime et al., 1987; Taboada, 1989; Romo et al., 2002; Franco, 2002, Olín, 2003).

Este trabajo es la parte complementaria de la investigación realizada por Franco, 2002; Olín, 2003; en los sitios de Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), y Central de Abasto Oficinas (CAO) respectivamente, ya que en estos sólo consistió en obtener las propiedades índice, mecánicas y correlacionarlas con las obtenidas en 1987, por lo que en este trabajo nos enfocaremos en obtener las propiedades dinámicas haciendo uso de las mismas muestras de suelo obtenidas de los sondeos realizados por Franco y Olín en el año 2000.

4.2.2 Localización de la exploración geotécnica realizada en el sitio SCT

Para realizar este proyecto de investigación se empleó muestras del sondeo realizado por Franco, en el año 2000. Esta exploración consistió de dos sondeos verticales: uno para obtener un muestreo continuo inalterado hasta una profundidad de 40 m, y un segundo sondeo de cono eléctrico hasta 30 m de profundidad. En el primer sondeo, se procuró el muestreo inalterado de los lentes duros de arena y/o ceniza volcánica, así como la primera capa dura a 30 m de profundidad; en el segundo sondeo, después de practicado el cono eléctrico, se midió la profundidad del nivel de aguas freáticas (NAF) localizándose a una profundidad de 2.75 m (figura 4.3). La perforación efectuada con el cono eléctrico se reutilizó para medir las velocidades de onda de cortante V_s y de compresión V_p , mediante la técnica de sonda suspendida, para lo cual fue necesario ampliar la perforación a 4" de diámetro usando el método de rimado con broca tricónica, hasta la profundidad de interés de 45 m.

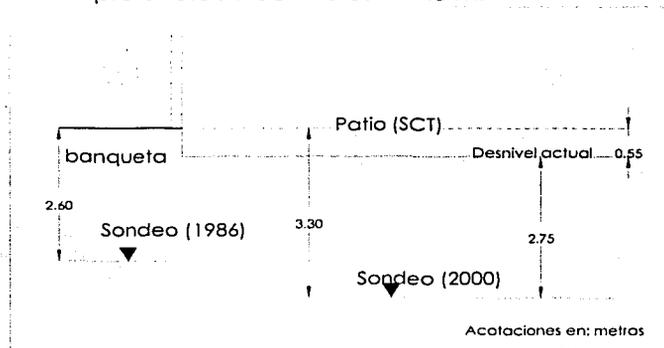
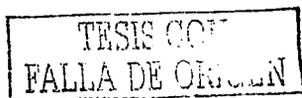


Figura 4.3 Variación del nivel de aguas freáticas, en el periodo de 1986-2000, (Franco, 2002)



Las muestras inalteradas de suelo se obtuvieron en la exploración que se realizó dentro de los patios de la SCT (figura 4.4), esta decisión se tomó por el acceso restringido al sitio donde se obtuvieron las muestras en un sondeo anterior realizado en 1986. (Para más detalle sobre el equipo empleado para exploración, ver Apéndice).

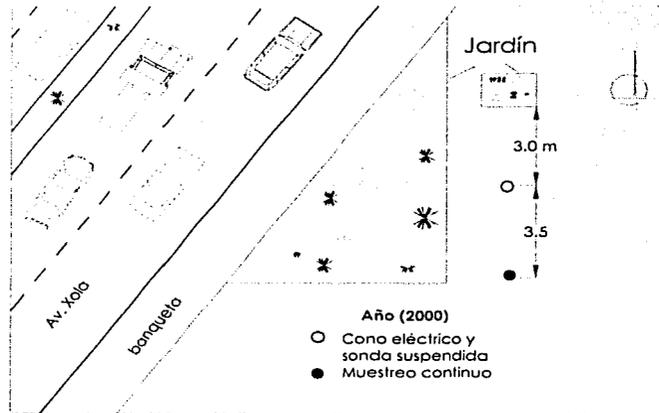


Figura 4.4 Croquis de localización de los sondeos, realizados en el sitio SCT, (Franco, 2002)

4.2.3 Perfiles obtenidos de la exploración geotécnica

Franco, 2002; Franco y Taboada, 2002; muestran los resultados de la exploración geotécnica realizada en el sitio SCT. En las figuras 4.5a y 4.5b se presenta los resultados de la estratigrafía, las propiedades índice y mecánicas del subsuelo. En la figura 4.6 se muestra el perfil de cono eléctrico y en la figura 4.7 reportan los perfiles de velocidades de ondas de corte y compresión, obtenidos con la técnica de sonda suspendida.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

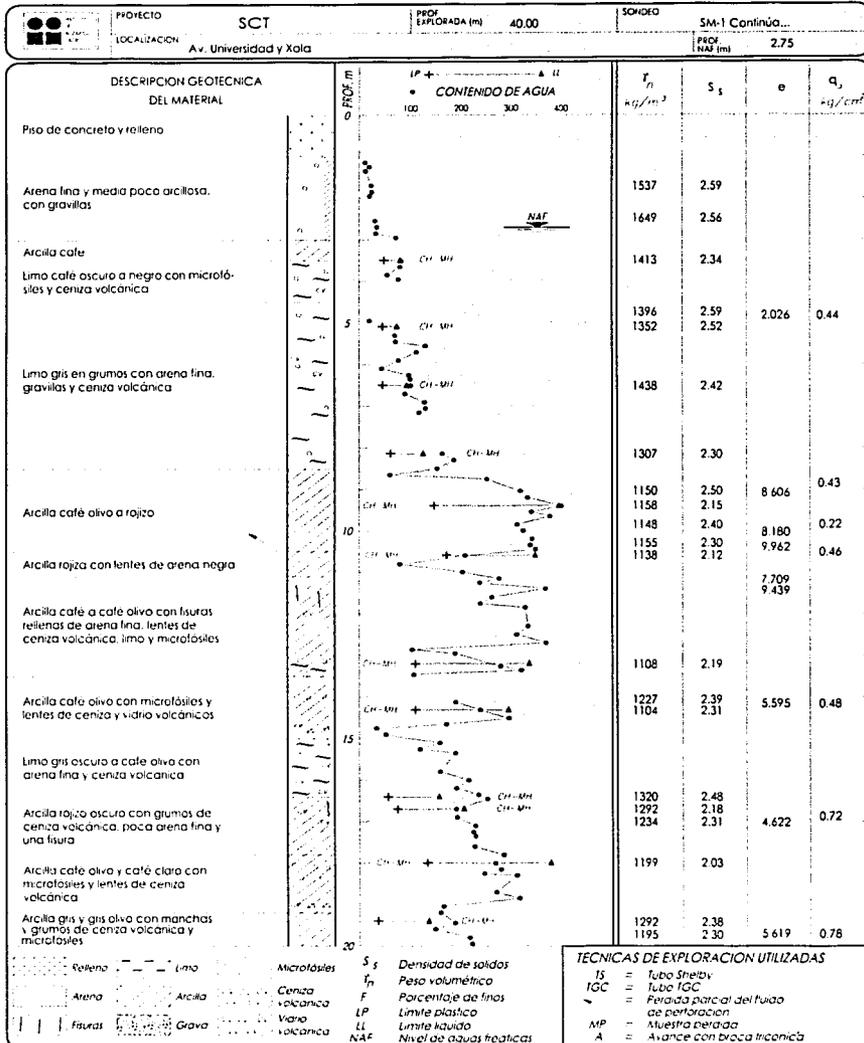
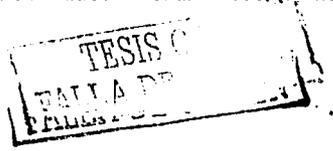


Figura 4.5a Perfil de: estratigrafía, propiedades índice y de resistencia no drenada q_u del sitio SCT obtenidas en el año 2000. (Franco, 2002)



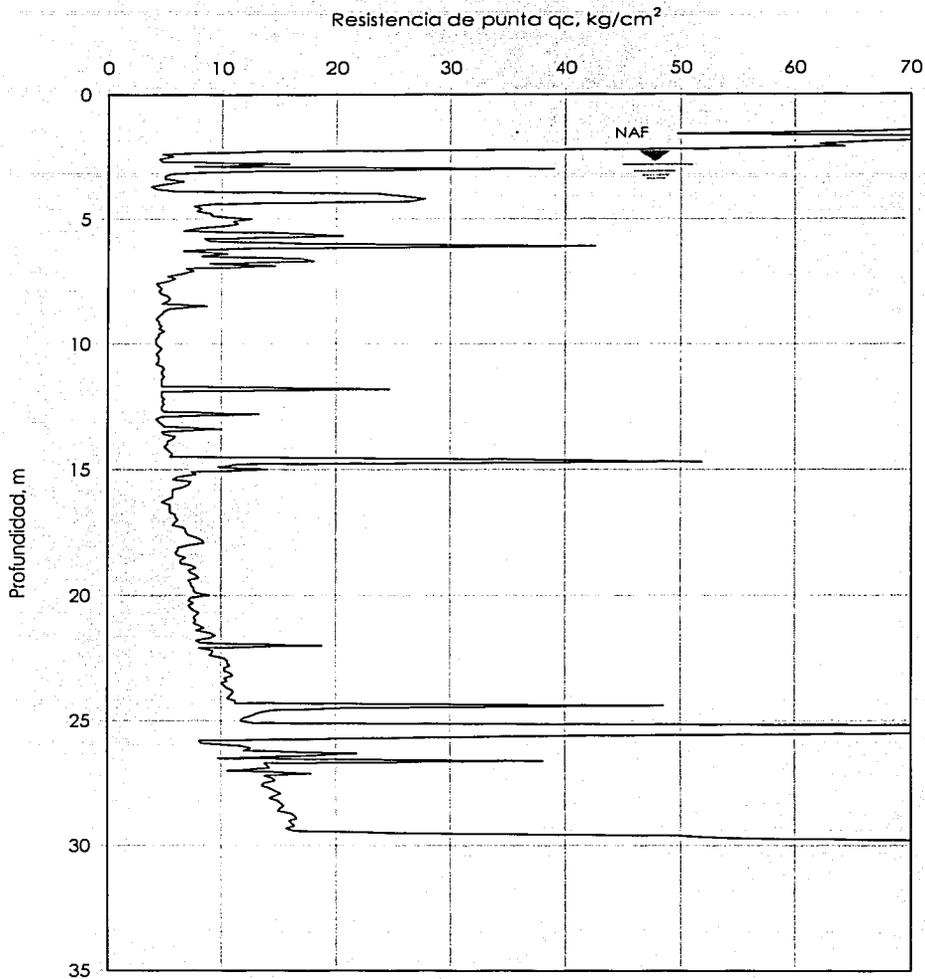


Figura 4.6 Perfil de: Cono Eléctrico del sitio SCT obtenidas en el año 2000, (Franco, 2002)

FALLA DE N

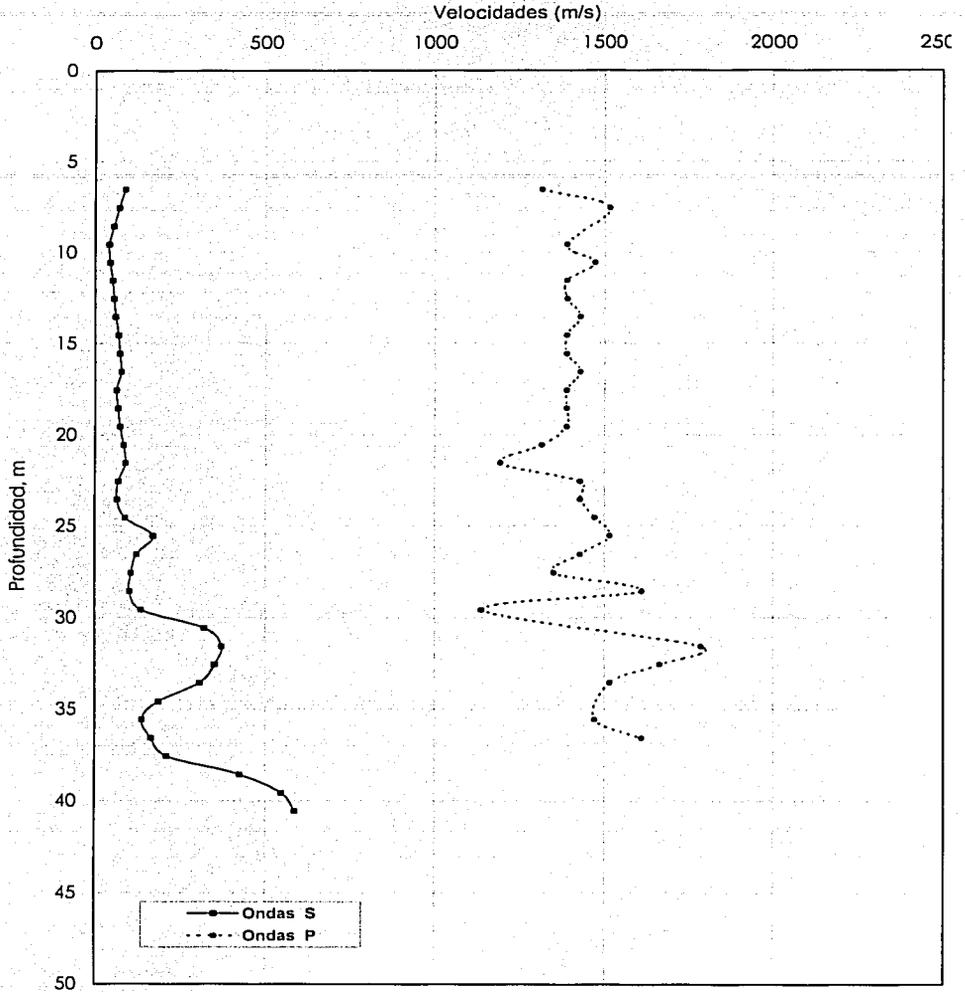


Figura 4.7 Perfil de: velocidades de ondas (S y P) del sitio SCT obtenidas en el año 2000, (Franco, 2002)

TESIS CON
FALTA DE ORIGEN

4.3 LOCALIZACIÓN Y ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL SITIO CAO, EN EL AÑO DE 1986

El sitio Central de Abasto Oficinas (CAO) se encuentra localizado en la ciudad de México, a 4 km aproximadamente al norte del cerro de La Estrella dentro de la zona lacustre, al igual que el sitio SCT. En la figura 4.8 se muestra su localización.

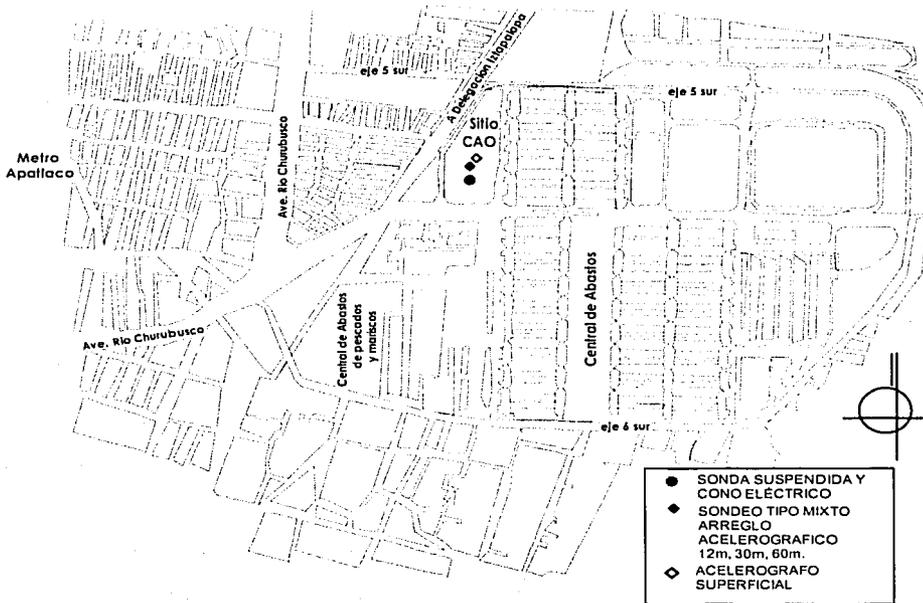


Figura 4.8 Localización detallada del sitio CAO

Las propiedades geotécnicas del sitio CAO obtenidas en 1987 se presentan en la figura 4.9. En la misma figura se presenta un perfil de velocidades de ondas de cortante del suelo obtenido mediante la técnica de sonda suspendida.

TEMA
FALLA DE ... N

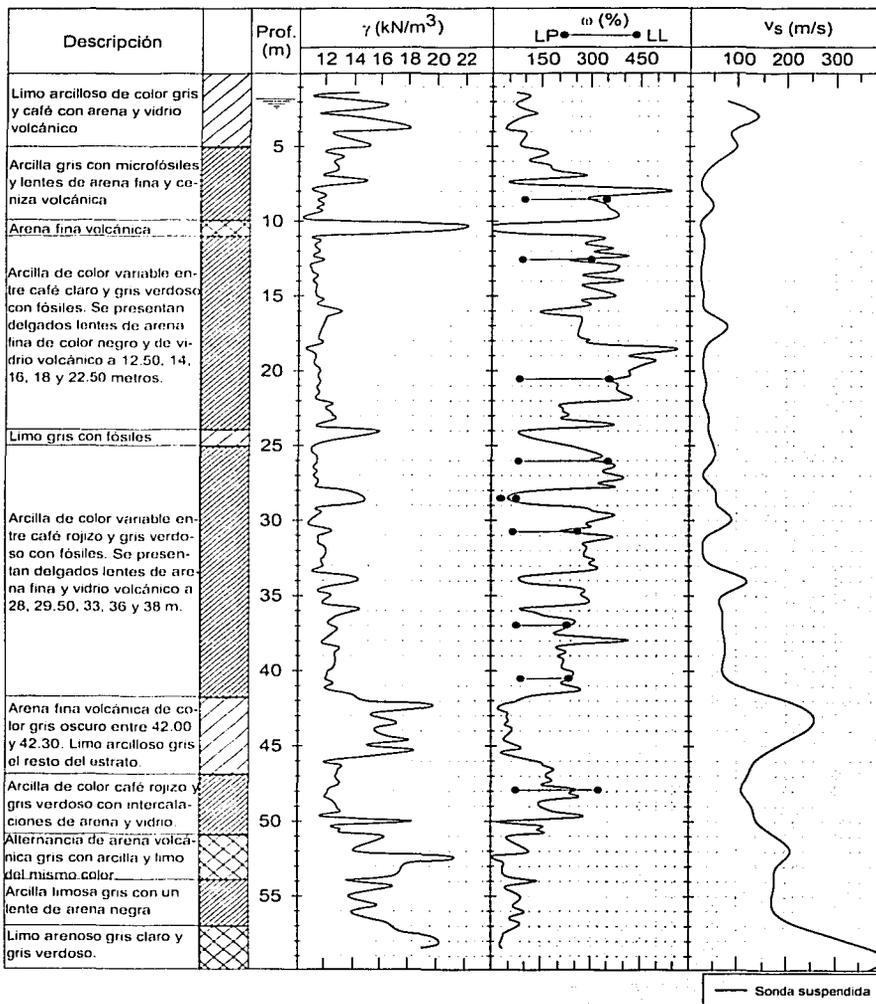


Figura 4.9 Perfil de: estratigrafía, propiedades índice y variación de la velocidad de ondas de cortante con la profundidad en el sitio CAO (adaptada de Jaime et al., 1987)

TESIS CON
UNIVERSIDAD DE ORIGEN

4.4 MEDICIONES DE CAMPO Y LABORATORIO REALIZADOS EN EL SITIO CAO (AÑO 2000)

4.4.1 Localización de la exploración geotécnica

En el sitio Central de Abasto Oficinas, con el fin de conocer el cambio de las propiedades índice, mecánicas y dinámicas del subsuelo se realizó una nueva exploración realizada por Olin, 2003; Taboada y Olin, 2002. Esta exploración consistió de dos sondeos verticales: uno para obtener un muestreo continuo inalterado hasta una profundidad de 41.0 m, y un segundo sondeo de cono eléctrico hasta 41.3 m de profundidad; en el primer sondeo, se procuró el muestreo inalterado de los lentes duros de arena y/o ceniza volcánica, así como la primera capa dura a 40 m de profundidad; en el segundo sondeo, después de practicado el cono eléctrico, se midió la profundidad del nivel de aguas freáticas (NAF) localizándose a 2.90 m, respecto al nivel ± 0.00 , la perforación efectuada se reutilizó para medir la velocidad de onda de cortante V_s y de compresión V_p , mediante la técnica de sonda suspendida, para lo cual fue necesario ampliar la perforación a 4" de diámetro usando el método de rimado con broca tricónica, hasta la profundidad de interés de 50.0 m.

En la figura 4.10 se muestra la localización de los sondeos realizados en el sitio CAO.

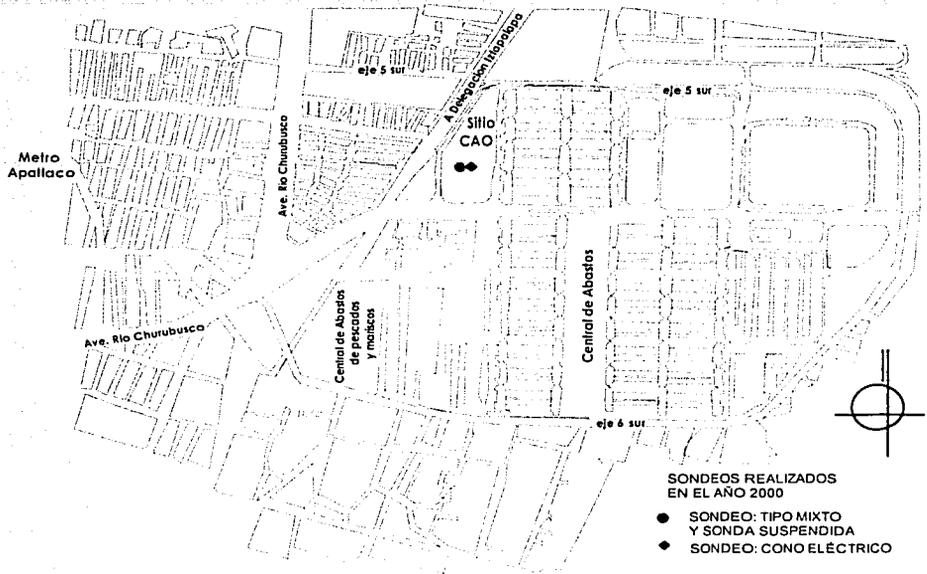


Figura 4.10 Localización de sondeos, realizados en el sitio CAO

4.4.2 Perfiles obtenidos de la exploración geotécnica

Olín, 2003; Taboada y Olín, 2002; muestran los resultados de la investigación realizada en el subsuelo explorado. En las figuras 4.11a, 4.11b y 4.11c se presenta los resultados de la estratigrafía, las propiedades índice y mecánicas del subsuelo.

En la figura 4.12 se muestra el perfil de cono eléctrico y en la figura 4.13 se presentan los perfiles de velocidad de ondas de corte y compresión obtenidas con la técnica de sonda suspendida.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

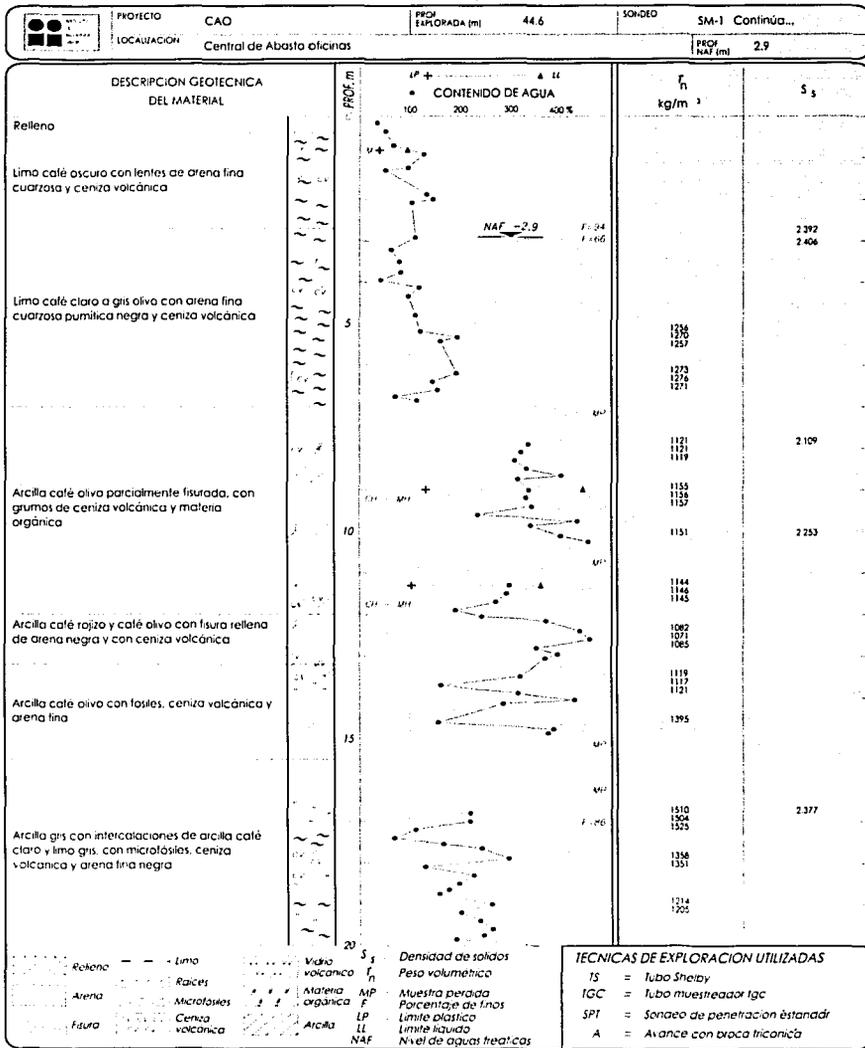
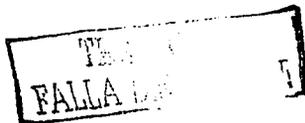


Figura 4.11a Perfil de: estratigrafía, propiedades índice del sitio CAO obtenidas en el año 2000, (Olin, 2003)



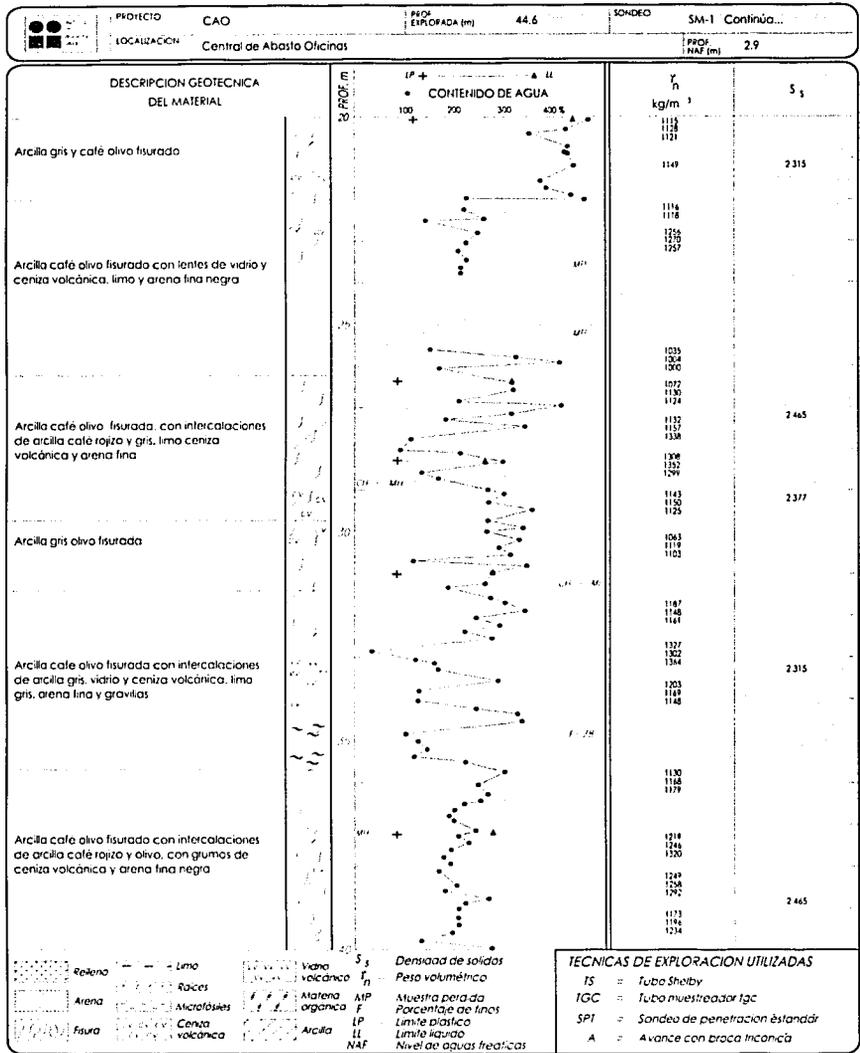


Figura 4.11b Perfil de: estratigrafía, propiedades índice del sitio CAO obtenidas en el año 2000, (Olin, 2003)



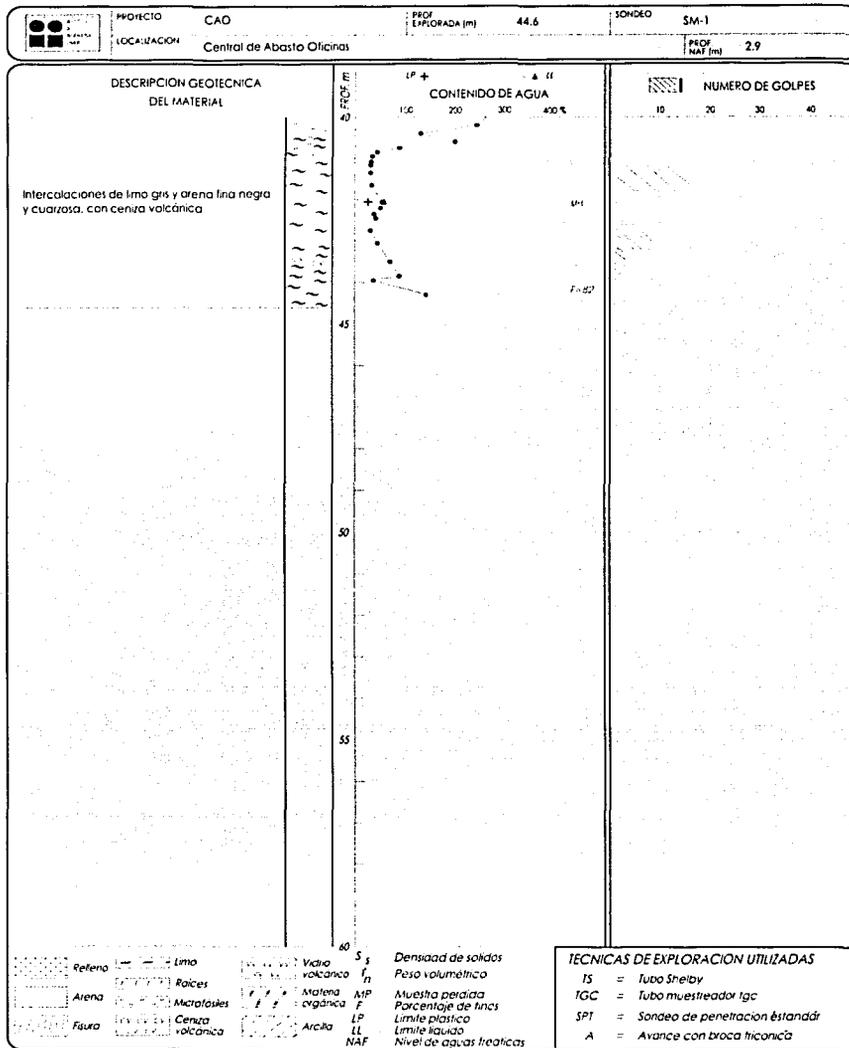


Figura 4.11c Perfil de: estratigrafía, propiedades índice del sifto CAO obtenidas en el año 2000, (Olin, 2003)

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

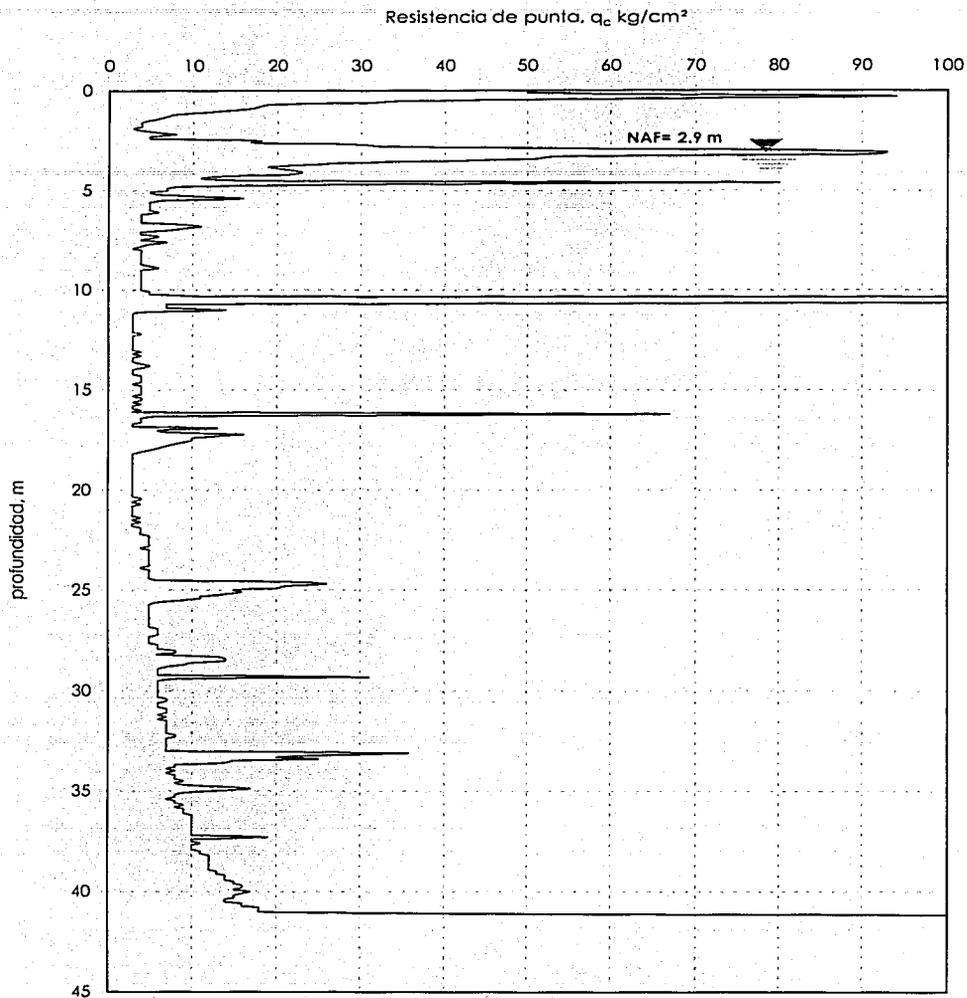


Figura 4.12 Perfil de Cono Eléctrico obtenido del siflo CAO, (Oñin, 2003)

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

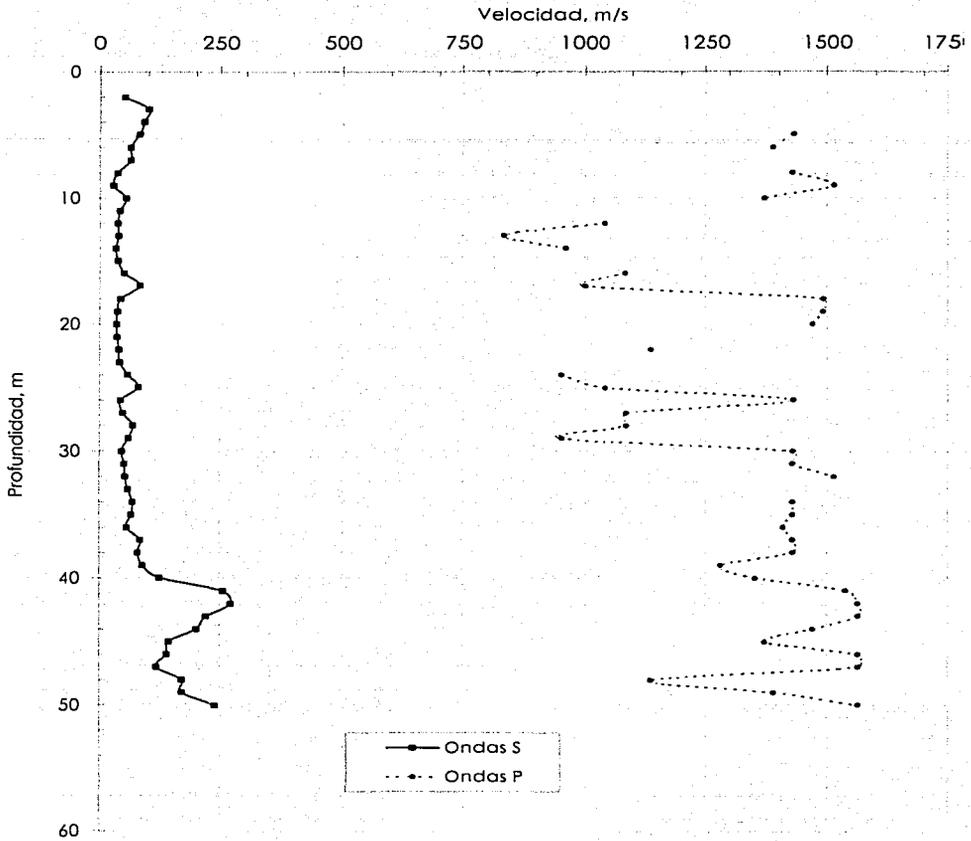


Figura 4.13 Perfil de velocidades de ondas (S y P) del sitio CAO, (Olin, 2003)

TES
FALLA

4.5 ENSAYES DE LABORATORIO

Para determinar las propiedades dinámicas de los suelos en el laboratorio se han desarrollado varias técnicas que inducen deformaciones de diversas magnitudes (Tabla 4.1).

Tabla 4.1 Medición de las propiedades dinámicas de los suelos con la deformación angular (Ishihara, 1996)

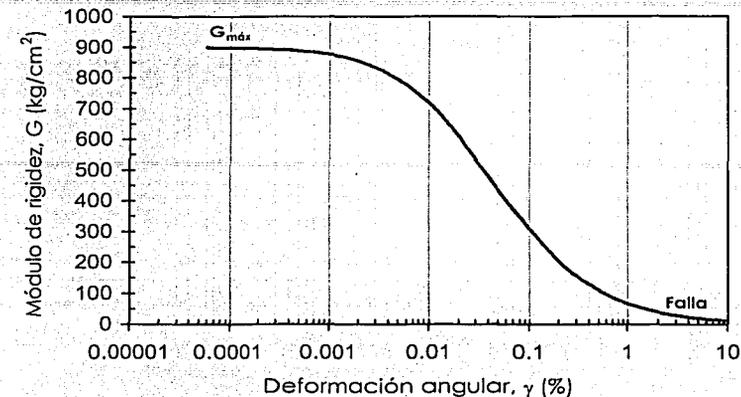
Magnitud de la deformación (%)		10 ⁻⁶	10 ⁻⁵	10 ⁻⁴	10 ⁻³	10 ⁻²	10 ⁻¹	10 ⁰
Medición en el laboratorio	Pruebas de transmisión de ondas	◀	▶					
	Pruebas de torsión (columna resonante)		↔					
	Pruebas de carga repetida (triaxial cíclica)				↔			

Los ensayos más utilizados son:

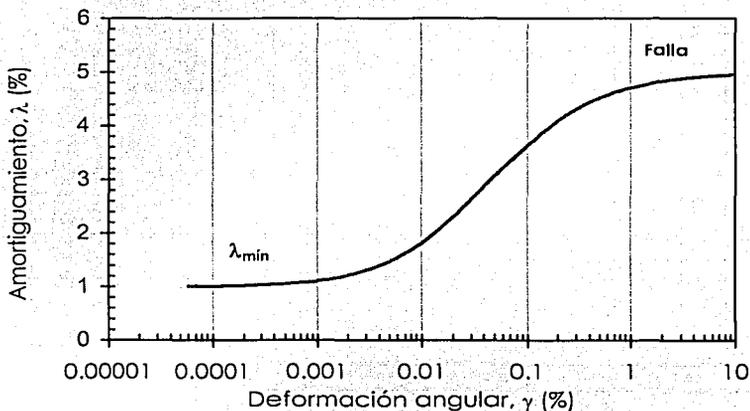
1. columna resonante
2. triaxial cíclica

En esta investigación se presentaran resultados obtenidos en el equipo de columna resonante y triaxial cíclica, realizados en probetas de arcilla del sitio SCT y CAO a deformaciones angulares pequeñas y grandes respectivamente, para mostrar curvas como las indicadas en la figura 4.14.

TESIS CON
UNIVERSIDAD DE ORIZABA



a) Curva de degradación del módulo de rigidez



b) Incremento del amortiguamiento

Figura 4.14 Variación típica de los parámetros dinámicos con la deformación angular

En lo que sigue se describe el equipo utilizado y el programa de pruebas desarrollado.

TESIS COM
FALLA DE C N.

4.5.1 Columna resonante (CR)

Se le aplica a un espécimen cilíndrico, empotrado en la base una torsión con una fuerza en forma de señal periódica senoidal con una amplitud y frecuencia definida. Con un acelerómetro colocado en la parte exterior de la probeta se mide la respuesta de la muestra. Se mantiene constante la amplitud de la fuerza y se va incrementando la frecuencia en una valor Δf , y para cada incremento se registra la aceleración de la respuesta. Lo que se obtiene, después de aplicar un número importante de incrementos de frecuencia, es una curva de aceleración-frecuencia, denominada curva de aceleraciones totales o curva de respuesta bajo vibración forzada, figura 4.15. Para más detalle ver el apéndice.

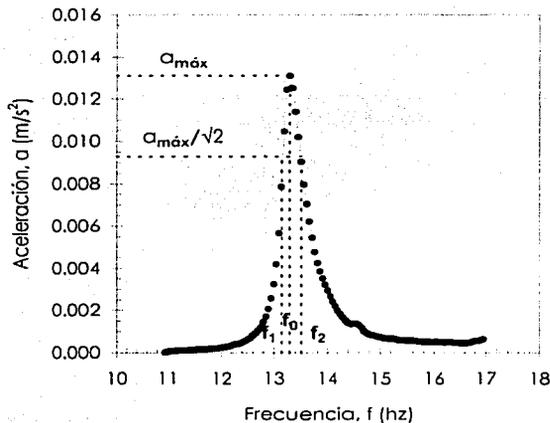


Figura 4.15 Curva experimental de aceleraciones totales

4.5.2 Triaxial cíclica (TC)

El ensaye triaxial cíclico consiste en colocar una muestra de suelo de 3.5 cm de diámetro y 8.6 cm de altura, en una cámara triaxial y consolidarla a la relación de esfuerzos principales deseada. Posteriormente se aplica una deformación axial cíclica (deformación controlada), con una forma de onda conocida (normalmente senoidal) a la frecuencia deseada. Para medir la presión se utilizaron dos reguladores de presión, uno para dar presión confinante y otro para la contrapresión. El medio utilizado para transmitir la presión confinante fue agua. El drenaje de la muestra se efectúa en ambos extremos por medio piedras porosas, lateralmente se colocó con papel filtro para acelerar el proceso de consolidación. Los drenes de la base y la tapa de la muestra se comunican a una bureta. Para ver mas detalle del equipo, ver apéndice.



4.6 PROGRAMA DE PRUEBAS EN LABORATORIO

Para la elaboración de está investigación se tuvo que recurrir a las pruebas de laboratorio para cumplir con los objetivos esenciales: clasificar el suelo y determinar los parámetros dinámicos.

A partir de los sondeos continuos que se realizaron en los sitios Secretaría de Comunicaciones y Transportes y Central de Abasto Oficinas (SCT y CAO), se tomaron exclusivamente muestras del estrato arcilloso, para SCT y CAO se tomaron los primeros 30.0 y 40.0m respectivamente. Se buscó que se efectuaran las pruebas en los estratos correspondientes a los del año de 1986 y 1987 respectivamente, no considerando la profundidad ya que ésta ha variado con el tiempo debido al hundimiento regional.

El programa de pruebas realizadas se presenta en las tablas 4.2 a 4.3.

Tabla 4.2 Pruebas dinámicas en el silfo SCT

Prueba	Serie	No. de prueba	Profundidad (m)	Esf. Efectivo octaédrico de consolidación (kPa)	K _o
TRIAxIAL CÍCLICA	1	1A	11.90 – 12.10	50.0	1.0
		1B		100.0	
CONSOL. ISOTRÓPICA	2	2A	20.70 – 20.90	90.0	1.0
		2B		180.0	
	3	3A	29.80 – 30.00	110.0	1.0
		3B		220.0	

NOTA: Estas profundidades están referenciadas a la cota 0.00 de 1986

Prueba	Serie	No. de prueba	Profundidad (m)	Esf. Efectivo octaédrico de consolidación (kPa)	K _o
COLUMNA RESONANTE	1	1C	11.90 – 12.10	50.0 *	1.0
				100.0 *	
				150.0	
				200.0	
CONSOL. ISOTRÓPICA	2	2C	20.70 – 20.90	50.0	1.0
				90.0 *	
				180.0 *	
				200.0	
	3	3C	29.80 – 30.00	50.0	1.0
				110.0 *	
				150.0	
				220.0 *	

NOTA: Estas profundidades están referenciadas a la cota 0.00 de 1986

* Esfuerzo de interés, para la continuidad de curvas (G y λ), y además hacer la comparación de resultados 1987-2000.

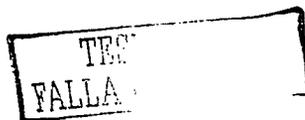


Tabla 4.3 Pruebas dinámicas en el sitio CAO

Prueba	Serie	No. de prueba	Profundidad (m)	Esf. Efectivo octaédrico de consolidación (kPa)	K _o
TRIAXIAL CÍCLICA	4	4A	12.00 - 12.20	50.0	1.0
		4B		100.0	
CONSOL. ISOTRÓPICA	5	5A	30.80 - 31.00	90.0	1.0
		5B		180.0	
	6	6A	38.80 - 39.00	100.0	1.0
		6B		200.0	

Prueba	Serie	No. de prueba	Profundidad (m)	Esf. Efectivo octaédrico de consolidación (kPa)	K _o
	4	4C	12.00 - 12.20	50.0 *	1.0
				100.0 *	
COLUMNA RESONANTE	5	5C	30.80 - 31.00	50.0	1.0
				90.0 *	
CONSOL. ISOTRÓPICA	6	6C	38.80 - 39.00	180.0 *	1.0
				200.0	
				50.0	1.0
				100.0 *	
				150.0	
				200.0 *	

Nota: Todas las pruebas fueron normalmente consolidadas.

* Esfuerzos de interés, para la continuidad de curvas (G y λ), y además hacer la comparación de resultados 1987-2000.

TESIS CON
VALIA DE ORIGEN

5.

PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

5.1 GENERALIDADES

En este capítulo se presenta los resultados obtenidos en los ensayos de columna resonante y triaxial cíclica, mostrando el efecto de las siguientes parámetros en las propiedades dinámicas del suelo.

1. Magnitud del esfuerzo efectivo de consolidación, P'_o
2. Amplitud de la deformación angular cíclica, γ_e
3. Efecto del índice de plasticidad, I_p
4. Número de ciclos de carga aplicada, N .

5.2 MÓDULO DE RIGIDEZ, G, EN EL SITIO SCT

5.2.1 Módulo de rigidez, G, obtenido en columna resonante (CR)

En las figuras 5.1a 5.3 se muestran los resultados obtenidos en las pruebas 1C, 2C y 3C, aplicando esfuerzos efectivos de consolidación de: 50 a 200 kPa, 50 a 180 kPa y 50 a 220 kPa, respectivamente. Estas figuras muestran la variación de G con la deformación angular, γ . Se aprecia una disminución de G al aumentar γ , lo que es congruente con lo obtenido por otros investigadores. Esta variación es menor para pequeñas deformaciones en el intervalo de 10^{-5} a 10^{-2} %. La relación de decremento en G, se incrementa para $\gamma > 10^{-2}$ %.

En la figura 5.1, se observa que para un esfuerzo efectivo de consolidación, $P'_{o}=50$ kPa, el módulo de rigidez máximo ($\gamma = 0.0001\%$), tiene un valor de $G_{m\acute{a}x}=7800$ kPa, por lo que se presenta que en cada incremento de esfuerzo efectivo de consolidación el módulo $G_{m\acute{a}x}$, llega a aumentar de 15% a 20%.

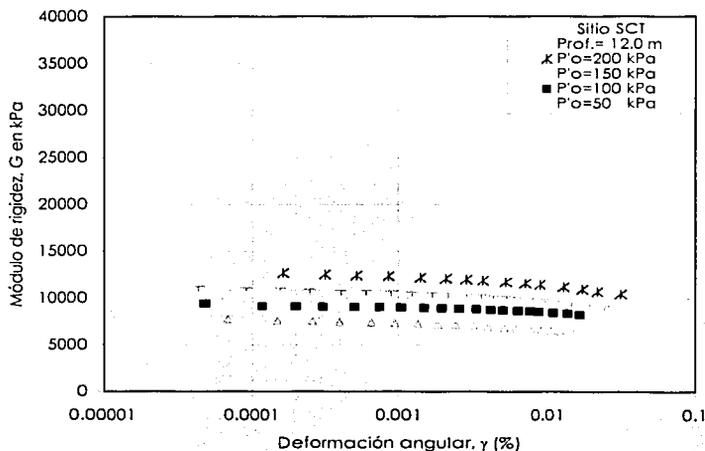
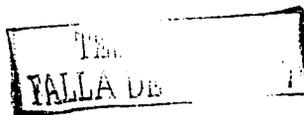


Figura 5.1 G- γ obtenido en CR (Prueba 1C)

En la figura 5.2, se observa que para esfuerzo efectivo de consolidación, $P'_o=50$ kPa, el módulo de rigidez $G_{m\acute{a}x}$ es igual a 14300 kPa, para el siguiente incremento de $P'_o=90$ kPa, el módulo $G_{m\acute{a}x}$, aumenta hasta en un 16%, pero para los siguientes incrementos de P'_o , el $G_{m\acute{a}x}$, tiene un incremento promedio del 10%.



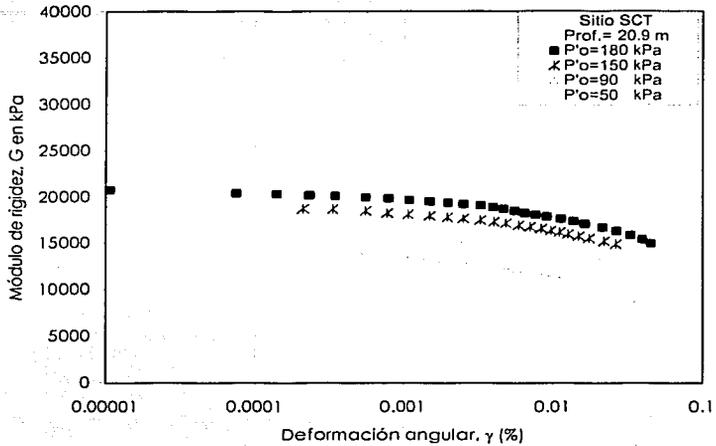


Figura 5.2 G- γ obtenido en CR (Prueba 2C)

En la figura 5.3 el esfuerzo efectivo de consolidación que mostró el menor incremento fue para el caso de $P'_o = 150$ kPa, ya que sólo tuvo un incremento del 4% respecto al anterior de $P'_o = 110$ kPa. En estas figuras también se muestra que conforme el esfuerzo efectivo de consolidación se incrementa, la prueba puede llevarse a mayores deformaciones angulares.

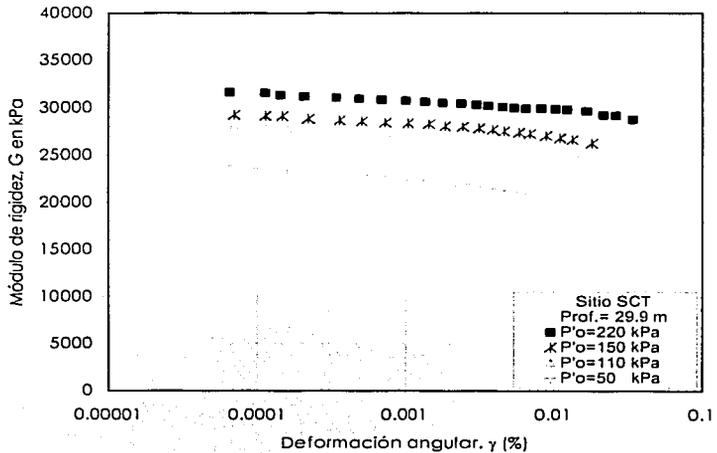
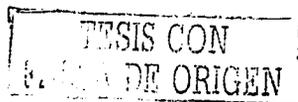


Figura 5.3 G- γ obtenido en CR (Prueba 3C)



5.2.2 Módulo de rigidez, G, obtenido en triaxial cíclica (TXC)

En las figuras 5.4 a 5.6 se muestran los resultados obtenidos en triaxial cíclica, en las series 1, 2 y 3, respectivamente. El módulo G obtenido en triaxial cíclica se calculó para el ciclo No. 25 de los 50 ciclos aplicados a la probeta. En la etapa de ensaye todas las probetas se llevaron a la falla. En estas figuras se observa que para cada prueba las curvas tienen pendientes similares por lo que para un mismo nivel de deformación angular, al aumentar el esfuerzo efectivo aplicado, incrementa el módulo de rigidez al corte. Por ejemplo, en las pruebas 1A y 1B (para $\gamma = 0.1\%$) el módulo de rigidez fue de $G=5003$ kPa y $G=6489$ kPa, respectivamente, por lo que el incremento del módulo G, es del 30% (ver figura 5.4).

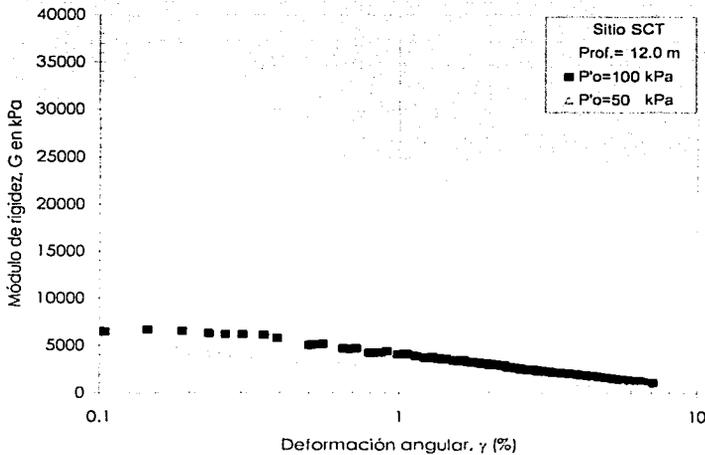


Figura 5.4 G- γ obtenido en TXC (Pruebas 1A y 1B)



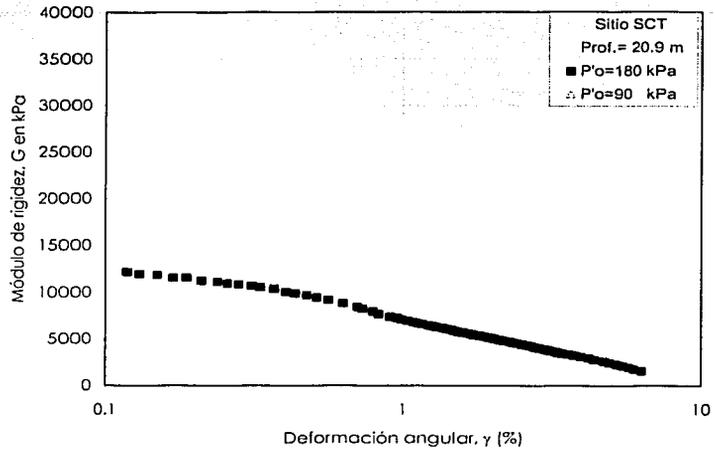


Figura 5.5 G- γ obtenido en TXC (Pruebas 2A y 2B)

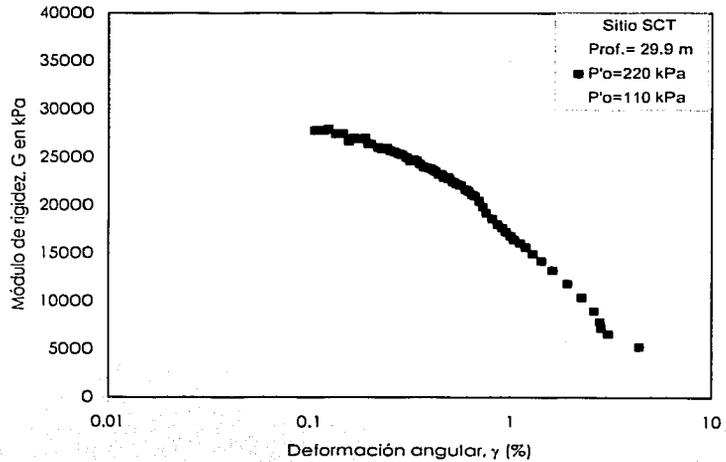


Figura 5.6 G- γ obtenido en TXC (Pruebas 3A y 3B)

TESIS CON
FOLIO DE ORIGEN

5.3 RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO, λ , EN EL SITIO SCT

5.3.1 Relación de amortiguamiento, λ , obtenido en columna resonante (CR)

En las figuras 5.7 a 5.9 se muestran los valores de la relación de amortiguamiento obtenidos de las pruebas 1C, 2C y 3C, respectivamente. En estas pruebas se puede apreciar que los valores de λ son constantes con el incremento de γ , la relación de amortiguamiento varió entre 1% y 3%.

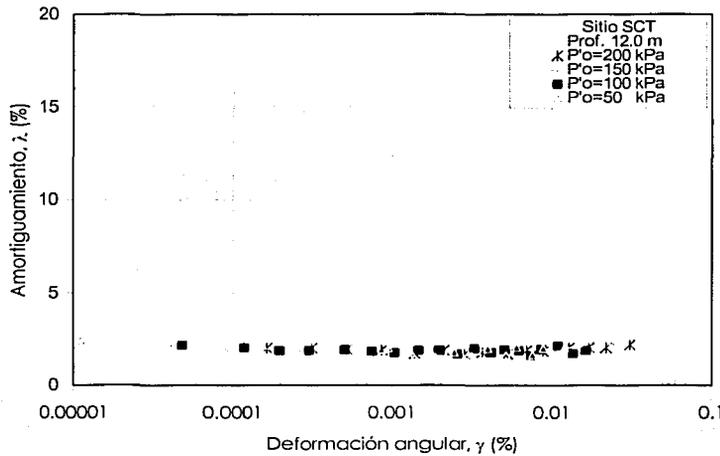


Figura 5.7 λ - γ obtenido en CR (Prueba 1C)

TESIS CON
FALLA DE ORDEN

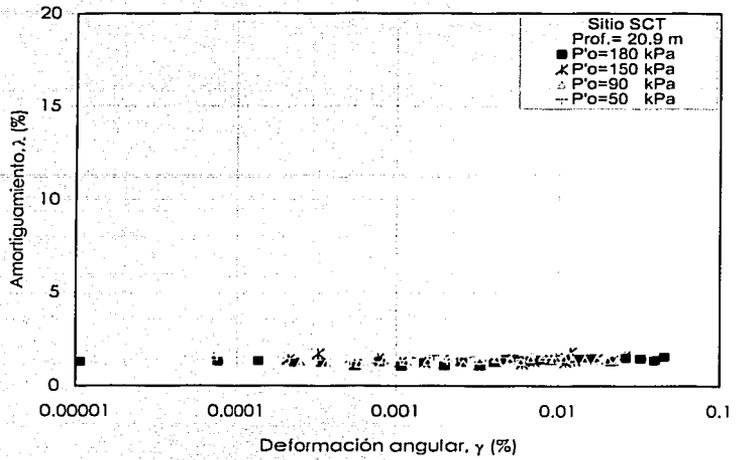


Figura 5.8 λ - γ obtenido en CR (Prueba 2C)

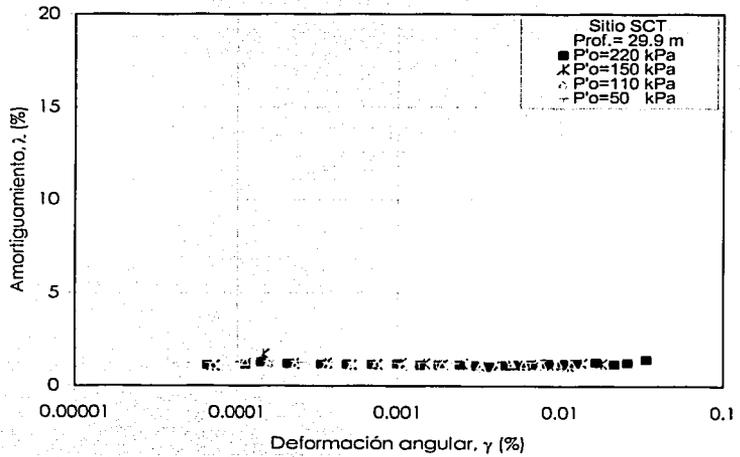


Figura 5.9 λ - γ obtenido en CR (Prueba 3C)

TIENE CON
 FOLIO DE ORIGEN

5.3.2 Relación de amortiguamiento, λ , obtenido en triaxial cíclica (TXC)

En las figuras 5.10 a 5.12 se muestran las curvas que relacionan λ versus γ . En estas gráficas se aprecia el incremento en la relación de amortiguamiento a grandes deformaciones (0.1% a 10%), alcanzando valores máximos de aproximadamente 13%.

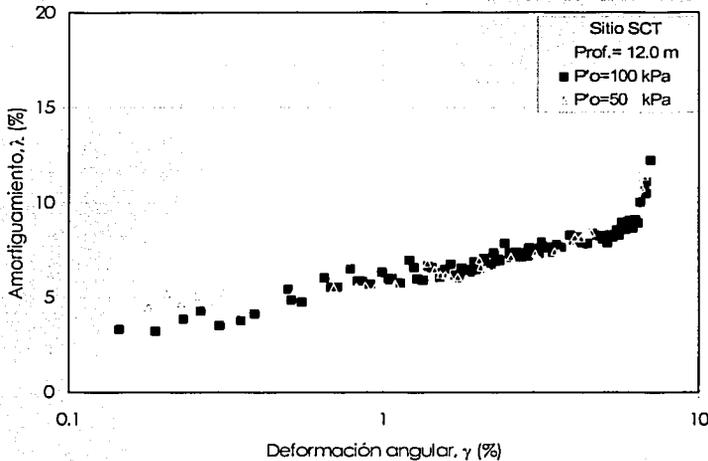


Figura 5.10 λ - γ obtenido en TXC (Pruebas 1A y 1B)

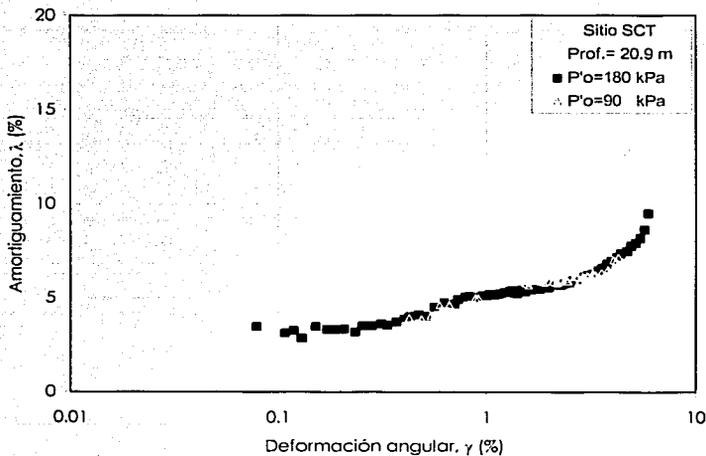
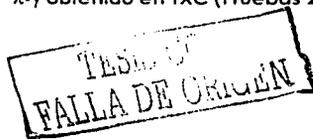


Figura 5.11 λ - γ obtenido en TXC (Pruebas 2A y 2B)



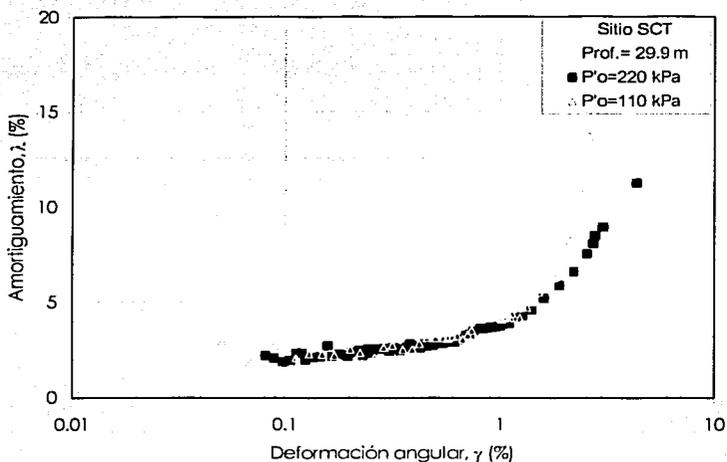


Figura 5.12 λ-γ obtenido en TXC (Prueba 3A Y 3B)

5.4 MÓDULO DE RIGIDEZ, G, EN EL SITIO CAO

5.4.1 Módulo de rigidez, G, obtenido en columna resonante (CR)

En las figuras 5.13 a 5.15 se muestran los resultados obtenidos en las pruebas 4C, 5C y 6C, respectivamente. En cada prueba se realizaron barridos para obtener la variación de G con la deformación angular a diferentes esfuerzos confinantes. Los cuales tomaron valores entre 50 kPa y 200 kPa.

En la figura 5.13 sólo se reportan dos incrementos de esfuerzo efectivo, debido a que el material era muy blando y al consolidarlo a esfuerzos efectivos altos el sistema móvil de la columna resonante se asentaba en las bobinas y no permitía hacer el barrido de frecuencias (ver Anexo B, figura B.2). Con esta experiencia se tomaron medidas correctivas para evitar el contacto entre las bobinas y el sistema móvil durante la consolidación. Esta consistió en incrementar la altura de la probeta.

ESTRUC CON
TALLADO ORIGINAL

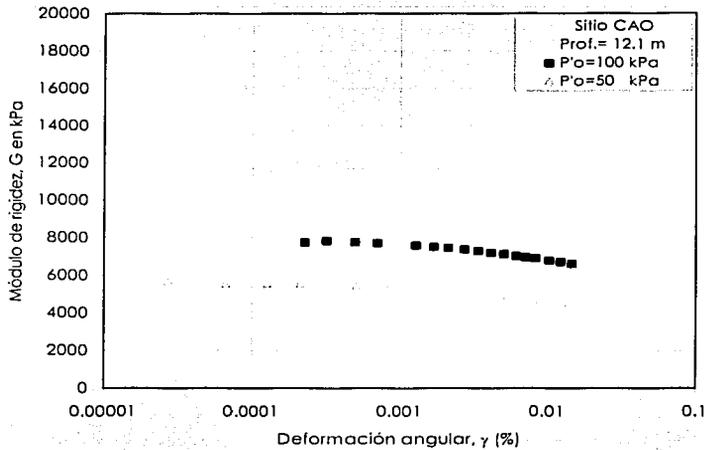


Figura 5.13 G- γ obtenido en CR (Prueba 4C)

En la figura 5.14 se muestran las curvas correspondiente a la prueba 5C con cuatro incrementos de esfuerzo efectivos. Para $P'_0 = 50$ kPa, el módulo $G_{m\acute{a}x} = 6226$ kPa y para $P'_0 = 180$ kPa, el módulo $G_{m\acute{a}x} = 13890$ kPa; por lo que en cada incremento de esfuerzo efectivo, el módulo de rigidez, $G_{m\acute{a}x}$, aumenta su valor en un 30% en promedio.

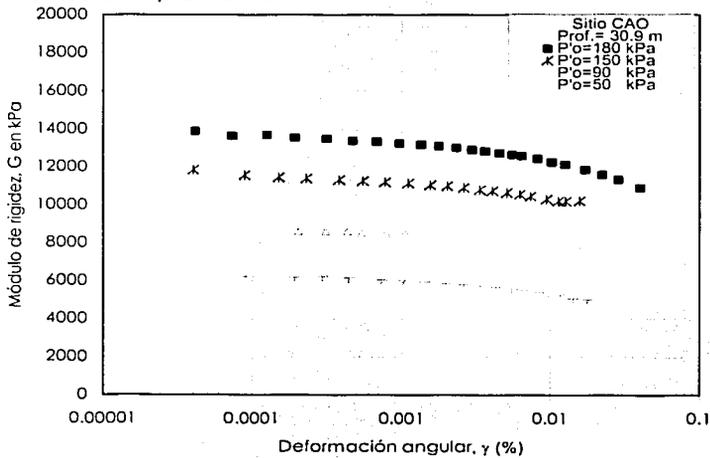


Figura 5.14 G- γ obtenido en CR (Prueba 5C)

TESIS CON
 FALLA DE GRUPO

En las pruebas 6C al incrementar el esfuerzo confinante se observan dos tendencias. En la primera se tiene un incremento en el módulo de rigidez de 25% (50 kPa *vs* 100 kPa) y en la segunda un incremento del 6% (figura 5.15).

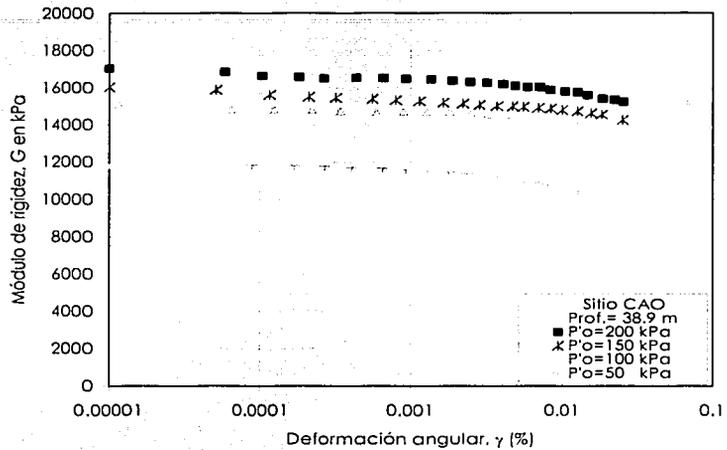


Figura 5.15 G- γ obtenido en CR (Prueba 6C)

5.4.2 Módulo de rigidez, G, obtenido en triaxial cíclica (TXC)

Las figuras 5.16 a 5.18 muestran la variación del módulo de rigidez con la deformación angular para dos esfuerzos confinantes. Las primeras dos figuras reportan un incremento del 45% en G a una deformación cíclica de 0.1% (figuras 5.16 y 5.17). Mientras que en la figura 5.18 se tiene un incremento de G del 18% para $\gamma_c=0.2\%$.

IMPRESO CON
MATERIAL DE ORIGEN

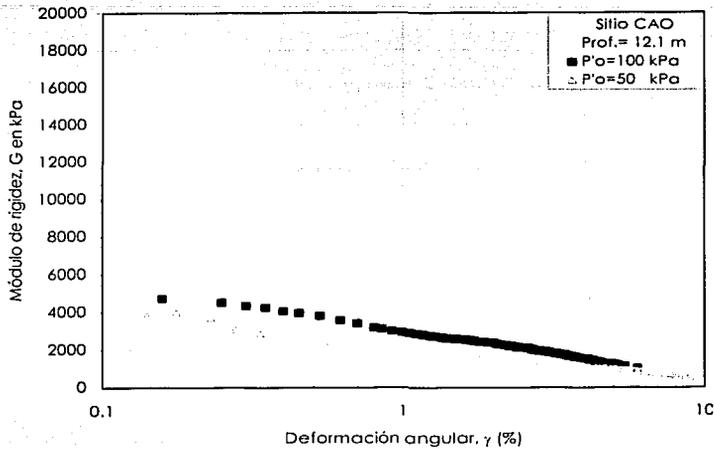


Figura 5.16 G-γ obtenido en TXC (Pruebas 4A y 4B)

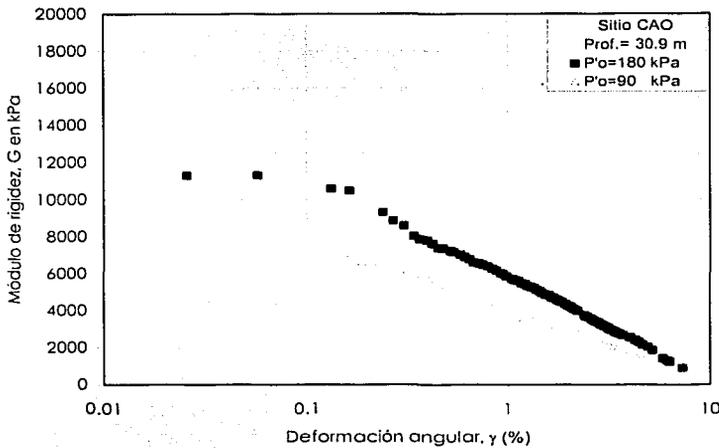


Figura 5.17 G-γ obtenido en TXC (Prueba 5A y 5B)

En la figura 5.18 se tiene que para el caso de la muestra consolidada a un esfuerzo efectivo de 100 kPa la deformación cíclica en la falla fue menor al 2%, esto debido a la presencia de pequeñas fisuras en el material.

TESIS COM
FALLA DE CORTANTE

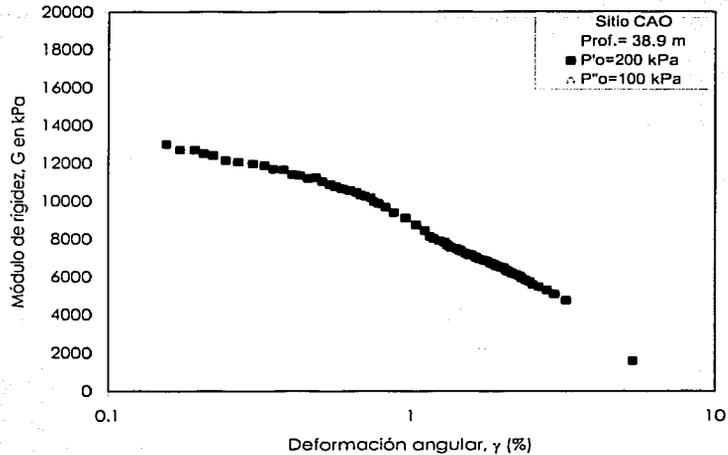


Figura 5.18 G- γ obtenido en TXC (Prueba 6A Y 6B)

5.5 RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO, λ , EN EL SITIO CAO

5.5.1 Relación de amortiguamiento, λ , obtenido en columna resonante (CR)

En las figuras 5.19 a 5.21 se muestran los valores de la relación de amortiguamiento *versus* deformación angular en las pruebas 4C, 5C y 6C, respectivamente. En éstas se puede apreciar que las curvas λ *versus* γ son casi constantes con valores de la relación de amortiguamiento entre 1% y 3%. Se observa un ligero decremento en la relación de amortiguamiento con la profundidad de la muestra.

TESIS CON
COPIA DEL ORIGEN

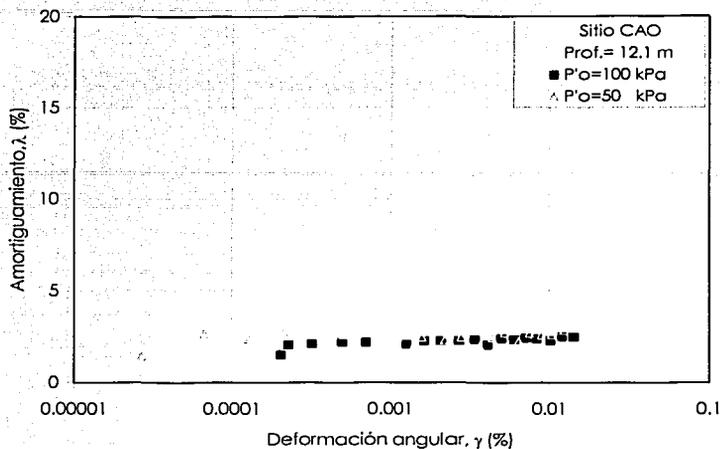


Figura 5.19 λ - γ obtenido en CR (Prueba 4C)

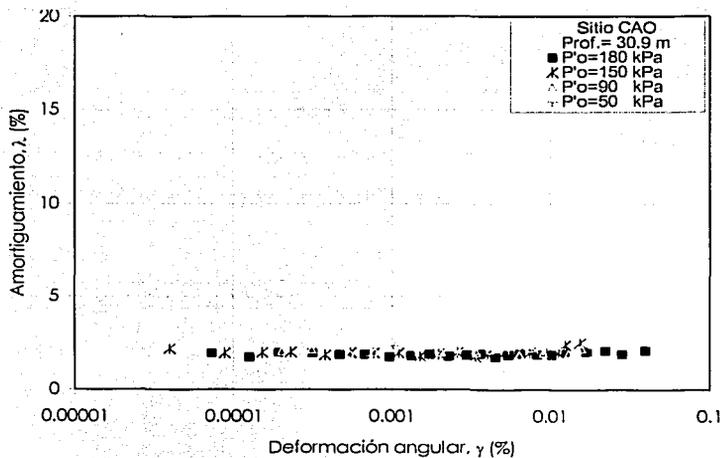


Figura 5.20 λ - γ obtenido en CR (Prueba 5C)

FALLA DE C... N

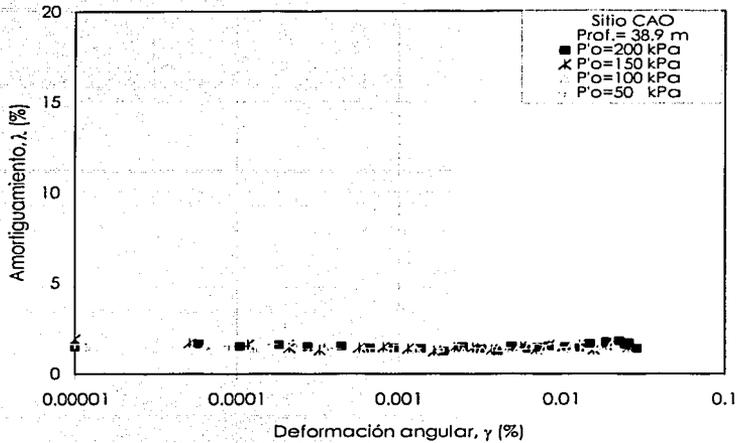


Figura 5.21 λ - γ obtenido en CR (Prueba 6C)

5.5.2 Relación de amortiguamiento, λ , obtenido en triaxial cíclica (TxC)

En las figuras 5.22 a 5.24 se muestran las curvas λ *versus* γ . En éstas se aprecia que un incremento constante del amortiguamiento a deformaciones mayores de 0.1%. Para deformaciones cercanas a la falla ($\gamma_c=4\%$), se tiene un incremento abrupto en sus valores que van de un 10% y 20%.

TESIS CON
 ORIGEN

ESTA TESIS NO SE
 DE LA BIBLIOTECA

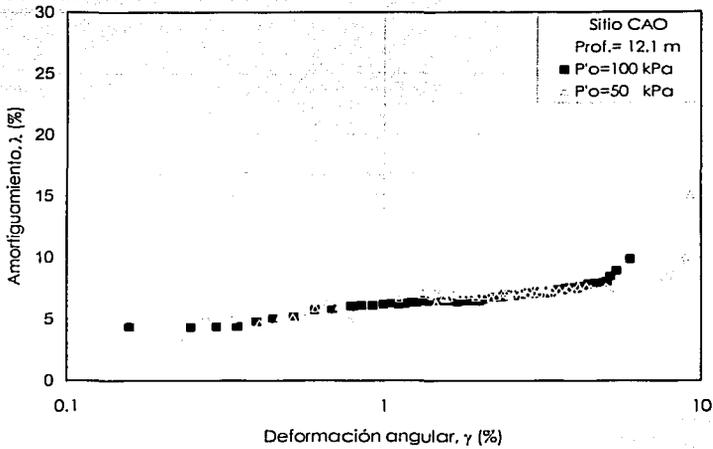


Figura 5.22 λ - γ obtenido en TXC (Prueba 4A y 4B)

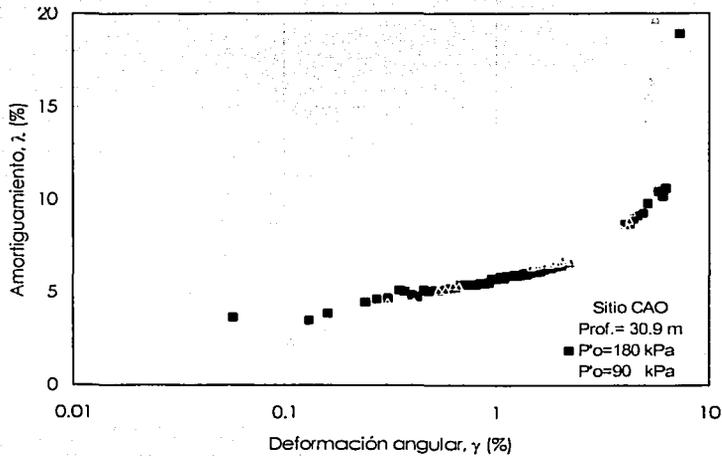


Figura 5.23 λ - γ obtenido en TXC (Prueba 5A y 5B)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

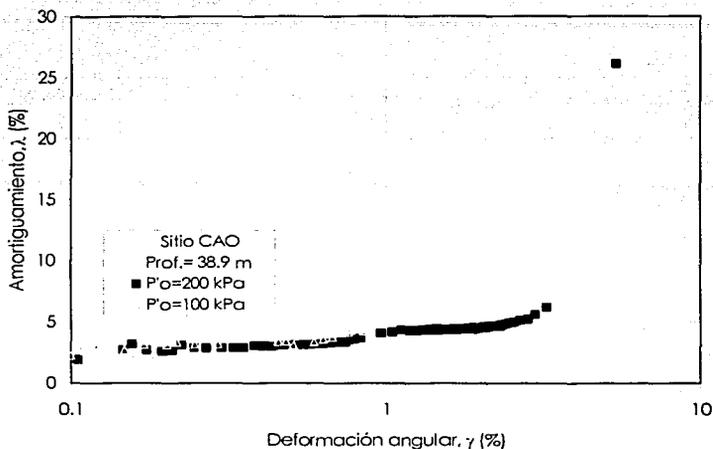


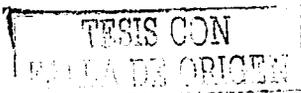
Figura 5.24 λ-γ obtenido en TXC (Prueba 6A y 6B)

5.6 PROPIEDADES DINÁMICAS A PEQUEÑAS Y GRANDES DEFORMACIONES

En este inciso se muestran los resultados obtenidos en columna resonante y triaxial cíclica. La importancia de haber realizado pruebas con los equipos mencionados fue para observar la continuidad de los valores de G y λ con la deformación cíclica, en el intervalo entre 0.01% y 0.1%. Así como su variación en todo el rango de deformación (10⁻⁵% a 10%).

5.6.1 Módulo de rigidez a pequeñas y grandes deformaciones

En las figuras 5.25 y 5.26 se muestra la continuidad del parámetro G , obtenido en las series 1 a 6. En éstas se presentan las curvas de variación del módulo de rigidez con el amplio intervalo de deformación angular cíclica en los sitios SCT y CAO, respectivamente, para los esfuerzos efectivo que se indican en la mismas.



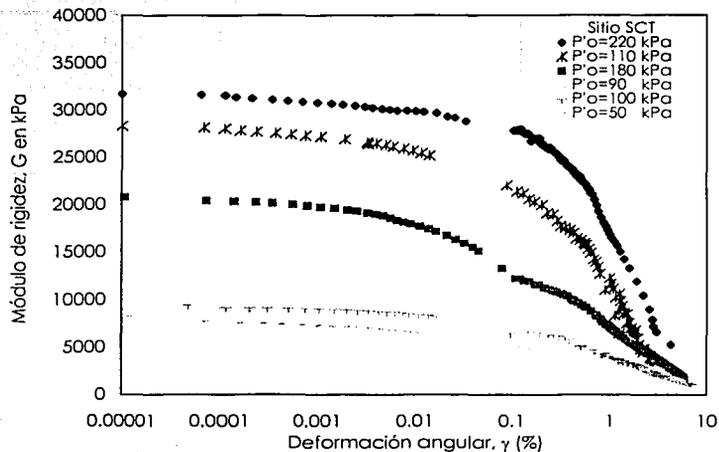


Figura 5.25 G-γ obtenidos en CR y TXC, sitio SCT

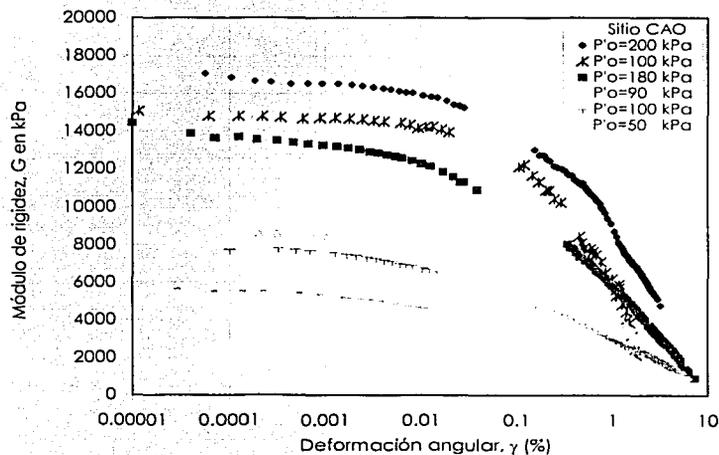


Figura 5.26 G-γ obtenidos en CR y TXC, sitio CAO

FALLA DE

5.6.2 Relación de amortiguamiento a pequeñas y grandes deformaciones

En las figuras 5.27 y 5.28 se muestran las curvas de variación de la relación de amortiguamiento con la deformación angular (1×10^{-5} a 10%) obtenidos en las series 1 a 6.

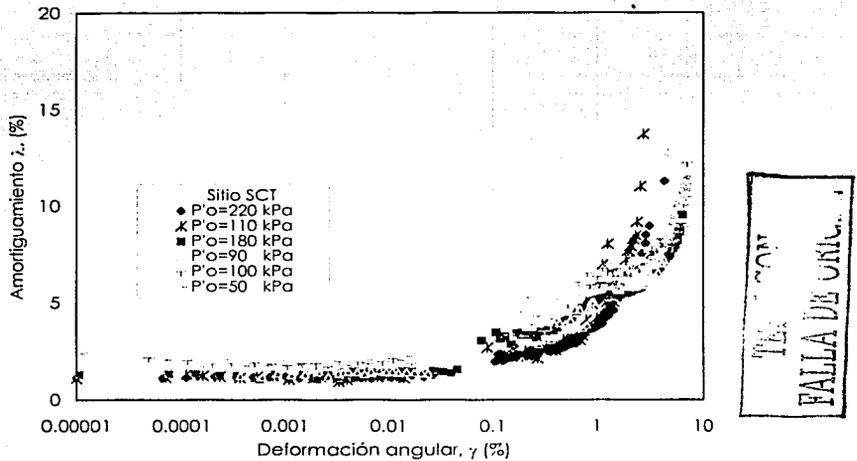


Figura 5.27 λ - γ obtenidos en CR y TXC, sitio SCT

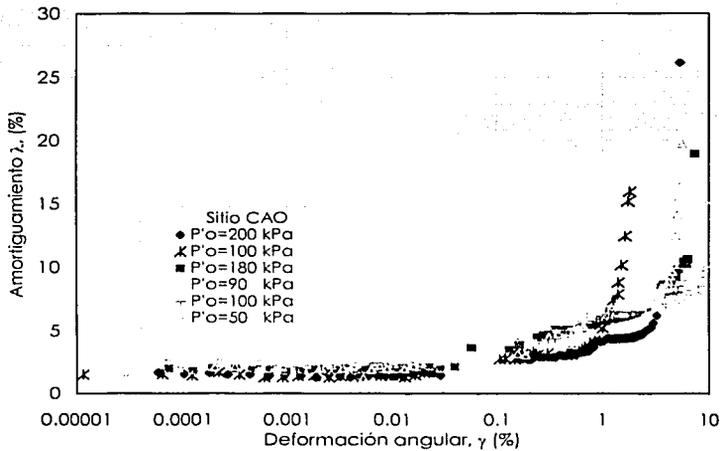


Figura 5.28 λ - γ obtenidos en CR y TXC, sitio CAO

5.7 EFECTO DEL ESFUERZO EFECTIVO DE CONSOLIDACIÓN EN EL MÓDULO G Y EN LA RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO

5.7.1 Efecto de P'_o en G

En la figura 5.29 y 5.30 se muestra el módulo de rigidez para diferentes valores de esfuerzos efectivos de consolidación. Es evidente que la rigidez dinámica de la muestra aumenta al incrementarse la magnitud del esfuerzo efectivo al que se consolida y disminuye al crecer la deformación angular.

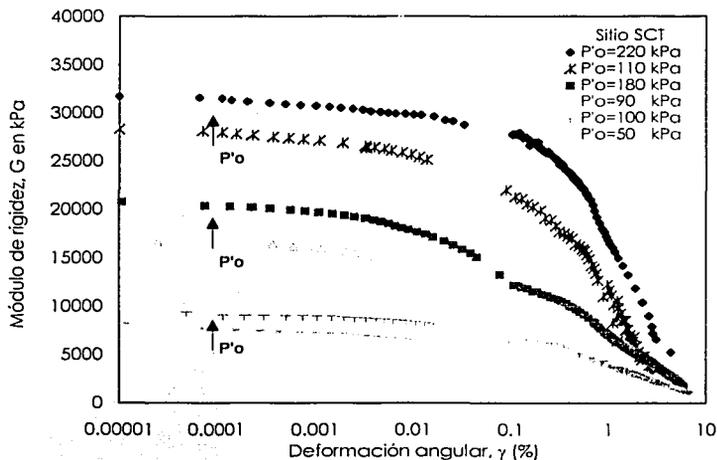
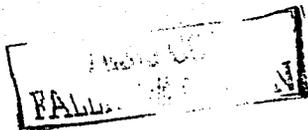


Figura 5.29 Efecto del P'_o en el módulo G, sitio SCT



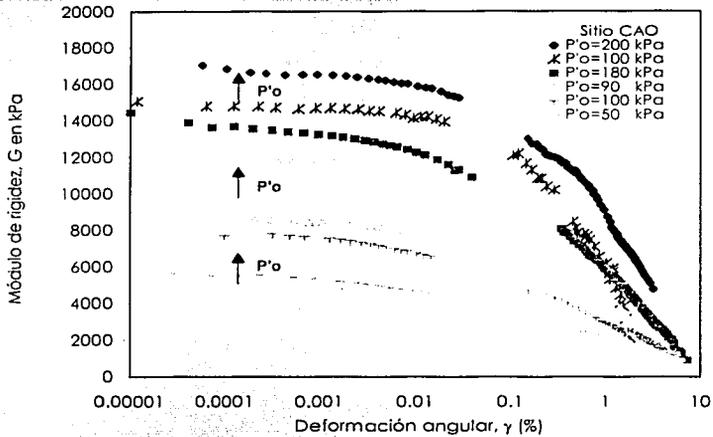


Figura 5.30 Efecto del P'₀ en el módulo G, sitio CAO

5.7.2 Efecto de P'₀ en λ

En las figuras 5.31 y 5.32 se presentan las curvas de relación de amortiguamiento, λ versus γ en los sitios SCT y CAO, respectivamente. En éstas se muestra que a pequeñas deformaciones a pesar de incrementarse el esfuerzo efectivo el amortiguamiento es casi constante, alcanzando valores de 1% a 3%. A partir de deformaciones de 0.1% hasta 4% el amortiguamiento alcanza valores de 4% a 10%. Al llegar cerca de la falla se alcanzan incrementos muy abruptos. Por otro lado, a medida que la muestra se encuentre a mayor profundidad el amortiguamiento tiende a ser menor antes de llegar a la falla.



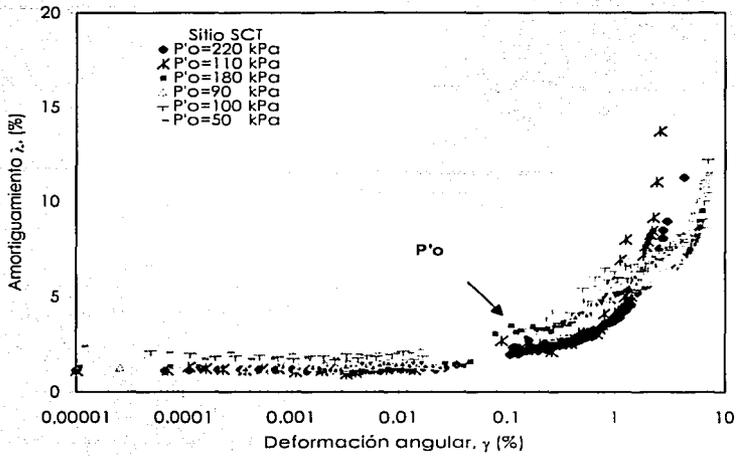


Figura 5.31 Efecto del P'_o - λ , sitio SCT

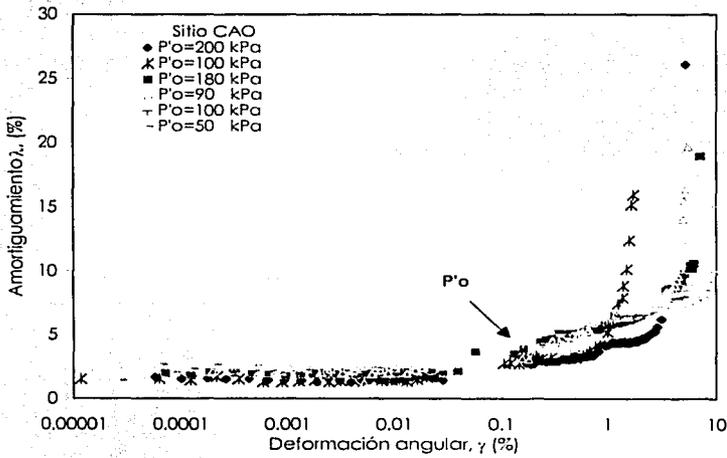


Figura 5.32 Efecto del P'_o - λ , sitio CAO

THE
FALLA

5.8 EFECTO DEL ÍNDICE DE PLASTICIDAD EN LOS PARÁMETROS DINÁMICOS

5.8.1 Efecto del I_p , en el módulo G en los sitios SCT y CAO

Cuando las curvas del módulo de rigidez *versus* deformación angular se normalizan con respecto al módulo de rigidez dinámico a pequeñas deformaciones ($\gamma \leq 10^{-5}\%$, $G_{m\acute{a}x}$), el efecto del esfuerzo confinante disminuye apreciablemente. En las figuras 5.33 y 5.34 se presentan las curvas de $G/G_{m\acute{a}x}$ vs γ para los sitios SCT y CAO, respectivamente. En éstas se puede observar que a partir de deformaciones mayores que 0.002%, los valores de $G/G_{m\acute{a}x}$ tienden a incrementarse cuando el índice de plasticidad aumenta para una misma deformación angular.

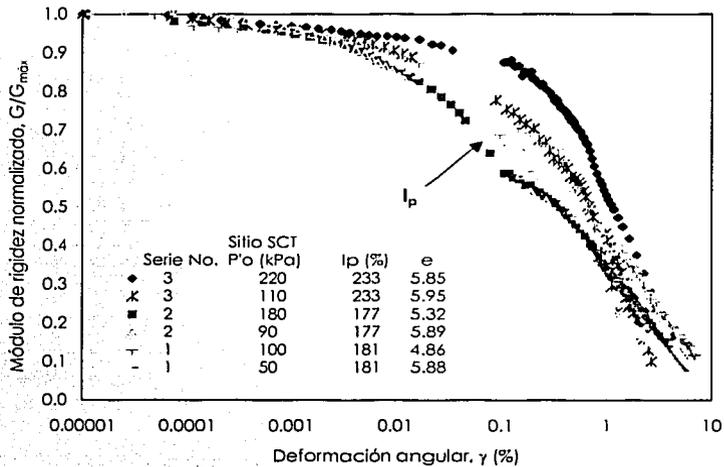


Figura 5.33 Efecto de I_p en $G/G_{m\acute{a}x}$ vs γ , sitio SCT

TESIS CON
FOLIO DE ORIGEN

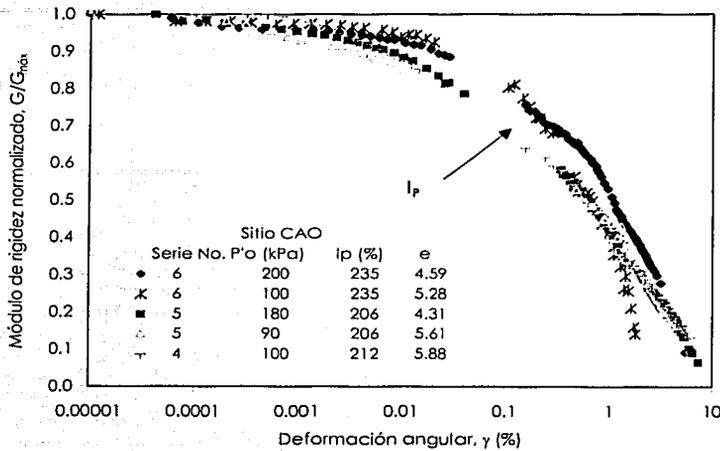


Figura 5.34 Efecto de I_p en $G/G_{máx}$ - γ , sitio CAO

Otra manera de mostrar el efecto del índice de plasticidad es mediante las figuras 5.35 y 5.36, que presentan el módulo de rigidez *versus* esfuerzo efectivo de consolidación para deformaciones de 0.0001 y 0.01%, respectivamente. En ellas se aprecia que el módulo de rigidez se incrementa con el índice de plasticidad.

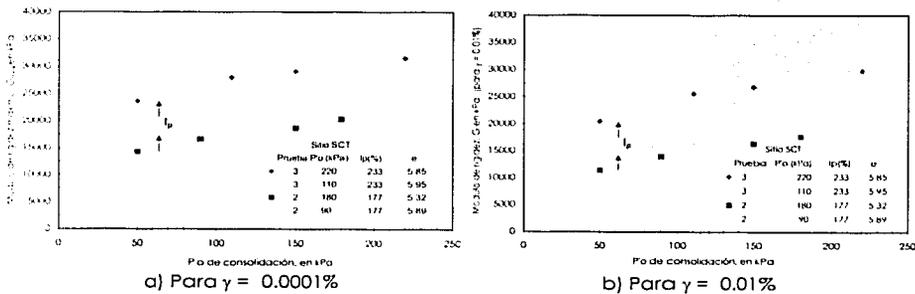


Figura 5.35 Efecto del I_p en las deformaciones indicadas, sitio SCT

TESI CON
FALLA DE CALIDAD

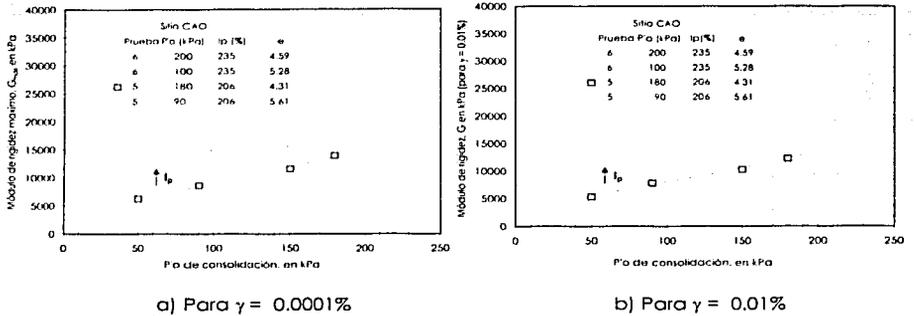


Figura 5.36 Efecto del I_p en las deformaciones indicadas, sitio CAO

5.8.2 Efecto del I_p en la relación de amortiguamiento, λ , para los sitios SCT y CAO

En las figuras 5.37 y 5.38 se muestra el efecto del índice de plasticidad en la relación de amortiguamiento para los sitios SCT y CAO, respectivamente. En estas figuras se tienen valores aproximadamente constantes del esfuerzo de confinamiento ($P'_{o} = 90$ kPa a 110 kPa) y relación de vacíos ($e \approx 6$). De estas figuras se concluye que cuando el índice de plasticidad aumenta, la capacidad para disipar energía disminuye.

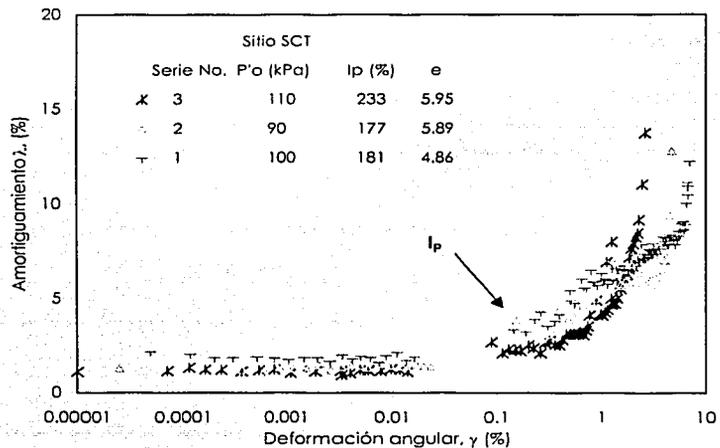
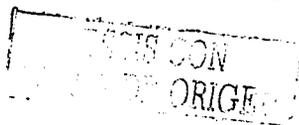


Figura 5.37 Efecto del I_p en la relación de amortiguamiento, sitio SCT



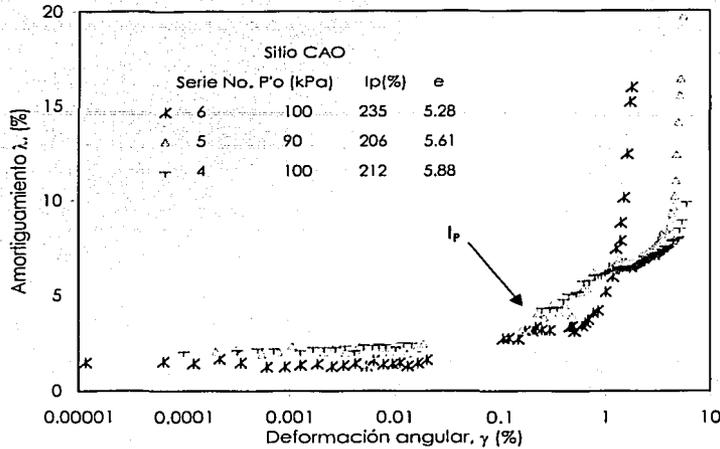


Figura 5.38 Efecto del I_p en la relación de amortiguamiento, silio CAO

5.9 EFECTO DEL NÚMERO DE CICLOS EN EL MÓDULO G

La degradación del módulo de rigidez dinámico con el número de ciclos para una misma deformación se estudió realizando pruebas a deformación controlada aplicando un total de 50 ciclos. En las figuras 5.39 y 5.40 se reportan los resultados de este análisis donde se observa que el efecto del número de ciclos es nulo para todo el rango de deformaciones angulares (0.1% a 10%).

FALLA DE ...

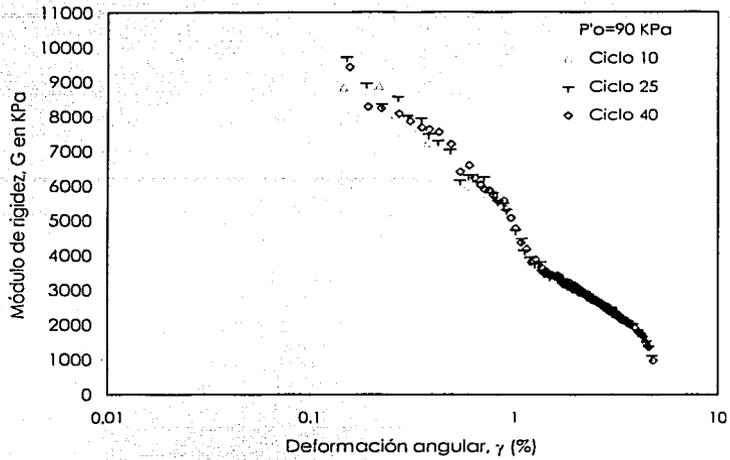


Figura 5.39 Variación de G vs γ , en función del número de ciclos, silto SCT

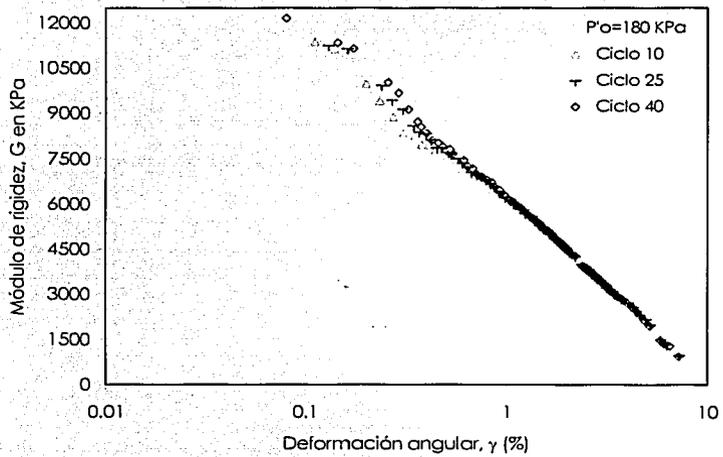


Figura 5.40 Variación de G vs γ , en función del número de ciclos, silto CAO

TESIS CON
FOLIA DE ORIGEN

5.10 MODELACIÓN NUMÉRICA DE LA VARIACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS CON LA DEFORMACIÓN ANGULAR

Para modelar la relación no lineal de la deformación angular con el módulo de rigidez, G , y la relación de amortiguamiento, λ , se utilizó el modelo de Davidenkov (Romo 1990, Romo y Ovando, 1995). El cual se basa en tres principios conocidos como hipótesis de Masing:

1. La no linealidad del material es de naturaleza plástica, es decir, la rigidez del suelo regresa a su valor máximo cada vez que la carga cambia de sentido.
2. El amortiguamiento es de tipo histerético.
3. El material sometido a carga armónica con amplitud constante responde de manera estable, si el amortiguamiento histerético es suficiente para atenuar en pocos ciclos la parte transitoria.

Haciendo un resumen de las expresiones empleadas para la modelación:

$$G = G_{\text{máx}} [1 - H(\gamma)] \quad [5.1]$$

donde: $H(\gamma)$ esta en función de los parámetros γ_r , A' y B , como se indica en la ecuación 5.2 (Romo, 1995).

$$H(\gamma) = \left[\frac{(\gamma / \gamma_r)^{2B}}{1 + (\gamma / \gamma_r)^{2B}} \right]^{A'} \quad [5.2]$$

y

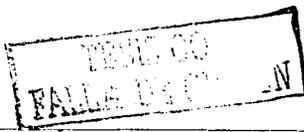
$$A' = A + I_r \quad [5.3]$$

El índice de consistencia, I_r , esta dado por

$$I_r = \frac{w_L - w_n}{I_p} \quad [5.4]$$

donde: w_L contenido de agua en el límite líquido
 w_n contenido natural de agua
 I_p índice de plasticidad

Conociendo la función $H(\gamma)$ y el valor de $G_{\text{máx}}$, se pueden obtener los valores G para cualquier deformación angular. En la ec. 5.2, γ_r , A' y B , son parámetros del suelo que se obtienen a partir de los ensayos dinámicos y



definen la geometría de la curva que relaciona a G y γ . γ_r es una deformación angular que representa, el valor de γ para una degradación del módulo G de 50 %.

Para calcular el amortiguamiento se hace uso de la expresión 5.5 propuesta por Romo, 1995, considerando las condiciones de frontera para deformaciones pequeñas: $H(\gamma) \Rightarrow 0$ y $\lambda = \lambda_{\min}$; y para deformaciones angulares altas: $H(\gamma) \Rightarrow 1$ y $\lambda = \lambda_{\max}$.

$$\lambda = (\lambda_{\max} - \lambda_{\min})H(\gamma) + \lambda_{\min} \quad [5.5]$$

5.10.1 Determinación de los parámetros γ_r , A y B

De las relaciones entre G/G_{\max} versus γ presentadas en el inciso 5.8, para los diferentes esfuerzos efectivos, se obtienen los valores de γ_r . En las figuras 5.41 y 5.42 se ve que al incrementarse el esfuerzo efectivo, el valor de γ_r aumenta.

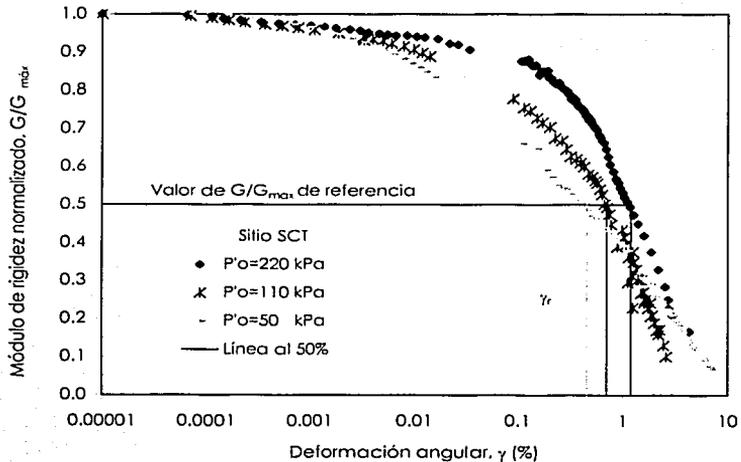
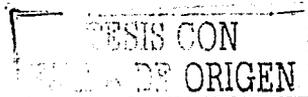


Figura 5.41 Determinación de γ_r , sitio SCT



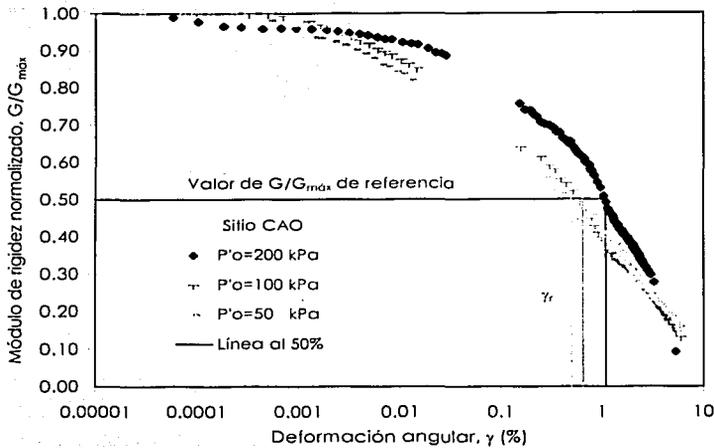


Figura 5.42 Determinación de γ_r sitio CAO

Teniendo los valores de referencia, se aplicó el modelo de Davidenkov y se encontró la variación de los parámetros A y B correspondientes a cada ensayo, los cuales se presentan en la figura 5.43. Con los valores de A y B, se calculó nuevamente el valor de $H(\gamma)$ para diferentes valores de esfuerzo efectivo, utilizando el γ_r de las gráficas 5.41 y 5.42.

Para el caso de la deformación de referencia γ_r (figura 5.43a) se reunió información de distintos sitios con el objeto de compararlos con el intervalo de valores propuesto por Romo (1995). Los valores de La Sonda de Campeche (Cano et al., 2000) muestran una muy buena aproximación con el intervalo de valores; los resultados del ex-lago de Texcoco (Vega, 2003), muestran valores muy inferiores a la franja, esto se le puede atribuir a que la determinación de γ_r al 50% se obtuvo de pruebas estáticas ensayadas a velocidad de deformación muy pequeña, en los cuales se calcula el módulo de elasticidad y por consiguiente el modulo de rigidez y la deformación angular. Los resultados de este estudio muestran una tendencia similar pero inferior al intervalo de valores, por lo que se requerirá de más estudios para poder establecer si requiere alguna modificación el intervalo de valores propuesto.

En la figura 5.43b se observa la variación del parámetro A, de distintos sitios. Los valores del parámetro A para la Sonda de Campeche están en el intervalo de 1.6 0 2.05 para un índice de plasticidad entre 44 y 80%. Al comparar estos valores con la franja propuesta (Romo, 1995) estos se encuentran en la franja límite superior para este intervalo de plasticidad, en

FAU...

cambio los resultados del ex-lago de Texcoco y los de este estudio muestran una aproximación a la franja del intervalo de valores.

El parámetro B de las arcillas de la Sonda de Campeche y las del ex-lago de Texcoco, se encuentran en el límite inferior y superior de la franja, respectivamente. Los resultados de este estudio muestran una buena aproximación con la franja de valores propuesta por Romo en 1995. La dispersión de los valores de La Sonda de Campeche en los parámetros A y B con el intervalo de valores podría atribuírsele a que son materiales diferentes sitios y los del ex lago de Texcoco, se le atribuye a la forma de obtener γ_r con equipo estático, lo cual muestra valores muy inferiores que obtenerlo con el equipo triaxial cíclico, lo cual hace que se modifique alguno de los parámetros A ó B.

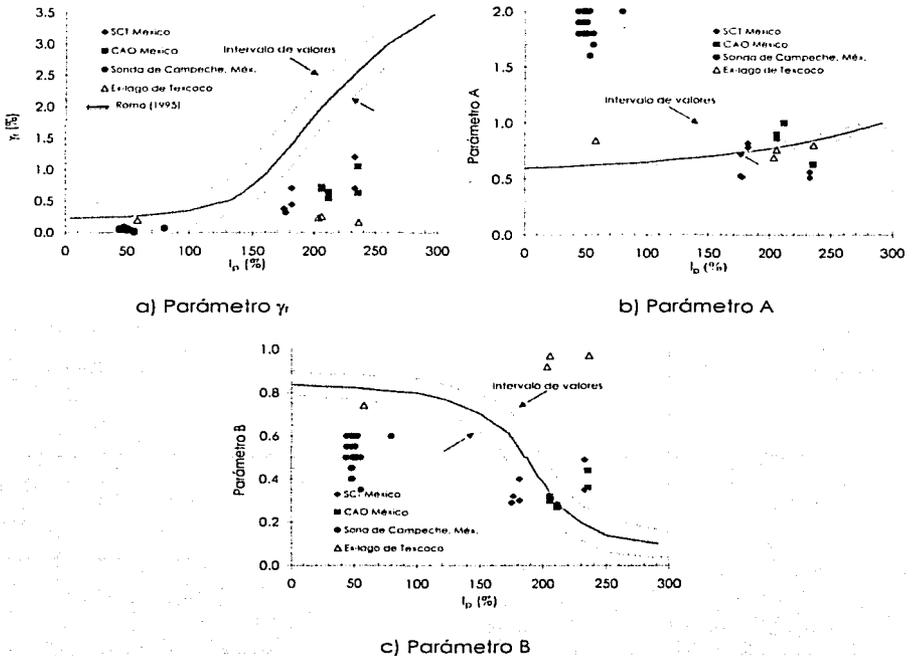
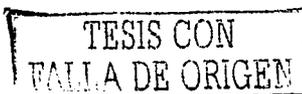


Figura 5.43 Efecto del índice de plasticidad, I_p , en los parámetros γ_r , A, B



5.10.2 Ajuste del modelo de Davidenkov a los resultados experimentales

En las figuras 5.44 a 5.49 se comparan los resultados experimentales con el ajuste teórico, utilizando el modelo de Davidenkov. En estas gráficas se aprecia una buena aproximación del ajuste teórico con los resultados experimentales.

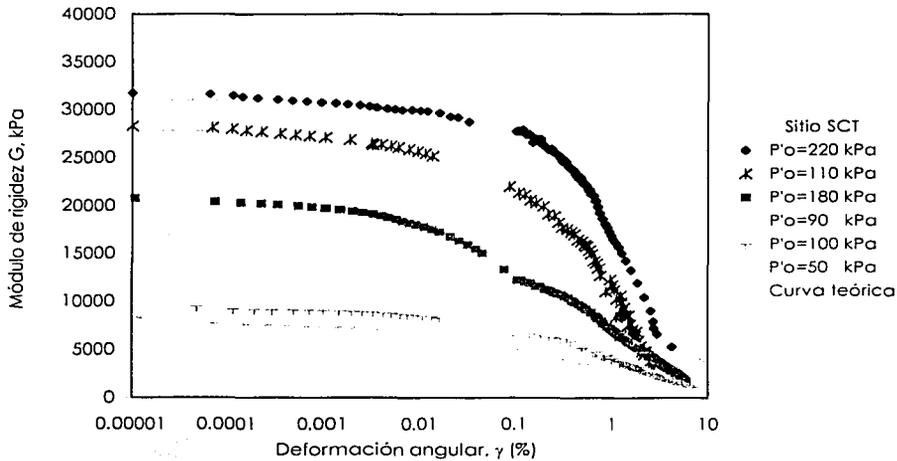


Figura 5.44 G-γ (ajuste teórico), sitio SCT

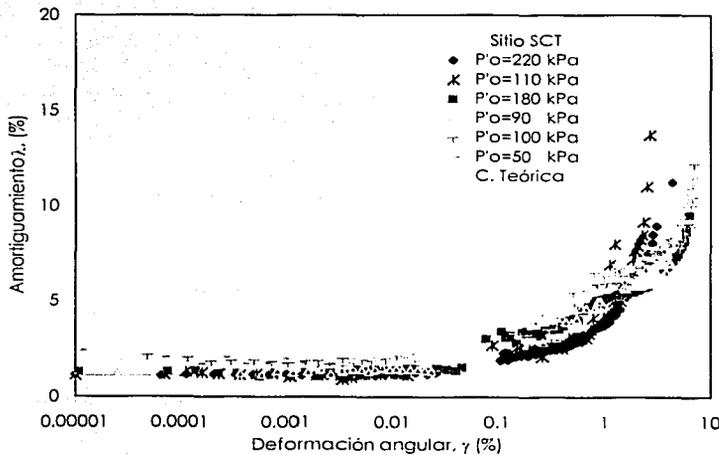


Figura 5.45 λ-γ (ajuste teórico), sitio SCT

FALLA

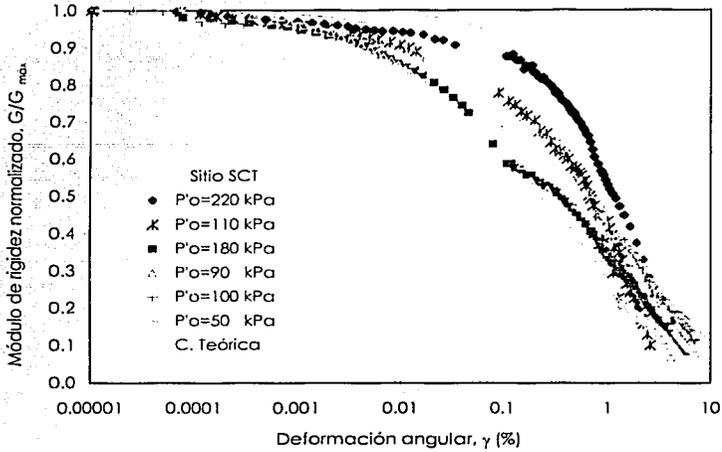


Figura 5.46 $G/G_{m\acute{a}x} - \gamma$ (ajuste te3rico), silio SCT

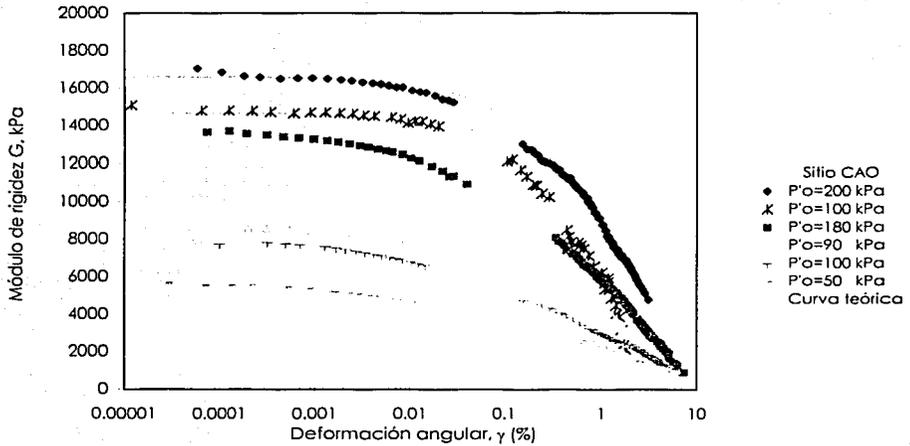


Figura 5.47 $G - \gamma$ (ajuste te3rico), silio CAO

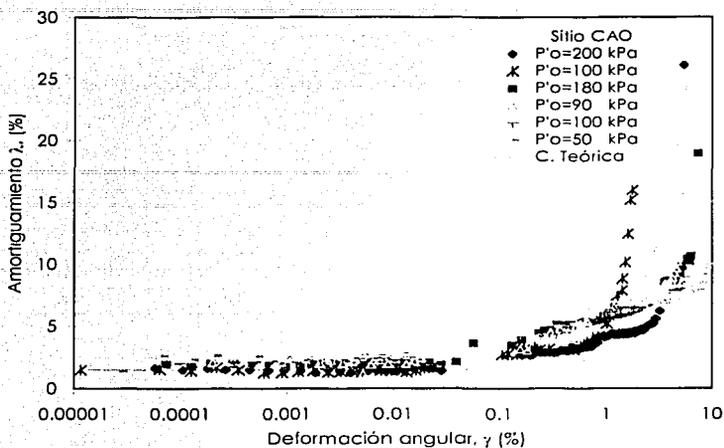


Figura 5.48 λ - γ (ajuste teórico), sitio CAO

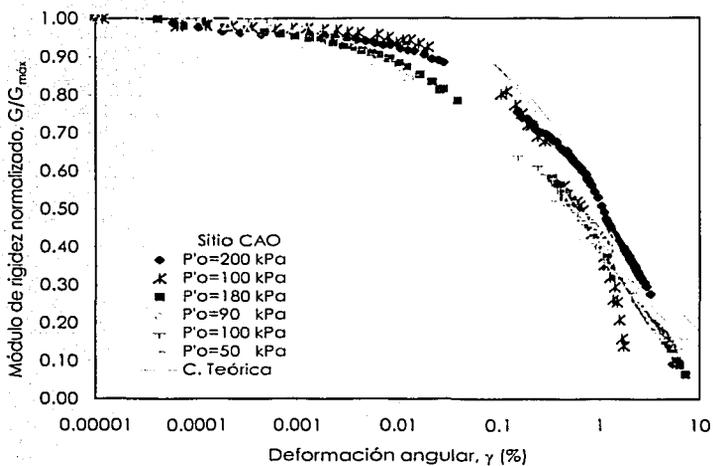


Figura 5.49 $G/G_{m\acute{a}x}$ - γ (ajuste teórico), sitio CAO

TE
FALLA

6.

EVOLUCIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS EN UN LAPSO DE 15 AÑOS EN EL SITIO SCT

6.1 GENERALIDADES

En este capítulo se comparan los resultados de laboratorio obtenidos en columna resonante, CR, y triaxial cíclica, TXC, en el año 2002, con los reportados para el mismo sitio por Jaime, (1987). Con objeto de cuantificar la variación a través del tiempo de las propiedades dinámicas e índice de la primer serie arcillosa del depósito de suelo en el sitio SCT. Así mismo, se comparan los perfiles de resistencia de punta realizados en los años 2000 y 1986, reportados por Franco (2002) y Jaime et al., (1987), respectivamente.

En el año de 1987, las propiedades índice y dinámicas del sitio SCT se obtuvieron de una investigación de laboratorio realizada en el Instituto de Ingeniería de la UNAM (Jaime, 1987). La exploración de campo consistió de: un sondeo de cono eléctrico y uno de tipo mixto con extracción de muestras (Jaime et al., 1987).

En la presente investigación se implementaron las mismas técnicas de exploración utilizadas por Jaime y colaboradores en 1987, exceptuando el tipo de muestreo, donde se recurrió al muestreador de pared delgada con camisa TGC-1 (Tamez et al., 1992). Con respecto al trabajo de laboratorio se utilizó el mismo equipo de laboratorio, pero automatizado (Flores, 2002). En la tabla 6.1 se muestra el tipo y número de pruebas realizadas en los años 1987 y 2002.

Tabla 6.1 Tipo y número de pruebas dinámicas realizadas en el sitio SCT

Tipo de prueba	Número de ensayos	
	1987	2002
Columna resonante	3 (Probetas; c/u con 2 incrementos de $*P'_o$)	3 (Probetas; c/u con 4 incrementos de $*P'_o$)
Triaxial cíclica	6 (Probetas)	6 (Probetas)

* P'_o = Presión confinante aplicada isótrópicamente

6.2 LOCALIZACIÓN Y ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL SITIO SCT

6.2.1 Localización de exploraciones geotécnicas

El 12 de junio del 2000 se concluyeron los trabajos de exploración y muestreo en Av. Xola casi esquina con Av. Universidad, en los patios de las instalaciones de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, en el lado sur del edificio B (Franco, 2002). La ubicación de los mismos trabajos realizados en 1986 (Jaime et al., 1987), se muestra en la figura 6.1. Cabe destacar que la separación entre los sondeos de muestreo continuo (1987 vs 2000) es de 9.0 m.

Los trabajos de exploración consistieron en: a) muestreo continuo hasta una profundidad de 40.0 m, y b) sondeo de cono eléctrico a 30 m de profundidad.

El nivel de aguas freáticas (NAF) en la campaña geotécnica del 2000 se localizó a una profundidad de 2.75 m (figura 6.2), éste disminuyó 0.70 m en 15 años. Esta pequeña variación del nivel freático está asociada a oscilaciones del mismo entre las épocas de lluvia y estiaje.



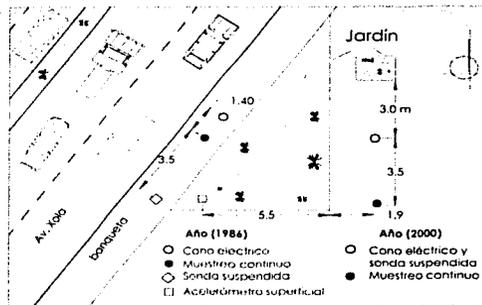


Figura 6.1 Localización de los sondeos realizados en el sitio SCT en los años 1986 y 2000 (Jaime et al., 1987 y Franco, 2002)

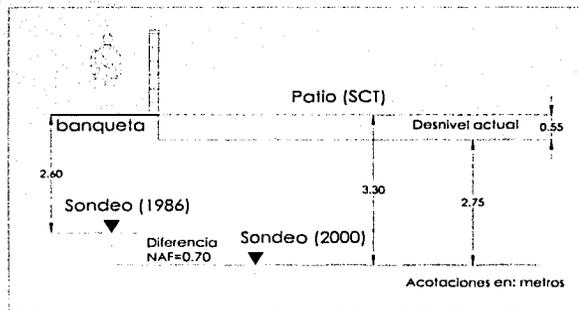


Figura 6.2 Variación del nivel de aguas freáticas (NAF) en el periodo de 1986 a 2000 (Franco, 2002)

6.2.2 Descripción de la estratigrafía del subsuelo

El subsuelo del sitio SCT se dividió de acuerdo a su formación estratigráfica y la comparación para estudiar la variación de las propiedades se realizó considerando estratos similares.

En la tabla 6.2 se describe cada una de las unidades estratigráficas que conforman el depósito de suelo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla 6.2 Descripción de unidades estratigráficas del sitio SCT (Franco 2002)

Profundidad (m)	Unidad estratigráfica	Descripción
0.0 – 1.0	Relleno	Material de desperdicio de construcción.
1.0 – 8.5	Costra superficial	Limos de varias tonalidades café oscuro a claro, con intercalaciones de arena y ceniza volcánica.
8.5 – 29.7	Serie arcillosa superior	Identificada por la presencia de arcillas blandas de diferentes tonalidades, con algunas intercalaciones de limo y ceniza volcánica y presencia de microfósiles.
29.7 – 34.0	Primera capa dura	Se encuentra compuesta por limos y arenas cuarzosas.
34.0 – 38.5	Serie arcillosa inferior	Arcillas con intercalaciones de ceniza volcánica.
38.5 – 40.0	Segunda capa dura	Limos y arenas finas (fin de sondeo).

6.2.3 Evolución de la resistencia de punta, q_c

En la figura 6.3 se muestran los perfiles de resistencia de punta, q_c , obtenidos en los años de 1986 y 2000 con la prueba de cono eléctrico. Donde se observa un aumento en la resistencia en toda la secuencia estratigráfica, indudablemente a causa de la consolidación ocurrida en este depósito. En la costra superficial se aprecia como la resistencia se incrementa significativamente hasta en un 181%, debido en parte al desecado superficial y no a cargas permanentes, ya que el sitio en estudio está exento de cargas inducidas por edificios aledaños. En la serie arcillosa superior, los incrementos en la resistencia varían entre 30% y 64%. Los mayores incrementos en la resistencia se encontraron en aquellos estratos adyacentes a lentes de arena y en el contacto con la primera capa dura.

Al sobreponer los perfiles de resistencia de punta, q_c , de cono eléctrico (2000 vs. 1986), se observa claramente el hundimiento desarrollado en el sitio SCT (figura 6.3). El cual fue de 1.05 m en 15 años, aproximadamente 7cm/año.

En la tabla 6.3 se muestra la variación de q_c con respecto a los substratos señalados. Porcentajes positivos indican un incremento con respecto a 1986.

Tabla 6.3 Variación de la resistencia q_c entre 1986 y 2000

SUBESTRATO	1986		2000		Diferencia de Resistencia $q_c(200) - q_c(86)$ (kg/cm ²)	Variación de la Resistencia $\frac{q_c(200) - q_c(86)}{q_c(86)} \cdot 100$ (%)
	Prof. (m)	q_c Prom. (kg/cm ²)	* Profundidad (m)	q_c prom. (kg/cm ²)		
1	1.00-6.80	9.66	1.70-7.35	27.24	17.58	181.96
2	6.80-15.25	4.80	7.35-15.05	5.77	0.96	20.03
3	15.25-16.00	26.19	15.05-15.75	25.57	-0.62	-2.36
4	16.00-26.50	7.35	15.75-25.65	8.94	1.59	21.68
5	26.50-27.35	29.87	25.65-26.45	49.16	19.29	64.59
6	27.35-31.00	12.27	26.45-30.00	16.07	3.80	30.99

* Todas las profundidades de los perfiles del año 2000 están referenciadas al nivel de piso del año 1986, ver figura 6.2.

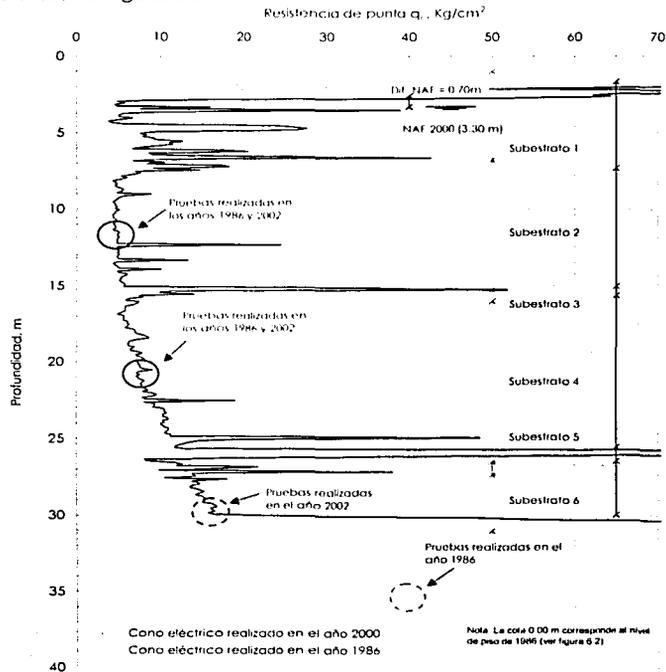


Figura 6.3 Perfiles de resistencia de punta, q_c (1986 y 2000), sitio SCT (Jaime et al., 1987 y Franco, 2002)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

En la tabla 6.4 se reportan los resultados de la resistencia q_c teórica (calculados con la ec. 3.13) y el q_c medido (2000). En esta tabla se observa que la variación entre valores teóricos con los medidos es del 28% (ver figura 6.4), lo cual esta variación se podría atribuir a la estimación de los esfuerzos efectivos.

Tabla 6.4 Variación teórica y experimental de la resistencia q_c (2000)

Profundidad m	$q_{c\text{calculado}}$ kg/cm ²	$q_{c\text{medido}}$ kg/cm ²	Diferencia $q_{cm} - q_{cc}$	Variación (%) $(q_{cm} - q_{cc}) / q_{cc}$
6.80-15.25	4	6	1.25	28
15.25-25.50	6	8	1.67	26
25.50-31.00	10	12	2.27	23

* Son valores promedio del sustrato

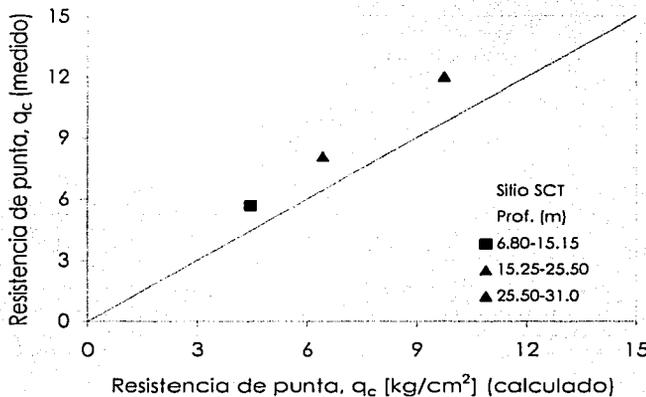


Figura 6.4 Variación de $q_{c(\text{calculado})} - q_{c(\text{medido})}$, sitio SCT

6.2.4 Estimación de la velocidad cortante, V_s

La velocidad de onda, V_s , en los estratos compresibles de arcilla es obtenida indirectamente a partir de los resultados de pruebas de cono eléctrico (1986), haciendo uso de una correlación semiempírica en función de la resistencia de punta, q_c , ecuación 3.12 desarrollada por Ovando y Romo (1991). En la tabla 6.5 se reportan los resultados de la estimación teórica comparándolos con lo medido (sonda suspendida, 2000). La variación entre estos resultados es hasta en un 30% (figura 6.5), por lo que los valores estimados con la ecuación 3.12 deberán tomarse con cierto criterio, al ser utilizados, es importante señalar que se trata de una estimación con respecto al tiempo.

Tabla 6.5 Variación teórica y experimental de V_s

Profundidad m	$V_{s\text{calculado}}$ m/s	$V_{s\text{medido}}^*$ m/s	Diferencia $V_{sm}-V_{sc}$	Variación (%) $(V_{sm}-V_{sc})/V_{sc}$
6.80-15.25	46	56	9.09	20
15.25-25.50	62	74	11.43	18
25.50-31.00	90	118	28.15	31

* Son valores promedio del substrato

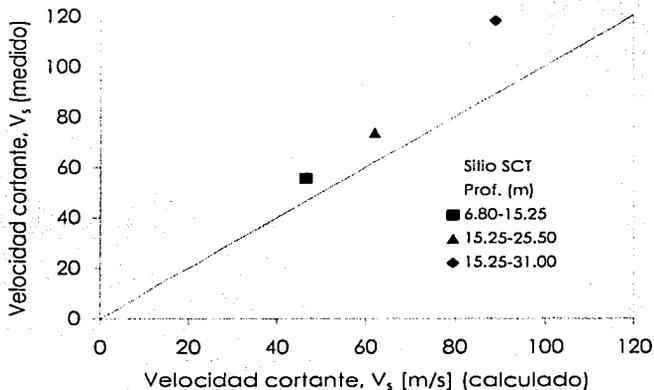


Figura 6.5 Variación de $V_{s(\text{calculado})} - V_{s(\text{medido})}$, sitio SCT

La velocidad de onda también se calcula, considerando los efectos del hundimiento regional con la ecuación 3.15. (Ovando et al., 2001). En la tabla 6.6 se reporta los valores de $V_{s(\text{calculado})}$ y $V_{s(\text{medido})}$, en donde se observa que hay una mejor aproximación de $V_{s(\text{calculado})}$ considerando los efectos de hundimiento [1986-2000] (figura 6.6).

Tabla 6.6 Variación teórica y experimental de V_s , considerando efectos de hundimiento

Profundidad m	$V_{s\text{calculado}}$ m/s	$V_{s\text{medido}}^*$ m/s	Diferencia $V_{sm}-V_{sc}$	Variación (%) $(V_{sm}-V_{sc})/V_{sc}$
6.80-15.25	51	56	4.70	9
15.25-25.50	75	74	-1.18	-2
25.50-31.00	103	118	14.97	15

* Son valores promedio del substrato



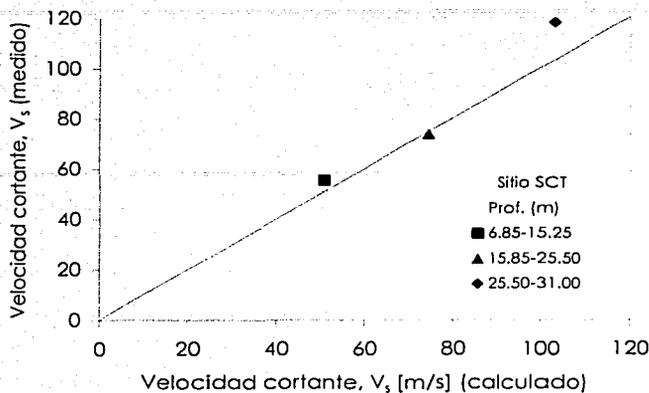


Figura 6.6 Variación de $V_{s(calculado)} - V_{s(medido)}$ considerando el hundimiento (1986-2000) sitio SCT

6.3 VARIACIÓN DE LAS PROPIEDADES ÍNDICE Y ESTÁTICAS

En esta sección se presenta la variación en un lapso de 15 años de las siguientes propiedades índice: contenido de agua, límites de Atterberg, índice de plasticidad, consistencia relativa, peso volumétrico, densidad de sólidos y relación de vacíos.

6.3.1 Contenido de agua, w

En la tabla 6.7 se reporta la variación del contenido de agua, w, obtenido en los años de 1987 y 2002, para las profundidades de interés en esta investigación. En esta tabla se observa como el contenido de agua tiende a disminuir en los primeros 12.0 m y conservando el mismo valor en la parte central del sondeo mixto (aprox. 20.0 m). En la parte inferior de la serie arcillosa (aprox. 30.0 m de profundidad) presenta una ligera disminución del contenido de agua debido a la disminución de presión de poro (ver figura 6.7).

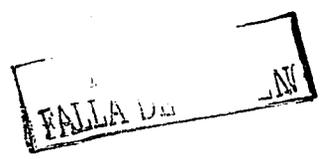


Tabla 6.7 Variación del contenido de agua, w (1987 y 2002)

1987			2002				Diferencia $w_{(02)}-w_{(87)}$	Variación $(w_{(02)}-w_{(87)})/w_{(87)}$ %
Prof. m	Prueba	W Inicial %	Prof. m	Prueba	W Inicial %	W final %		
12.0	1A, 1B	343	12.0	1A 50 kPa	266	274	-77	-23
	1C	319		1B 100 kPa	235	193	-108	-32
				1C	329	253	10	3
20.9	2A, 2B	242	20.8	2A 90 kPa	252	251	10	4
	2C	223		2B 180 kPa	254	247	12	5
				2C	231	223	8	4
29.9	-----	265	29.9	3A 110 kPa	230	234	-36	-13
	-----	-----		3B 220 kPa	230	239	-36	-13
				3C	236	236	-29	-11

* Variación positiva indica un incremento con respecto al año de 1987

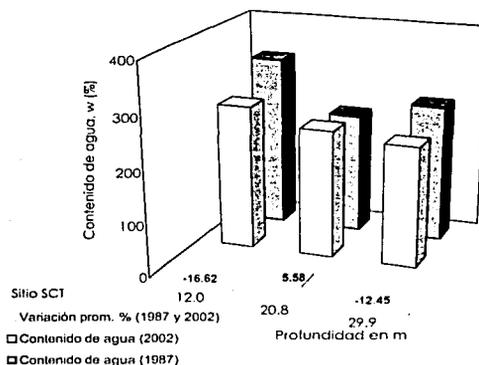


Figura 6.7 Variación de w-profundidad (1987 y 2002)

En la tabla 6.8 se reporta la variación teórica y experimental del contenido de agua, w. Para obtener el $w_{calculado}$ se empleo la ecuación 3.5 (Ovando et al., 2001), tomando como datos iniciales los obtenidos por Jaime et al., (1986) y el asentamiento total del estrato (1986-2000). La variación de valores teóricos y medidos es del 12%, por lo que la expresión empleada para realizar esta estimación muestra una muy buena aproximación con los valores obtenidos en el laboratorio (ver figura 6.8).

Tabla 6.8 Variación teórica y experimental de w

Profundidad m	$w_{calculado}$ %	w_{medido} %	Diferencia w_m-w_c	Variación (%) $(w_m-w_c)/w_c$
6.80-15.25	337	298	-38.74	-12
15.25-25.50	230	246	16.11	7
25.50-31.00	137	125	-11.95	-9

* Son valores promedio del substrato



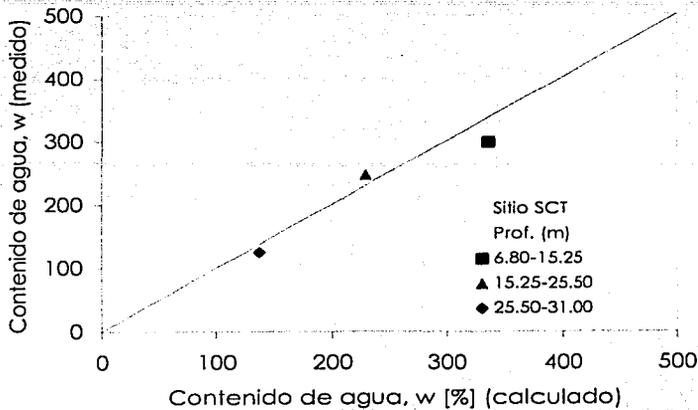


Figura 6.8 Variación de $w_{calculado} - w_{medido}$, sitio SCT

6.3.2 Límites de Atterberg, I_p y I_r

En la tabla 6.9 se reportan los valores de los límites de Atterberg e I_p . Las variaciones determinadas en los índices de plasticidad a 12.0 m, 20.8 m, y 29.9 m de profundidad no tienen una tendencia clara y más bien son indicativas de variaciones inherentes durante su determinación (figura 6.9). Esto muestra que la microestructura de la arcilla la cual está básicamente dominada por factores composicionales como mineralogía, tamaño y forma de partículas, y la composición química del agua en los poros no ha sido afectada por los procesos físicos o químicos.

Con respecto a la consistencia relativa, I_r , se puede observar que la variación es mínima. Esto demuestra una vez más que no se tienen cambios en la microestructura de la arcilla (tabla 6.10)

Tabla 6.9 Variación de los límites de Atterberg e I_p (1987 y 2002)

1987					2002					Diferencia $I_{p(2002)} - I_{p(1987)}$	Variación $(I_{p(2002)} - I_{p(1987)}) / I_{p(1987)}$ %
Prof. m	Muestra	LL %	LP %	I_p %	Prof. m	Muestra	LL %	LP %	I_p %		
12.0	15-2	400	77	323	12.0	11-2	294	113	181	-141.88	-44
20.9	27-2	212	60	152	20.8	22-2	309	133	177	24.75	16
29.9	----	250	50	200	29.9	33-1	335	102	233	32.94	16

* Variación positiva indica un incremento con respecto al año de 1987



Tabla 6.10 Variación en la consistencia relativa, I_r (1987 y 2002)

1987			2002			Diferencia $I_{r(02)}-I_{r(87)}$
Prof. m	Prueba	I_r	Prof. m	Prueba P'_{σ}	I_r	
12.0	1A, 1B	0.176	12.0	1A 50 kPa	0.156	-0.02
	1C	0.251		1B 100 kPa	0.327	0.15
				1C	-0.193	-0.44
20.9	2A, 2B	-0.197	20.8	2A 90 kPa	0.322	0.52
	2C	-0.07		2B 180 kPa	0.311	0.51
				2C	0.441	0.51
29.9	-----	-0.08	29.9	3A 110 kPa	0.451	0.53
	-----	-----		3B 220 kPa	0.451	0.53
				3C	0.425	0.50

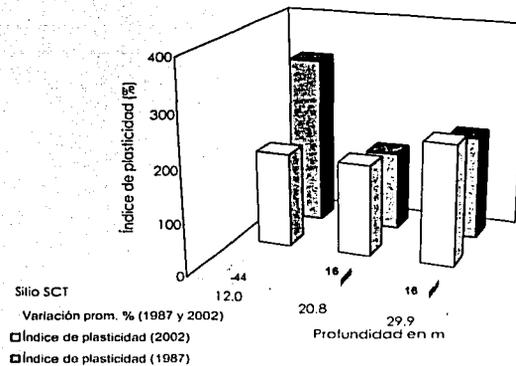


Figura 6.9 Variación de I_p -profundidad (1987 y 2002)

6.3.3 Peso volumétrico, γ_m , y densidad de sólidos, G_s

En la tabla 6.11 se reportan los valores del peso volumétrico para los años de 1987 y 2002. En la figura 6.10 se observa un incremento promedio del 6% en el peso volumétrico para los primeros 12.0 m. Para la parte intermedia e inferior de la serie arcillosa del sondeo (≈ 20.0 m y 30.0 m), la variación es nula, por tener valores muy semejantes.



Tabla 6.11 Variación del peso volumétrico, γ_m (1987 y 2002)

1987			2002			Diferencia $\gamma_m(02) - \gamma_m(87)$	Variación $(\gamma_m(02) - \gamma_m(87)) / \gamma_m(87)$ %
Prof. m	Prueba	γ_m t/m ³	Prof. m	Prueba	γ_m t/m ³		
12.0	1A, 1B	1.12	12.0	1A	1.18	0.065	6
				1B	1.22	0.105	9
				1C	1.16	0.030	3
20.9	2A, 2B	1.20	20.8	2A	1.19	-0.012	-1
				2B	1.19	-0.012	-1
				2C	1.20	0.009	1
29.9	-----	1.21	29.9	3A	1.21	0	0
				3B	1.19	-0.020	-2
				3C	1.19	-0.02	-2

* Variación positiva indica un incremento con respecto al año de 1987

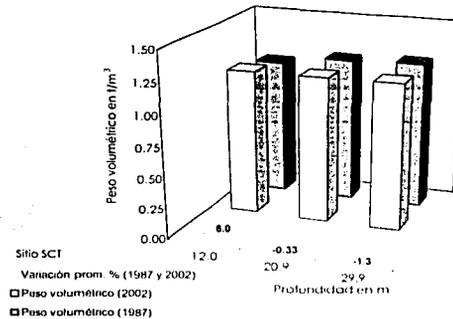


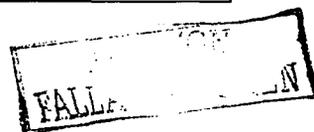
Figura 6.10 Variación de γ_m -profundidad (1987 y 2002)

En la tabla 6.12 se muestra la variación teórica (empleando la ecuación 3.14 [Ovando et al., 2001] tomando como datos iniciales los obtenidos por Jaime, 1986 y el asentamiento ocurrido entre 1986-2000) con lo medido (valores de este estudio). En ésta se muestra una variación del 9%, por lo que esta estimación teórica muestra una muy buena aproximación con los resultados de laboratorio (figura 6.11).

Tabla 6.12 Variación teórica y experimental de γ_m

Profundidad m	$\gamma_{m\text{calculado}}$ t/m ³	$\gamma_{m\text{medido}}^*$ t/m ³	Diferencia $\gamma_{m\text{m}} - \gamma_{m\text{c}}$	Variación (%) $(\gamma_{m\text{m}} - \gamma_{m\text{c}}) / \gamma_{m\text{c}}$
6.80-15.25	1.14	1.20	0.06	5
15.25-25.50	1.26	1.20	-0.06	-5
25.50-31.00	1.31	1.43	0.12	9

* Son valores promedio del sustrato



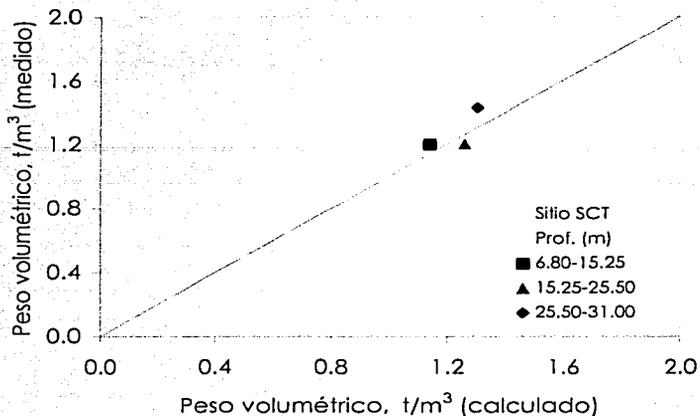


Figura 6.11 Variación de $\gamma_{m(\text{calculado})} - \gamma_{m(\text{medido})}$, sitio SCT

Con respecto a la densidad de sólidos se alcanzan incrementos máximos de 7%, los cuales son asociados a variaciones propias en el ensaye y no a la variación entre 1987 y 2002 (ver tabla 6.13 y figura 6.12).

Tabla 6.13 Variación de la densidad de sólidos, G_s (1987 y 2002)

1987			2002			Diferencia $G_{s(02)} - G_{s(87)}$	Variación $(G_{s(02)} - G_{s(87)}) / G_{s(87)}$ %
Prof. m	Prueba	G_s	Prof. m	Prueba	G_s		
12.0	1A, 1B	2.35	12.0	1A	2.40	0.05	2
	1C	2.35		1B	2.40	0.05	2
				1C	2.40	0.05	2
20.9	2A, 2B	2.28	20.8	2A	2.43	0.15	7
				2B	2.43	0.15	7
	2C	2.28		2C	2.43	0.15	7
29.9	-----	2.47	29.9	3A	2.64	0.17	7
				3B	2.64	0.17	7
				3C	2.64	0.17	7

* Variación positiva indica un incremento con respecto al año de 1987



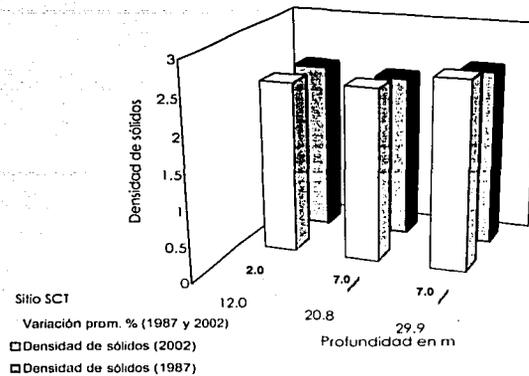


Figura 6.12 Variación de G_s-profundidad (1987 y 2002)

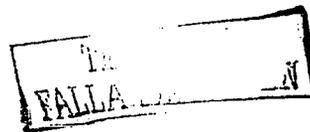
6.3.4 Relación de vacíos, e

En la tabla 6.14 se reporta la variación de la de relación de vacíos inicial. En ésta se observa que la variación determinada a los 12.0 m, indica una disminución de 30%. Para la parte central del sondeo (aprox. 20.0 m), se observa una tendencia clara a incrementarse la relación de vacíos con el tiempo, lo cual no es muy congruente (ver figura 6.13). Ya que es de esperarse que la consolidación inducida produzca una disminución con el tiempo de la relación de vacíos.

Tabla 6.14 Variación en la relación de vacíos, e_i

1987			2002				Diferencia e _i (02)-e _i (87)	Variación (e _i (02)-e _i (87))/e _i (87) %
Prof. m	Prueba	e _i	Prof. m	Prueba P _o	e _i	e _i		
12.0	1A, 1B	8.07	12.0	1A 50 kPa	6.46	5.88	-1.61	-20
				1B 100 kPa	5.59	4.86	-2.48	-31
20.9	2A, 2B	5.51	20.8	2A 90 kPa	6.20	5.89	0.69	13
				2B 180 kPa	6.21	5.32	0.70	13
	2C	5.10	2C 90 kPa	5.59	5.52	0.49	10	
			2C 180 kPa	5.09	4.62	-0.01	-0.2	

* Variación positiva indica un incremento con respecto al año de 1987



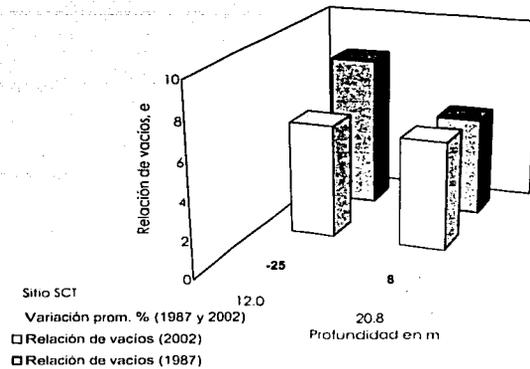


Figura 6.13 Variación de e-profundidad (1987 y 2002)

En la tabla 6.15 se reportan los valores estimados de la relación de vacíos inicial (empleando la ecuación 3.6) y los valores obtenidos de este estudio. La variación de $e_{calculado}$ y e_{medido} es del 20% (figura 6.14), por lo que la expresión 3.6 muestra una buena aproximación para realizar estimaciones con respecto al tiempo.

Tabla 6.15 Variación teórica y experimental de e

Profundidad m	$e_{calculado}$	e_{medido}^*	Diferencia $e_m - e_c$	Variación (%) $(e_m - e_c) / e_c$
6.80-15.25	7.9	6.3	-1.59	-20
15.25-25.50	5.2	5.8	0.60	12
6.80-25.50	6.5	6.1	-0.46	-7

* Son valores promedio del substrato

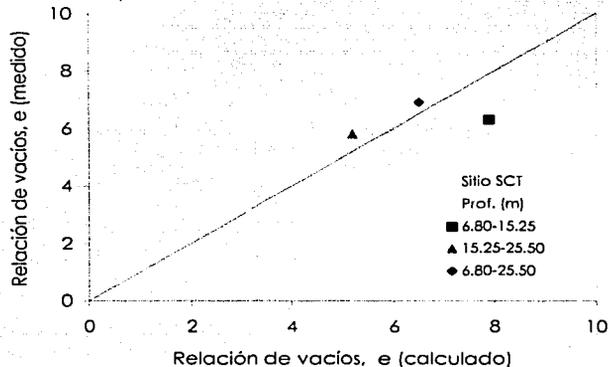
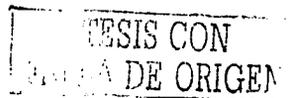


Figura 6.14 Variación de $e_{calculado} - e_{medido}$, sitio SCT



6.3.5 Resistencia al corte no drenada, S_u

La verificación experimental de la ecuación 3.27 (Romo y Ovando, 1989) se muestra en la figura 6.15. Donde se puede apreciar que las correlaciones con otros estudios proporcionan valores confiables (reportados por Echeverri y Romo, 2000), por lo que pueden ser útiles en la práctica.

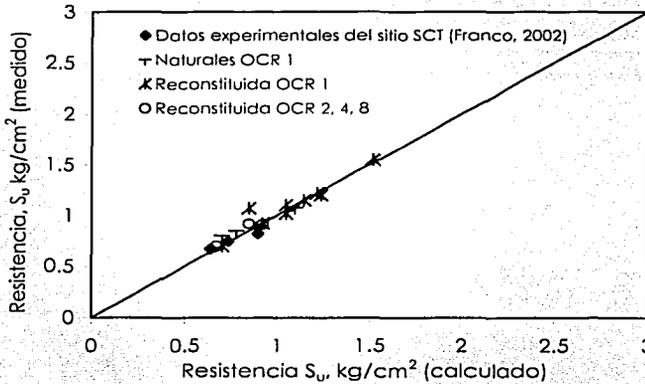
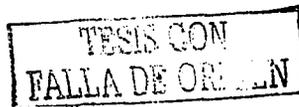


Figura 6.15 Efecto del Tiempo en S_u (variación teórica y experimental)

Los valores de Γ y N obtenidos a partir de ensayos C_u (Franco, 2002), se compararon con la relacional lineal entre N y Γ propuesta en estudios anteriores (Romo y Ovando, 1989), como se ilustra en la figura 6.16. En ésta se aprecia una buena aproximación entre los valores experimentales (de la primer y segunda serie arcillosa del sitio SCT) y los inferidos con la correlación sugerida.

Por tanto, en lugar de obtener experimentalmente los valores de Γ , se puede recurrir a la correlación que se presenta en la figura, definida por la ecuación.

$$\Gamma = 0.2616 + 0.8138N \quad [6.1]$$



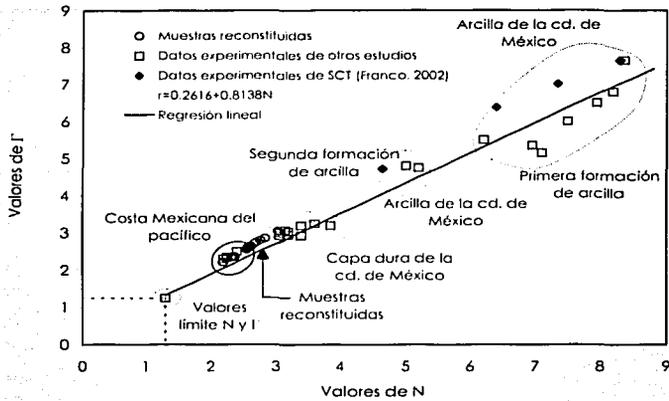


Figura 6.16 Relación entre los parámetros N y Γ del estado crítico (adaptada de Echeverri y Romo, 2000)

Dada la clara relación entre N y Γ , donde ambos parámetros son función del volumen específico y dependen en gran parte del tipo de suelo, se trató de emplear una serie de correlaciones empíricas que ligaran a λ y N con las propiedades índice, esto para verificar la relación de valores obtenidos de este estudio con otros (figura 6.17). La información de otros estudios resultó de la recopilación de trabajos previos (Romo y Ovando, 1989 y 1994; Díaz et al., 1992).

$$\lambda = w_{nat} \exp(0.508w_L - 1.693) \quad [6.2]$$

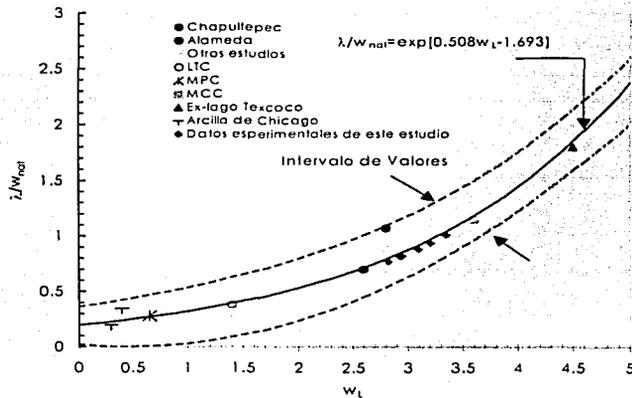


Figura 6.17 Relación entre la pendiente de la línea del estado crítico y el límite líquido (adaptada de Echeverri y Romo, 2000)

IMPRESO CON
MATERIA ORIGINAL

Con el fin de completar la correlación de la ecuación 6.2, se exploró la correspondencia entre el contenido de agua, w , y el volumen específico en la línea de consolidación virgen, N . La relación entre estos dos parámetros se muestra en la figura 6.18. Con la relación contenida en la gráfica, se consiguió la siguiente relación $N=1.598+0.0278w$, con un coeficiente de correlación, $C_r=0.772$, (Echeverri y Romo, 2000). Estos resultados evidencian una clara tendencia, pero con bajo coeficiente de correlación, requiriéndose por tanto estudios adicionales para definir en forma más precisa el tipo de correlación entre las variables N - w .

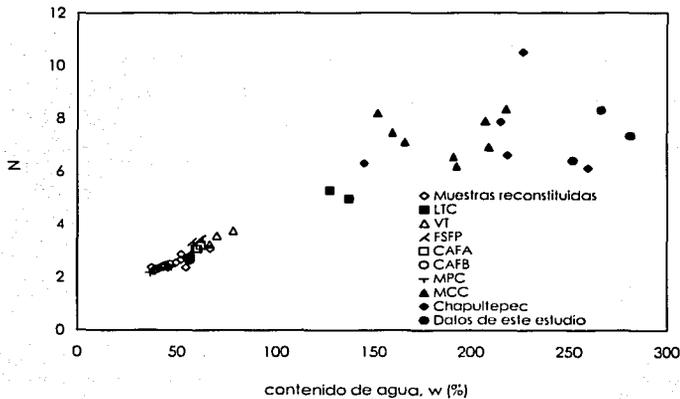


Figura 6.18 Relación entre el contenido de agua, w y N (adaptada de Echeverri y Romo, 2000)

6.4 EVOLUCIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS

En esta sección se reportan las propiedades dinámicas, obtenidas en los años de 1987 y 2002. Esto con el objeto de evaluar la evolución de estas propiedades en un lapso de 15 años, debido al abatimiento piezométrico y el subsecuente hundimiento regional en el valle de México.

En las tablas 6.16 y 6.17 se reportan los módulos de rigidez G a diferentes deformaciones angulares obtenidos en los años de 1987 y 2002. La expresión empleada para determinar la variación del módulo G , reportada en ambas tablas es la siguiente:

$$\text{Variación (\%)} = \frac{G_{(2002)} - G_{(1987)}}{G_{(1987)}} \cdot 100 \tag{6.3}$$

Los valores de la variación de acuerdo a la expresión 6.3, muestran claramente un incremento en el módulo G , para todos los niveles de deformación angular.



En las figuras 6.19 y 6.20 se muestra la variación del módulo de rigidez con respecto a cada nivel de deformación angular (indicados en la tablas 6.16 y 6.17), en los últimos 15 años (1987 y 2002). Este incremento disminuye a medida que la deformación angular aumenta.

Tabla 6.16 Variación G-γ, entre 1987 y 2002, (serie No. 1, 12.0 m de profundidad)

Def. angular %	Esf. Consolidación, P'o					
	P'o= 50 KPa			P'o= 100 KPa		
	Módulo G		Variación	Módulo G		Variación
	1987	2002	%	1987	2002	%
0.0001		7575			9155	
0.001	2800	7310	161	3880	9021	133
0.005	2400	6850	185	2300	8720	279
0.01	2250	6510	189	2300	8425	266
0.3	1150	4000	248	2420	6196	156
1	1000	2960	196	2000	4080	104

Tabla 6.17 Variación G-γ, entre 1987 y 2002, (serie No. 2, 20.8 m de profundidad)

Def. angular %	Esf. Consolidación, P'o					
	P'o= 90 KPa			P'o= 180 KPa		
	Módulo G		Variación	Módulo G		Variación
	1987	2002	%	1987	2002	%
0.0001		17000			20350	
0.001	8500	16000	88	14000	19700	41
0.005	7000	14930	113	12300	18650	52
0.01	6500	13970	115	11800	17700	50
0.3	4290	8015	87	5530	10750	94
1	3600	4800	33	3600	7000	94

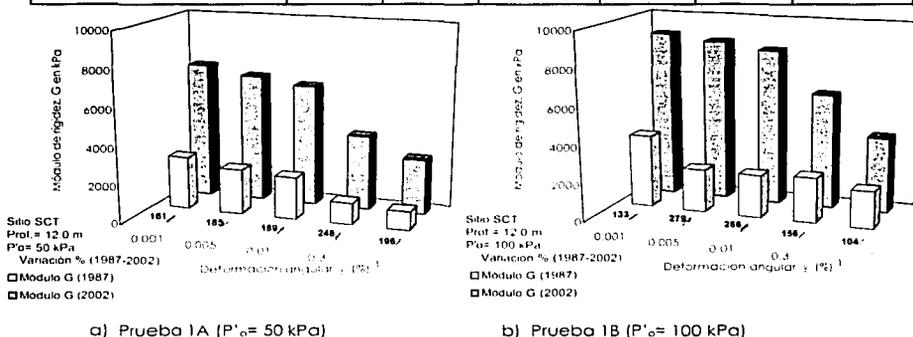
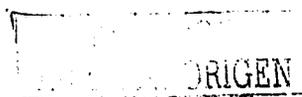
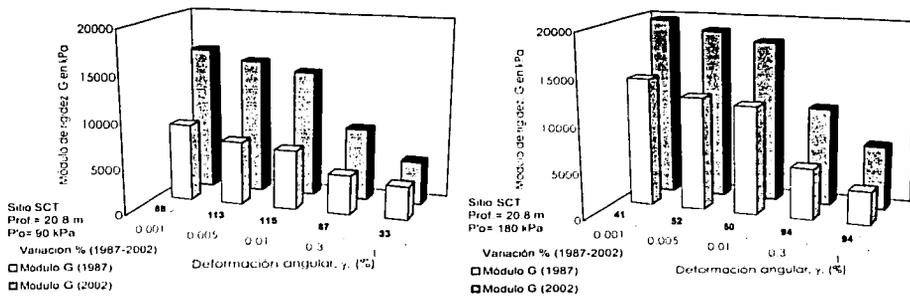


Figura 6.19 Variación de G-γ a 12.0 m de profundidad (1987 y 2002)





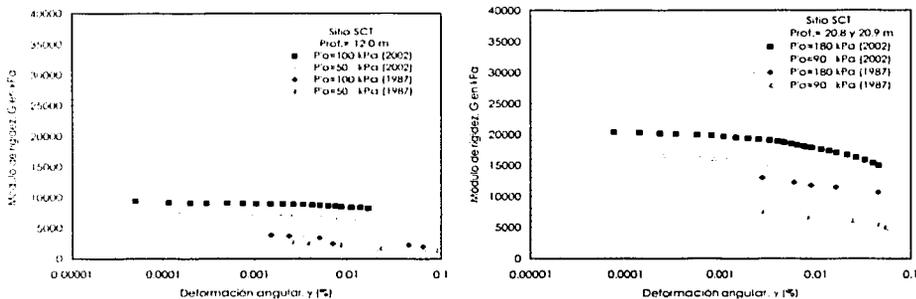
a) Prueba 2A ($P'_o = 90$ kPa)

b) Prueba 2B ($P'_o = 180$ kPa)

Figura 6.20 Variación de G- γ a 20.8 m de profundidad (1987 y 2002)

6.4.1 Evolución del módulo de rigidez, G, obtenido en columna resonante, CR

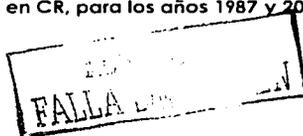
En la figura 6.21 se muestra el módulo de rigidez obtenido de las pruebas 1C y 2C, en los años de 1987 y 2002 con esfuerzos efectivos de 50 kPa y 100 kPa; 90 kPa y 180 kPa, respectivamente. Cabe destacar que los ensayos realizados en 1987 no llegaron a deformaciones de 0.0001%. En la figura 6.21a para una deformación de 0.002% se muestra que el incremento del módulo de rigidez, G_{2002} , es del 158% y 140%, para $P'_o = 50$ kPa y 100 kPa, respectivamente. En la figura 6.21b se observa una clara tendencia a incrementar el módulo G para una deformación angular de 0.003% de 107% y 48%, para $P'_o = 90$ kPa y 180 kPa, respectivamente.



a) Prueba 1C (Profundidad 12.0 m)

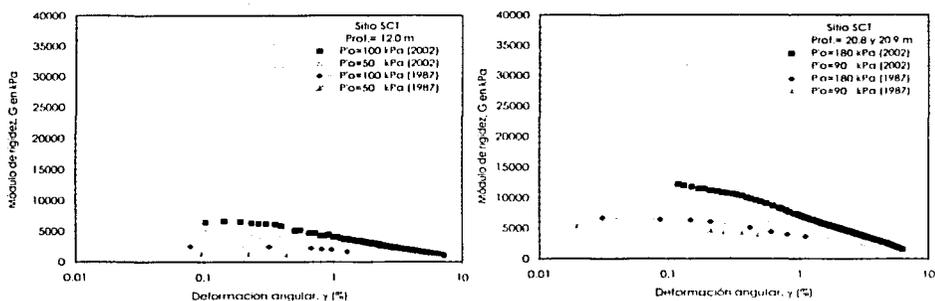
b) Prueba 2C (Profundidad 20.8 m)

Figura 6.21 Variación de G- γ obtenida en CR, para los años 1987 y 2002



6.4.2 Variación del módulo de rigidez, G, obtenido en triaxial cíclica, TXC

En la figura 6.22 se reporta la variación del módulo de rigidez, G, con la deformación angular, obtenidos en los años de 1987 y 2002. En la figura 6.22a se reportan los resultados obtenidos de las pruebas 1A y 1B, con esfuerzos efectivos de 50 kPa y 100 kPa, respectivamente. Para un valor de deformación angular de 0.2%, el módulo G_{2002} en las pruebas 1A y 1B se incrementa un 263% y 156%, respectivamente. En la figura 6.22b se presentan los resultados de las pruebas 2A y 2B, teniendo incrementos de 84% y 86% para $P'_{\sigma} = 90$ kPa y 180 kPa, respectivamente, para deformaciones del 0.2%.



a) Pruebas 1A y 1B (Profundidad 12.0 m)

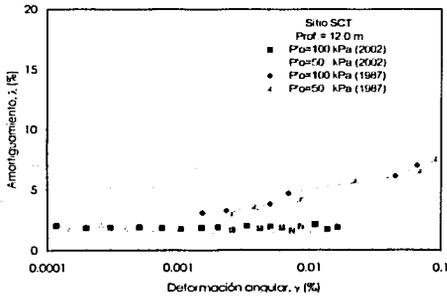
b) Pruebas 2A y 2B (Profundidad 20.8 m)

Figura 6.22 Variación de G- γ obtenida en TXC, para los años 1987 y 2002

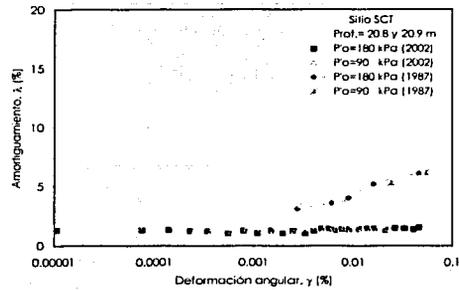
6.4.3 Evolución de la relación de amortiguamiento, obtenido en columna resonante, CR

En la figura 6.23 se muestra la variación de la relación de amortiguamiento con la deformación angular, en un lapso de 15 años (entre 1987 y 2002), para esfuerzos efectivos de 50 kPa y 100 kPa; 90 kPa y 180 kPa, aplicados en las pruebas 1C y 2C, respectivamente. En las figuras 6.23a y 6.23b, se aprecia que la relación de amortiguamiento a pequeñas deformaciones en el año 1987 alcanzó valores máximos de 7% y para el año 2002 la relación de amortiguamiento disminuyó a valores de 1 y 2%. Lo cual indica una disminución en la relación de amortiguamiento con el tiempo.





a) Prueba 1C (Profundidad 12.0 m)

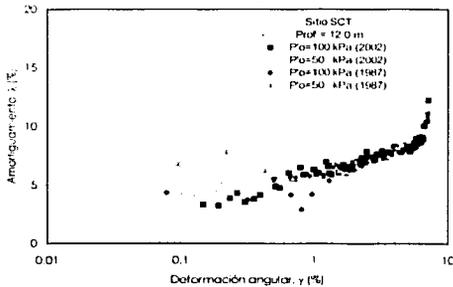


b) Prueba 2C (Profundidad 20.80 m)

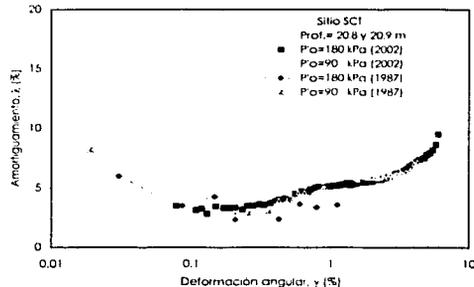
Figura 6.23 Variación de λ - γ obtenida en CR, para los años 1987 y 2002

6.4.4 Variación de la relación de amortiguamiento, obtenido en triaxial cíclica, TXC

En la figura 6.24 se presenta la variación de la relación de amortiguamiento obtenida en las pruebas 1A, 1B, 2A y 2B realizadas en los años de 1987 y 2002, con esfuerzos efectivos de 50 kPa y 100 kPa; 90 kPa y 180 kPa, respectivamente. En las figuras 6.24a y 6.24b se aprecia que a grandes deformaciones los valores de la relación de amortiguamiento obtenidos en 1987 y 2002 son muy similares para deformaciones entre 0.1% y 1.0%, se puede decir que los valores son iguales y las pequeñas discrepancias se atribuyen a errores de medición en ambos estudios, (1987 y 2002). En la figura 6.24b se observa un salto en los valores de la relación de amortiguamiento para deformaciones angulares menores de 0.1%. Estos valores deberán tomarse con criterio ya que el equipo para deformaciones menores de 0.1% presenta grandes errores debido a ruido en la señal de los transductores de desplazamientos.

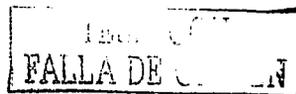


a) Pruebas 1A y 1B (Profundidad 12.0 m)



b) Pruebas 2A y 2B (Profundidad 20.80 m)

Figura 6.24 Variación de λ - γ obtenida en TXC, para los años 1987 y 2002



6.5 CONTINUIDAD DE RESULTADOS DE 1987 Y 2002

6.5.1 Variación de las curvas $G-\gamma$ y $\lambda-\gamma$ obtenidas en CR y TXC

En la figura 6.25 se muestra la continuidad de las curvas del módulo de rigidez *versus* deformación angular y la relación de amortiguamiento *versus* deformación angular de las series 1 ($P'_o=50$ kPa y 100 kPa), y 2 ($P'_o= 90$ kPa y 180 kPa). En la figura 6.25a, se observa que los valores de G para 1987, no muestran una clara tendencia a disminuir con la deformación angular, a pesar que el traslape de resultados provenientes de CR y TXC es muy bueno. Por otro lado, las curvas $G-\gamma$ del 2002 muestran una excelente continuidad de resultados, para deformaciones entre 0.01% y 0.1%, que son los límites superior de la CR e inferior en la TXC, respectivamente. Así como, una clara disminución de G al aumentar la deformación angular. En lo que respecta a la relación de amortiguamiento obtenida en 1987 existe un gran salto en el traslape de resultados alrededor de $\gamma=0.1\%$ (ver figura 6.25b). Por otro lado, los resultados del año 2002 muestran una notable tendencia a incrementar conforme aumenta la deformación angular, y el traslape es muy claro y suave entre los resultados provenientes de la columna resonante ($\gamma=0.01\%$) y la continuación de éstos obtenidos en triaxial cíclica ($\gamma=0.2\%$)

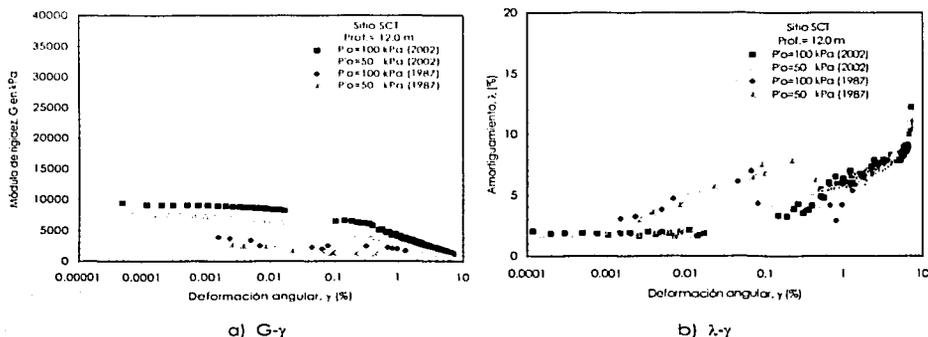
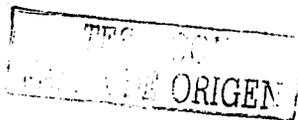


Figura 6.25 $G-\gamma$ y $\lambda-\gamma$ obtenidos en CR y TXC, profundidad 12.0 m (serie No1)

En la figura 6.26, se presentan las propiedades dinámicas obtenidas en 1987 y 2002, para dos presiones confinantes [$P'_o= 90$ kPa y 180 kPa]. Los resultados reportados en 1987 no muestran una notable continuidad en resultados obtenidos entre columna resonante y triaxial cíclica. Por otro lado, los valores obtenidos en el año 2002 (serie No 2) presentan una clara continuidad de resultados para deformaciones angulares entre 0.01% y 0.1%.



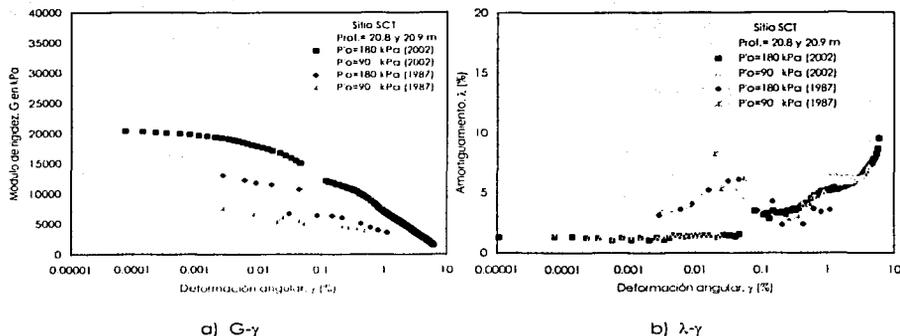


Figura 6.26 G-γ y λ-γ obtenidos en CR y TXC, profundidad 20.8 m (serie No 2)

6.5.2 Variación del módulo G, con el esfuerzo efectivo de consolidación

En la figura 6.27 se presenta la variación del módulo de rigidez G, con el esfuerzo efectivo de consolidación aplicado isotrópicamente. En esta figura se reporta esta relación G vs P_o para deformaciones angulares de 0.001% y 0.01%. Esta misma información pero usando ejes logarítmicos se ilustra en la figura 6.28.

En las figuras 6.27 y 6.28 se muestra que a deformaciones angulares de 0.001 y 0.01%, el módulo de rigidez aumenta al incrementar el esfuerzo efectivo. En ambas figuras las pendientes de cada prueba son similares, lo que indican una clara dependencia del módulo de rigidez, G, con el esfuerzo confinante.

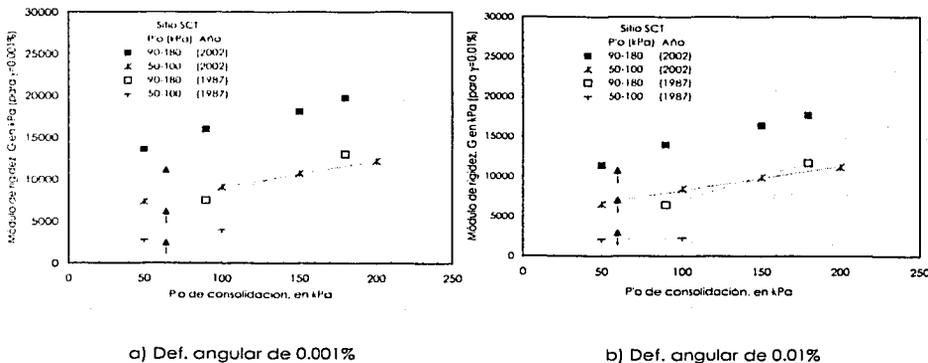
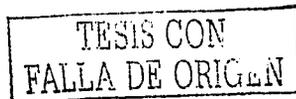
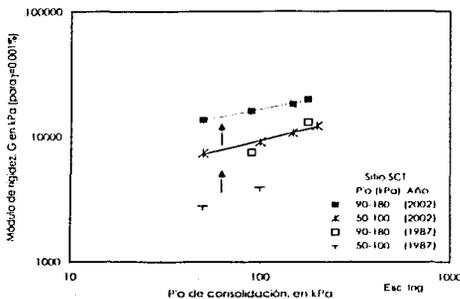
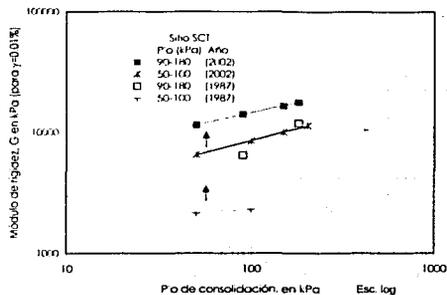


Figura 6.27 Efecto de P_o en el módulo G, entre los años 1987 y 2002





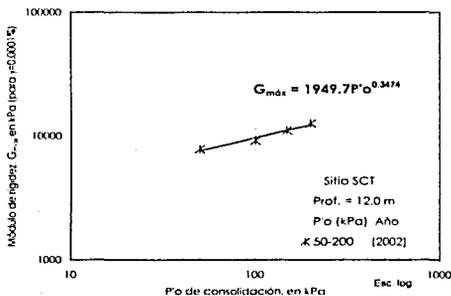
a) Def. angular de 0.001%



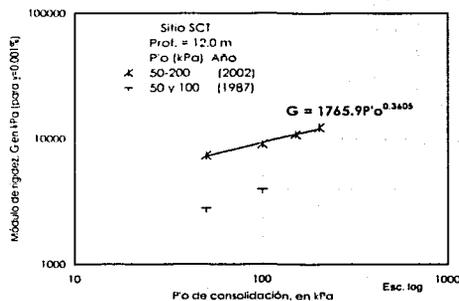
b) Def. angular de 0.01%

Figura 6.28 Efecto de P'º en el módulo G, entre los años 1987 y 2002 (esc. Log)

Al realizar un ajuste lineal a los datos (2002) mostrados en escala logarítmica se obtienen expresiones para obtener el módulo G, a deformaciones angulares de 0.0001% ($G_{m\acute{a}x}$) y 0.001%, a 12.0 m y 20.8 m de profundidad, (figuras 6.29 y 6.30).

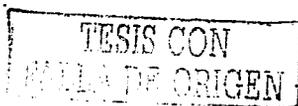


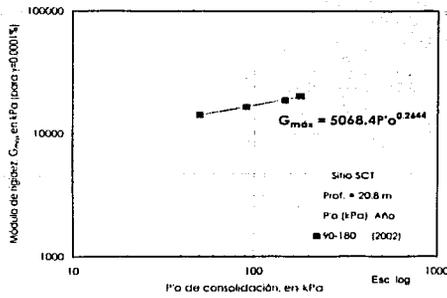
a) Def. angular de 0.0001%



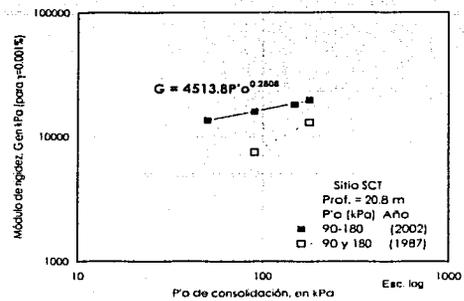
b) Def. angular de 0.001%

Figura 6.29 Efecto de P'º en el módulo G, a 12.0 m de profundidad





a) Def. angular de 0.0001%

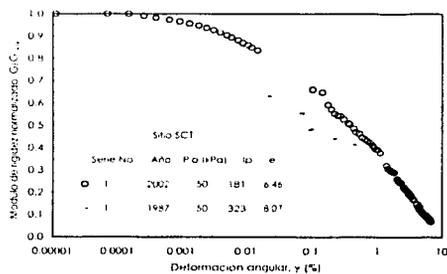


b) Def. angular de 0.001%

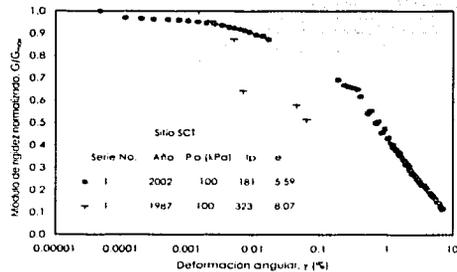
Figura 6.30 Efecto de P'o en el módulo G, a 20.8 m de profundidad

6.5.3 Variación de G/G_{máx}-γ

En las figuras 6.31 y 6.32 se presenta la variación del módulo de rigidez normalizado, $G/G_{máx}$, con la deformación angular obtenidas en los años de 1987 y 2002. En estas figuras se reportan los resultados obtenidos de las series 1 y 2 con esfuerzos efectivos de 50 kPa y 100 kPa; y 90 kPa y 180 kPa, respectivamente. En ellas se observa que los ensayos realizados en 1987 no llegaron a deformaciones de 0.0001%. En las figuras 6.31a y 6.31b se puede observar que a partir de deformaciones mayores que 0.002% las curvas $G/G_{máx}$ obtenidas en 1987, tienden a degradarse más rápidamente que las del 2002. Esto se debe a que en realidad el valor de G a una deformación angular de 0.002% no corresponde a $G_{máx}$.



a) P'o= 50 kPa

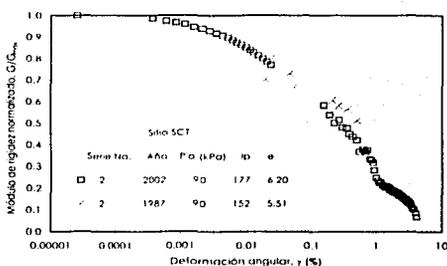


b) P'o= 100 kPa

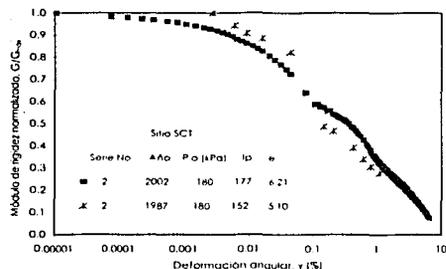
Figura 6.31 $G/G_{máx}$ -γ entre los años 1987 y 2002 (serie No 1, a 12.0 m de profundidad)



En la figura 6.32a se muestra que a partir de una deformación de 0.008%, la curva de 1987 tiene una tendencia similar a la obtenida en el 2002. Mientras que en la figura 6.32b se observa que la degradación ($G/G_{m\acute{a}x}$) de 1987 con respecto a la del 2002 es mayor a grandes deformaciones angulares ($\gamma > 0.1\%$). Los saltos que se presentan en las gráficas (1987) se les atribuye a la falta de continuidad de valores obtenidos entre columna resonante y triaxial cíclica.



a) $P'o = 90$ kPa



b) $P'o = 180$ kPa

Figura 6.32 $G/G_{m\acute{a}x}$ - γ entre los años 1987 y 2002 (serie No 2 a 20.8 m de profundidad)

En la figura 6.33 se presentan las curvas de $G/G_{m\acute{a}x}$ vs γ , de los años 1987 y 2002. En ésta se puede apreciar que para grandes deformaciones ($\gamma > 0.1\%$), los valores de $G/G_{m\acute{a}x}$ (2002) muestran claramente a incrementarse con el índice de plasticidad y el tiempo.

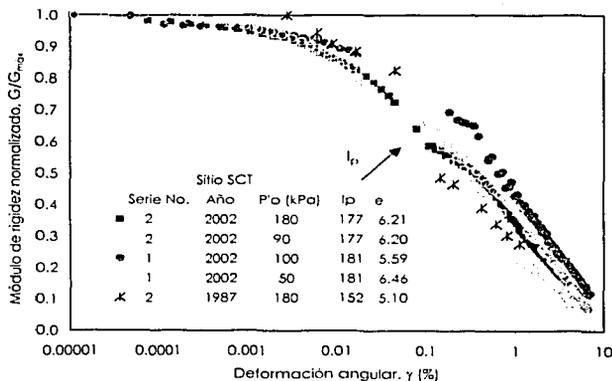
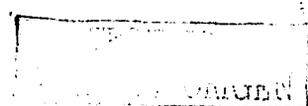


Figura 6.33 $G/G_{m\acute{a}x}$ - γ , entre los años 1987 y 2002



7.

EVOLUCIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS EN UN LAPSO DE 15 AÑOS EN EL SITIO CAO

7.1 GENERALIDADES

En este capítulo se comparan los resultados de laboratorio obtenidos en columna resonante, CR, y triaxial cíclica, TXC, en el año 2002, con los reportados para el mismo sitio por Jaime, (1987). Con objeto de cuantificar la variación a través del tiempo de las propiedades dinámicas e índice de la primer serie arcillosa del depósito de suelo en el sitio CAO. Así mismo, se comparan los perfiles de resistencia de punta realizados en los años 2000 y 1987, reportados por Olín (2003) y Jaime et al., (1987), respectivamente.

En el año de 1987, las propiedades índice y dinámicas del sitio CAO se obtuvieron de una investigación de laboratorio realizada en el Instituto de Ingeniería de la UNAM (Jaime, 1987). La exploración de campo consistió de: un sondeo de cono eléctrico y uno de tipo mixto con extracción de muestras (Jaime et al., 1987).

En la presente investigación se implementaron las mismas técnicas de exploración utilizadas por Jaime y colaboradores en 1987, exceptuando el tipo de muestreo, donde se recurrió al muestreador de pared delgada con camisa TGC-1 (Tamez et al., 1992). Con respecto al trabajo de laboratorio se utilizó el mismo equipo de laboratorio, pero automatizado (Flores, 2002). En la tabla 7.1 se muestra el tipo y número de pruebas realizadas en los años 1987 y 2002.

Tabla 7.1 Tipo y número de pruebas dinámicas realizadas en el sitio CAO

Tipo de prueba	Número de ensayos	
	1987	2002
Columna resonante	3 (Probetas; c/u con 2 incrementos de * P'₀)	3 (Probetas; c/u con 4 incrementos de * P'₀)
Triaxial cíclica	6 (Probetas)	6 (Probetas)

* P'₀ = Presión confinante aplicada isotrópicamente

7.2 LOCALIZACIÓN Y ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL SITIO CAO

7.2.1 Localización de exploraciones geotécnicas

En el año 2000 se concluyeron los trabajos de exploración y muestreo en Av. Río Churubusco esquina con ejes 5 y 6 sur, en las instalaciones de Central de Abasto Oficinas (Olín, 2003). La ubicación de los mismos trabajos realizados en 1987 (Jaime et al., 1987), se muestra en la figura 7.1. Cabe destacar que la separación entre los sondeos de muestreo continuo (1987 vs 2000) es de 1.0 m.

Los trabajos de exploración consistieron en: a) muestreo continuo hasta una profundidad de 41.0 m, y b) sondeo de cono eléctrico a 41.3 m de profundidad.

El nivel de aguas freáticas (NAF) en la campaña geotécnica del 2000 se localizó a una profundidad de 2.90 m (figura 7.2); éste disminuyó 0.60 m en 15 años. Esta pequeña variación del nivel freático está asociada a oscilaciones del mismo entre las épocas de lluvia y estiaje.

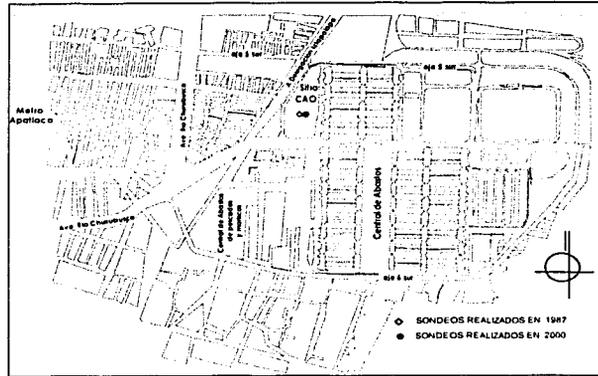


Figura 7.1 Localización de los sondeos realizados en el sitio CAO en los años 1987 y 2000 (Jaime et al., 1987 y Olín, 2003)

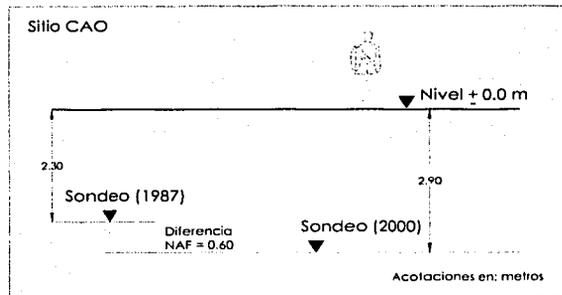


Figura 7.2 Variación del nivel de aguas freáticas (NAF) en el periodo de 1987 a 2000 (Olín, 2003)

7.2.2 Descripción de la estratigrafía del subsuelo

El subsuelo del sitio CAO se dividió de acuerdo a su formación estratigráfica y la comparación para estudiar la variación de las propiedades se realizó considerando estratos similares.

En la tabla 7.2 se describe cada una de las unidades estratigráficas que conforman el depósito de suelo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla 7.2 Descripción de unidades estratigráficas del sitio SCT (Franco 2002)

Profundidad (m)	Unidad estratigráfica	Descripción
0.0 – 1.0	Relleno	Material de desperdicio de construcción, y tezontle.
1.0 – 7.8	Costra superficial	Limo café oscuro a gris olivo de alta consistencia intercalado con lentes de arena fina y ceniza volcánica.
7.8 – 40.6	Serie arcillosa superior	Identificada por la presencia de arcillas de consistencia muy blanda de diferentes tonalidades: café olivo, gris olivo, gris oscuro y café rojizo, con algunas intercalaciones de limo gris, ceniza volcánica y presencia de microfósiles.
40.6 – 44.0	Primera capa dura	Se encuentra compuesta por limo de alta consistencia, arena fina y ceniza volcánica (fin de sondeo)

7.2.3 Evolución de la resistencia de punta, q_c

En la figura 7.3 se muestran los perfiles de resistencia de punta, q_c , obtenidos en los años de 1987 y 2000 con la prueba de cono eléctrico. Donde se observa un aumento en la resistencia en toda la secuencia estratigráfica, indudablemente a causa de la consolidación ocurrida en este depósito. En la costra superficial se aprecia como la resistencia se incrementa significativamente hasta en un 290%, debido en parte al desecado superficial y no a cargas permanentes, ya que el sitio en estudio esta exento de cargas inducidas por edificios aledaños. En la serie arcillosa superior, los incrementos en la resistencia varían entre 30% a 230%. Los mayores incrementos en la resistencia se encontraron en aquellos estratos adyacentes a lentes de arena y en el contacto con la primera capa dura. Por otro lado, se detectó una disminución de un 10% en q_c , en la parte media de la serie arcillosa superior (aprox. 17.0 m), lo cual puede atribuirse a las fisuras naturales presentes en el suelo.

Al sobreponer los perfiles de resistencia de punta, q_c , de cono eléctrico (2000 vs 1987), se observa claramente el hundimiento desarrollado en el sitio CAO (figura 7.3). El cual fue de 0.8 m en 13 años, aproximadamente 6 cm/año.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

En la tabla 7.3 se muestra la variación de q_c con respecto a las profundidades señaladas. Porcentajes positivos indican un incremento con respecto a 1987.

Tabla 7.3 Variación de la resistencia q_c , entre 1987 y 2000

Profundidad (m)	q_u (1987) (kg/cm ²)	q_u (2000) (kg/cm ²)	Diferencia $q_c^{(100)} - q_c^{(87)}$ (kg/cm ²)	Variación de resistencia $\frac{q_c^{(100)} - q_c^{(87)}}{q_c^{(87)}} \cdot 100$ (%)
Relleno	2.5	2.6	0.1	4
(Costra superficial)	10	16	6	60
	5	18	13	240
	3.5	10	6.5	285
	2	7	5	250
	1.0 - 7.8	3	17	14
	3	6	3	100
	4	12	8	200
(Serie arcillosa superior)	2.5	7	4.5	180
	14	14	0	0
	2.5	4	1.5	60
	2.5	4.2	1.7	68
	7.8 - 15.5	2.6	5.5	2.9
	3	5	2	66
	3.5	4	0.5	14
15.5 - 29.5	37.5	67	29.5	78
	14	12.5	-1.5	-10
	7	17.5	10.5	150
	3	5	2	66
	3	6	3	100
	2	4	2	100
	3.2	6	2.8	88
	3	4	1	33
	12.5	26	13.5	108
	7.5	17.5	10	133
	4	6	2	50
	3	6	3	100
	5	7.5	2.5	50
8	15	7	88	
10	33	23	230	
29.5 - 40.6	5	7	2	40
	4	5	1	25
	4	7.5	3.5	88
	17.5	37	19.5	111
	10	26	26	160
	5	16	11	220
	6	10	4	66
	6.2	13	6.8	109
	7.5	19	11.5	153
	12	17.5	5.5	46
(Capa dura) 40.6 - 41.3	7	18	11	157

* Todas las profundidades de los perfiles del año 2000 están referenciadas al nivel de piso, del año 1987, ver figura 7.2.

TEST COM
FALLA DE ORIGEN

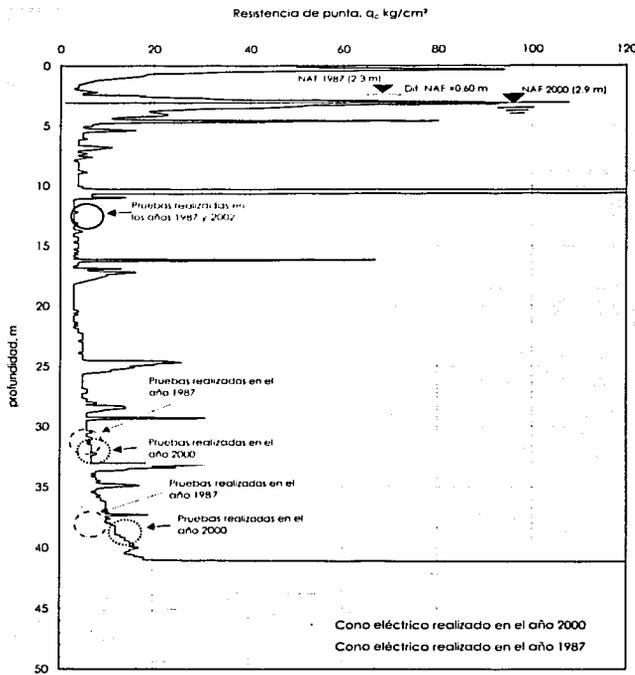


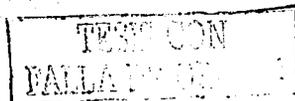
Figura 7.3 Perfiles de resistencia de punta, q_c (1987 y 2000), sitio CAO (Jaime et al., 1987 y Olín, 2003)

En la tabla 7.4 se reportan los resultados de la resistencia $q_{c(\text{calculado})}$ (empleando la ec. 3.13) y el $q_{c(\text{medido})}$ (2000). En esta tabla se observa que la variación entre valores calculados y los medidos es aproximadamente del 25% (ver figura 6.4), lo cual esta variación se podría atribuir a la estimación de los esfuerzos efectivos.

Tabla 7.4 Variación teórica y experimental de la resistencia q_c (2000)

Profundidad m	$q_{c(\text{calculado})}$ kg/cm ²	$q_{c(\text{medido})}$ kg/cm ² *	Diferencia $q_{cm} - q_{ce}$	Variación (%) $(q_{cm} - q_{ce}) / q_{ce}$
5.0-12.0	4	5	0.93	26
12.0-41.0	6	7	0.98	18
5.0-41.0	4	6	1.12	25

* Son valores promedio del sustrato



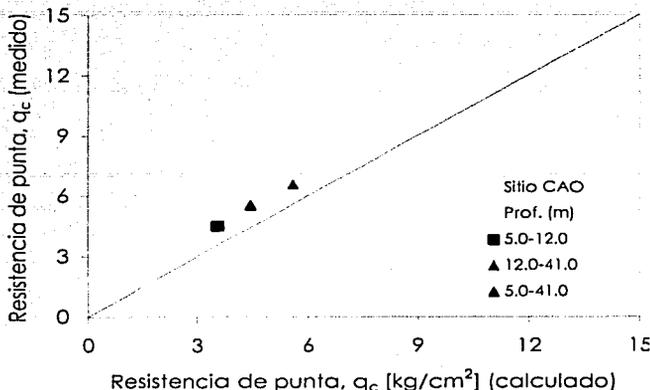


Figura 6.4 Variación de $q_{c(\text{calculado})}$ - $q_{c(\text{medido})}$, sitio CAO

7.2.4 Estimación de la velocidad cortante, V_s

La velocidad de onda, V_s , en los estratos compresibles de arcilla es obtenida indirectamente a partir de los resultados de pruebas de cono eléctrico (1986), haciendo uso de una correlación semiempírica en función de la resistencia de punta, q_c , ecuación 3.12 desarrollada por Ovando y Romo (1991). En la tabla 7.5 se reportan los resultados de la estimación teórica comparándolos con los medidos (sonda suspendida, 2000). La variación entre estos resultados es aproximadamente del 25% (figura 7.5).

Tabla 7.5 Variación teórica y experimental de V_s

Profundidad m	$V_{s\text{calculado}}$ m/s	$V_{s\text{medido}}^*$ m/s	Diferencia $V_{sm}-V_{sc}$	Variación (%) $(V_{sm}-V_{sc})/V_{sc}$
5.0-12.0	41	51	10.74	26
12.0-41.0	65	71	6.29	10
5.0-41.0	54	61	6.96	13

* Son valores promedio del substrato

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

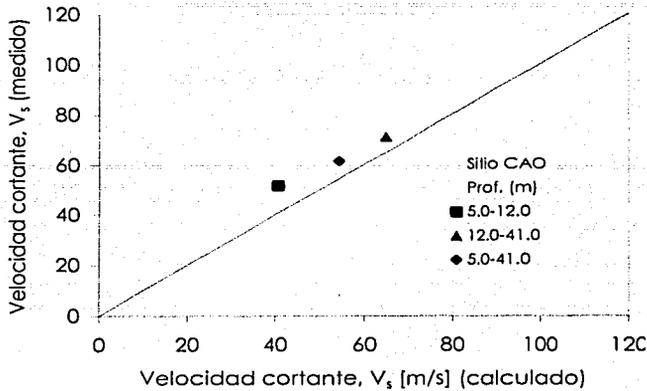


Figura 7.5 Variación de $V_{s(\text{calculado})} - V_{s(\text{medido})}$, sitio CAO

Considerando los efectos del hundimiento regional la velocidad de onda se calcula con la ecuación 3.15 (Ovando et al., 2001). En la tabla 7.6 se reporta los valores de $V_{s(\text{calculado})}$ y $V_{s(\text{medido})}$, en donde se observa que hay una buena aproximación de $V_{s(\text{calculado})}$ con lo medido (figura 7.6):

Tabla 7.6 Variación teórica y experimental de $V_s(t)$, considerando efectos de hundimiento

Profundidad m	$V_{s(\text{calculado})}$ m/s	$V_{s(\text{medido})}^*$ m/s	Diferencia $V_{sm} - V_{sc}$	Variación (%) $(V_{sm} - V_{sc}) / V_{sc}$
5.0-12.0	60	51	-8.74	-15
12.0-41.0	74	71	-3.39	-5
5.0-41.0	65	61	-3.80	-5.9

* Son valores promedio del sustrato



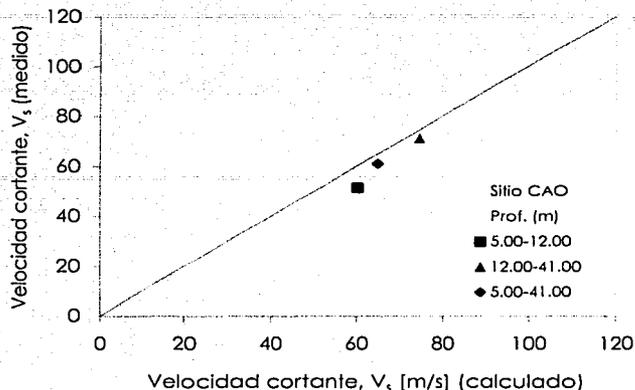


Figura 7.6 Variación de $V_{s(\text{calculado})} - V_{s(\text{medido})}$ considerando el hundimiento (1986-2000) sitio CAO

7.3 VARIACIÓN DE LAS PROPIEDADES ÍNDICE

En esta sección se presenta la variación en un lapso de 15 años de las siguientes propiedades índice: contenido de agua, límites de Atterberg, índice de plasticidad, consistencia relativa, peso volumétrico, densidad de sólidos y relación de vacíos.

7.3.1 Contenido de agua, w

En la tabla 7.7 se reporta la variación del contenido de agua, w, obtenido en los años de 1987 y 2002, para las profundidades de interés en esta investigación. En esta tabla se observa como el contenido de agua muestra una tendencia clara a disminuir en toda la serie arcillosa superior. En la figura 7.7 se muestra que en los primeros 12.0 m ligeramente disminuye en un 4%. En la parte inferior de la serie arcillosa (30.0 a 38.9 m de profundidad) presenta una notable disminución del contenido de agua debido a la disminución de presión de poro.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla 7.7 Variación del contenido de agua, w (1987 y 2002)

1987			2002				Diferencia $w_{(02)}-w_{(87)}$	Variación $(w_{(02)}-w_{(87)})/w_{(87)}$ %
Prof. m	Prueba	w Inicial %	Prof. m	Prueba P _o	w Inicial %	w final %		
12.6	4A, 4B	375	12.1	4A 50 kPa	366	323	-9	-2
				4B 100 kPa	361	297	-14	-4
12.9	4C	374	30.9	4C	362	248	-12	-3
				5A 90 kPa	245	223	-40	-14
				5B 180 kPa	252	198	-34	-12
31.8	5C	355	38.9	5C	297	217	-58	-16
				6A 100 kPa	201	219	-81	-29
38.2	6A, 6B	282	38.9	6B 200 kPa	206	213	-76	-27
	6C	356		6C	214	214	-142	-40

* Variación positiva indica un incremento con respecto al año de 1987

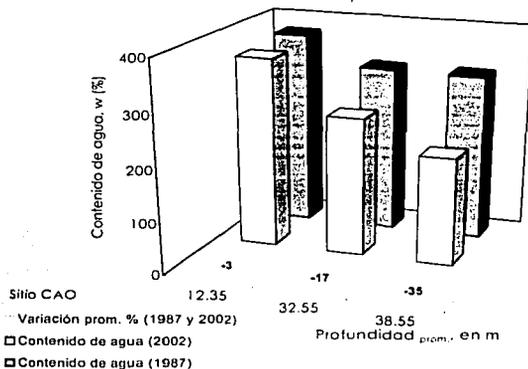


Figura 7.7 Variación de w-profundidad (1987 y 2002)

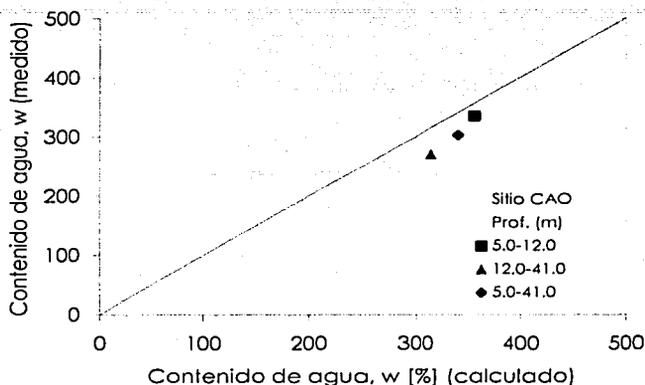
En la tabla 7.8 se reporta la variación teórica y experimental del contenido de agua, w. Para obtener el $w_{calculado}$ se empleó la ecuación 3.5 (Ovando et al., 2001), tomando como datos iniciales los obtenidos por Jaime et al., (1986) y el asentamiento total del estrato (1986-2000). La variación de valores calculados y medidos es del 14%, por lo que la expresión empleada para realizar esta estimación muestra una muy buena aproximación con los valores obtenidos en el laboratorio (ver figura 7.8).

Tabla 7.8 Variación teórica y experimental de w

Profundidad m	$w_{calculado}$ %	w_{medido} %	Diferencia w_m-w_c	Variación (%) $(w_m-w_c)/w_c$
5.0-12.0	356	335	-21.28	-6
12.0-41.0	315	270	-45.27	-14
5.0-41.0	341	303	-37.90	-11

* Son valores promedio del substrato

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



7.3.2 Límites de Atterberg, I_p y I_r

En la tabla 7.9 se reportan los valores de los límites de Atterberg e I_p . Las variaciones determinadas en los índice de plasticidad a 12.1 m, 30.9 m, y 38.9 m de profundidad no tienen una tendencia clara y más bien son indicativas de variaciones inherentes durante su determinación (figura 7.9). Esto muestra que la microestructura de la arcilla la cual esta básicamente dominada por factores composicionales como mineralogía, tamaño y forma de partículas, y la composición química del agua en los poros no ha sido afectada por los procesos físicos o químicos.

Con respecto a la consistencia relativa, I_r , se puede observar que la diferencia es mínima. Esto demuestra una vez más que no se tienen cambios en la microestructura de la arcilla (tabla 7.10).

Tabla 7.9 Variación de los límites de Atterberg e I_p (1987 y 2002)

		1987			2002			Diferencia $I_{p(2002)} - I_{p(1987)}$	Variación $(I_{p(2002)} - I_{p(1987)}) / I_{p(1987)}$ %		
Prof. m	Muestra	LL %	LP %	I_p %	Prof. m	Muestra	LL %			LP %	I_p %
12.5	15-3	300	80	220	12.1	14-5	293	81	212	-8.25	-4
32.0	39-2	250	50	200	30.9	30-4	282	76	206	6.14	3
38.2	47-2	212	83	129	38.9	39-4	321	85	235	106.49	83

* Variación positiva indica un incremento con respecto al año de 1987

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Tabla 7.10 Diferencia en la consistencia relativa, I_r (1987 y 2002)

1987			2002			Diferencia $I_r(02)-I_r(87)$
Prof. m	Prueba	I_r	Prof. m	Prueba P'o	I_r	
12.6	4A, 4B	-0.342	12.1	4A 50 kPa	-0.345	0.00
				4B 100 kPa	-0.322	0.02
12.9	4C	-0.336	30.9	4C	-0.326	0.01
32.0	5A, 5B	-0.178		5A 90 kPa	0.177	0.35
31.8	5C	-0.53		5B 180 kPa	0.147	0.32
			5C	-0.075	0.45	
38.2	6A, 6B	-0.54	38.9	6A 100 kPa	0.512	1.05
				6B 200 kPa	0.490	1.03
	6C	-1.12		6C	0.457	1.57

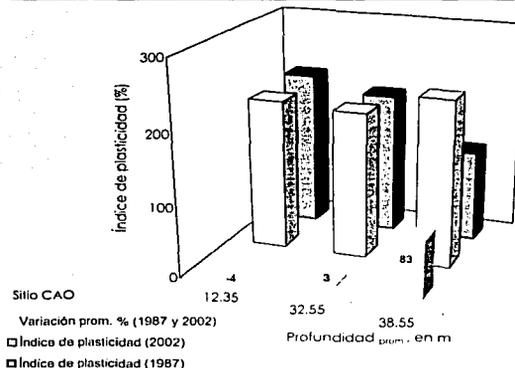


Figura 7.9 Variación de I_p -profundidad (1987 y 2002)

7.3.3 Peso volumétrico, γ_m , y densidad de sólidos, G_s

En las tablas 7.11 y 7.13 se reportan los valores del peso volumétrico y la densidad de sólidos, respectivamente, para los años de 1987 y 2002. En la tabla 7.11 y figura 7.10 se observa un incremento del 2% en el peso volumétrico para los primeros 12.1 m. Para 30.9 m de profundidad la variación es nula, por tener valores muy semejantes y en la parte inferior de la serie arcillosa del sondeo (aprox. 38.9 m), se presenta un aumento de 4%.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla 7.11 Variación del peso volumétrico, γ_m (1987 y 2002)

1987			2002			Diferencia $\gamma_m(02)-\gamma_m(87)$	Variación $(\gamma_m(02)-\gamma_m(87))/\gamma_m(87)$ %
Prof. m	Prueba	γ_m t/m ³	Prof. m	Prueba	γ_m t/m ³		
12.6	4A, 4B	1.14	12.1	4A	1.20	0.06	5
				4B	1.12	-0.02	-2
12.9	4C	1.12	30.9	4C	1.14	0.02	2
32.0	5A, 5B	1.17		5A	1.17	0.003	0
31.8	5C	1.18	5B	1.17	0.003	0	
			5C	1.16	-0.02	-2	
38.2	6A, 6B	1.19	38.9	6A	1.22	0.028	2
				6B	1.22	0.028	2
	6C	1.16		0.06	5		

* Variación positiva indica un incremento con respecto al año de 1987

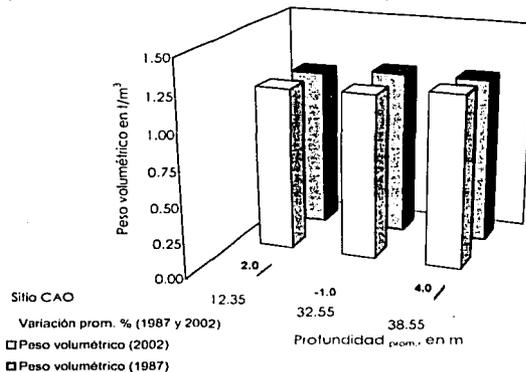


Figura 7.10 Variación de γ_m -profundidad (1987 y 2002)

En la tabla 7.12 se muestra la variación teórica y experimental, empleando la ecuación 3.14 y lo medido en laboratorio, respectivamente. En ésta se muestra una variación del 3%, por lo que esta estimación teórica muestra una muy buena aproximación con los resultados obtenidos en laboratorio (figura 7.11).

Tabla 7.12 Variación teórica y experimental de γ_m

Profundidad m	γ_m calculado t/m ³	γ_m medido* t/m ³	Diferencia $\gamma_{mm}-\gamma_{mc}$	Variación (%) $(\gamma_{mm}-\gamma_{mc})/\gamma_{mc}$
5.0-12.0	1.20	1.16	-0.04	-3
12.0-41.0	1.20	1.20	0.00	0.1
5.0-41.0	1.19	1.18	-0.01	-0.5

* Son valores promedio del substrato

COPIA CON
 SELLO DE ORIGEN

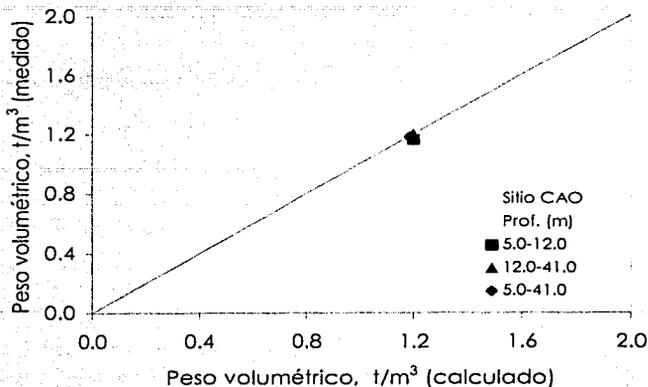


Figura 7.11 Variación de $\gamma_m(\text{calculado}) - \gamma_m(\text{medido})$, sitio CAO

Con respecto a la densidad de sólidos se alcanzan incrementos máximos de 16%, los cuales son asociados a variaciones propicias en el ensaye y no a la variación entre 1987 y 2002 (ver tabla 7.13 y figura 7.12).

Tabla 7.13 Variación de la densidad de sólidos, G_s (1987 y 2002)

1987			2002			Diferencia $G_{s(02)} - G_{s(87)}$	Variación $(G_{s(02)} - G_{s(87)}) / G_{s(87)}$ %
Prof. m	Prueba	G_s	Prof. m	Prueba	G_s		
12.6	4A, 4B	2.31	12.1	4A	2.40	0.09	4
				4B	2.40	0.09	4
12.9	4C	2.31		4C	2.40	0.09	4
32.0	5A, 5B	2.24	30.9	5A	2.59	0.35	16
31.8				5B	2.59	0.35	16
		5C	2.24		5C	2.59	0.35
38.2	6A, 6B	2.34	38.9	6A	2.61	0.27	11
				6B	2.61	0.27	11
	6C	2.34			6C	2.61	0.27

* Variación positiva indica un incremento con respecto al año de 1987

TESIS DE
FALLA DE CALLEN

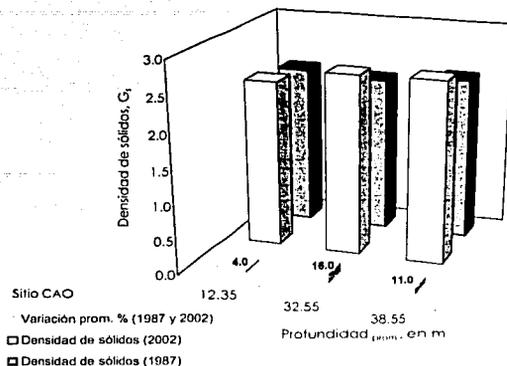


Figura 7.12 Variación de G_s -profundidad (1987 y 2002)

7.3.4 Relación de vacíos, e

En la tabla 7.14 se reporta la variación de la relación de vacíos inicial. En ésta se observa que a los 12.1 m, se presenta una disminución de 11%. Para la parte inferior del sondeo (38.9 m), se tiene una clara tendencia a disminuir la relación de vacíos con el tiempo, lo cual es congruente (ver figura 7.13). Ya que es de esperarse que la consolidación inducida produzca una disminución con el tiempo de la relación de vacíos.

Tabla 7.14 Variación en la relación de vacíos, e_i

1987			2002				Diferencia $e_i(202)-e_i(87)$	Variación $(e_i(02)-e_i(87))/e_i(87)$ %
Prof. m	Prueba	e_i	Prof. m	Prueba P_o	e_i	e_i		
12.6	4A, 4B	8.67	12.1	4A 50 kPa	8.96	7.66	0.29	3
				4B 100 kPa	8.24	5.88	-0.43	-5
4C 50 kPa	8.78	7.69		0.13	2			
4C 100 kPa	7.69	6.01		-0.96	-11			
32.0	5A, 5B	6.40	30.9	5A 90 kPa	6.63	5.61	0.23	4
				5B 180 kPa	6.79	4.31	0.39	6
31.8	5C	7.95		5C 90 kPa	6.89	6.22	-1.06	-13
				5C 180 kPa	5.59	5.24	-2.36	-30
38.2	6A, 6B	6.50	38.9	6A 100 kPa	5.43	5.28	-1.07	-16
				6B 200 kPa	5.53	4.59	-0.97	-15
	6C	8.33		6C 100 kPa	5.41	5.27	-2.92	-35
				6C 200 kPa	5.09	4.89	-3.24	-39

* Variación positiva indica un incremento con respecto al año de 1987

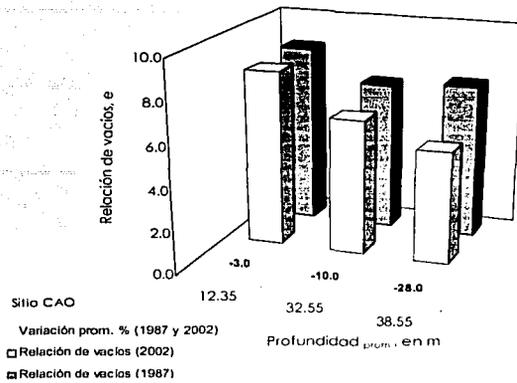


Figura 7.13 Variación de e-Profundidad (1987 y 2002)

En la tabla 7.15 se reportan los valores estimados de la relación de vacíos inicial (empleando la ecuación 3.6) y los valores obtenidos de este estudio. La variación de $e_{calculado}$ y e_{medido} es del 17% (figura 7.14), por lo que la expresión 3.6 muestra una buena aproximación para realizar estimaciones con respecto al tiempo.

Tabla 7.15 Variación teórica y experimental de e

Profundidad m	$e_{calculado}$	e_{medido}^*	Diferencia $e_m - e_c$	Variación (%) $(e_m - e_c) / e_c$
5.0-12.0	8.2	8.4	0.23	3
12.0-41.0	7.2	5.9	-1.24	-17
5.0-41.0	7.8	7.2	-0.61	-8

* Son valores promedio del substrato

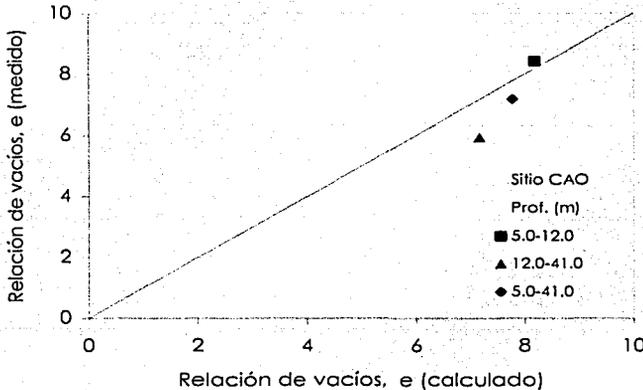
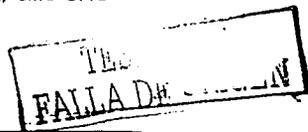


Figura 7.14 Variación de $e_{calculado}$ - e_{medido} , sitio CAO



7.4 EVOLUCIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS

En esta sección se reportan las propiedades dinámicas, obtenidas en los años de 1987 y 2002. Esto con el objeto de evaluar la evolución de estas propiedades en un lapso de 15 años, debido al abatimiento piezométrico y el subsecuente hundimiento regional en el valle de México.

En las tablas 7.16 a 7.18 se reportan los módulos de rigidez G a diferentes deformaciones angulares obtenidos en los años de 1987 y 2002. La expresión empleada para determinar la variación del módulo G , reportada en estas tablas es la siguiente:

$$\text{Variación (\%)} = \frac{G_{(2002)} - G_{(1987)}}{G_{(1987)}} * 100 \quad [7.1]$$

Los valores de la variación de acuerdo a la expresión 7.1, muestran claramente un incremento en el módulo G , para todos los niveles de deformación angular.

En las figuras 7.15 a 7.17 se muestra la variación del módulo de rigidez con respecto a cada nivel de deformación angular (indicados en la tablas 7.16 a 7.18), en los últimos 15 años [1987 y 2002]. Este incremento disminuye a medida que la deformación angular aumenta.

Tabla 7.16 Variación G - γ , entre 1987 y 2002, (serie No. 4, 12.1 m de profundidad)

Def. angular %	Esf. Consolidación, $P'o$					
	$P'o = 50 \text{ kPa}$			$P'o = 100 \text{ kPa}$		
	Módulo G		Variación	Módulo G		Variación
	1987	2002	%	1987	2002	%
0.0001		5528			7740	
0.001	2900	5300	83		7600	
0.005	2735	4875	78		7123	
0.01	2500	4640	86	4500	6900	53
0.3	1400	2990	114	2600	4500	73
1	1000	2290	129	2000	2950	48

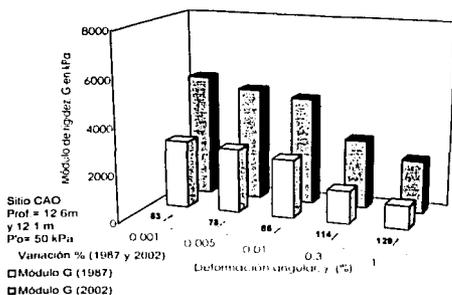
Tabla 7.17 Variación G - γ , entre 1987 y 2002, (serie No. 5, 30.9 m de profundidad)

Def. angular %	Esf. Consolidación, $P'o$					
	$P'o = 90 \text{ kPa}$			$P'o = 180 \text{ kPa}$		
	Módulo G		Variación	Módulo G		Variación
	1987	2002	%	1987	2002	%
0.0001		8590			13650	
0.001		8465			13400	
0.006	3650	7750	112	7350	12700	73
0.01	3500	7950	127	6500	12400	91
0.3	3050	6000	97	6400	8750	37
1	2450	4000	63	5000	5600	12

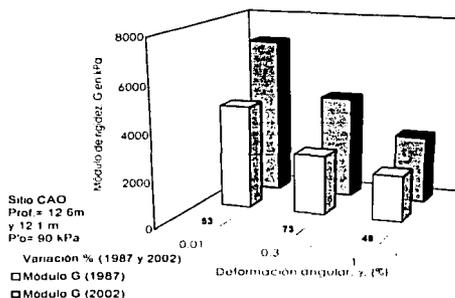
TESIS CON
FOLIO DE ORIGEN

Tabla 7.18 Variación G- γ , entre 1987 y 2002, (serie No 6, 38.9 m de profundidad)

Def. angular %	Esf. Consolidación, P'o					
	P'o= 100 kPa			P'o= 200 kPa		
	Módulo G		Variación	Módulo G		Variación
	1987	2002	%	1987	2002	%
0.001		14800			16840	
0.001		14700			16500	
0.005	6200	14490	134	9900	16250	64
0.01	6000	14100	135	9700	15870	64
0.3	4100	10200	149	7400	11995	62
1		6224			8750	

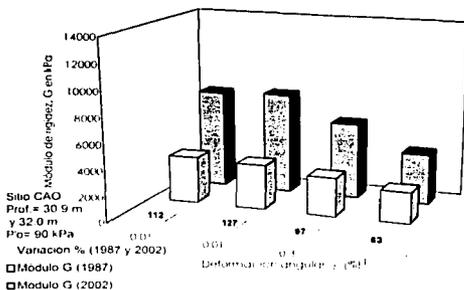


a) Prueba 4A (P'o = 50 kPa)

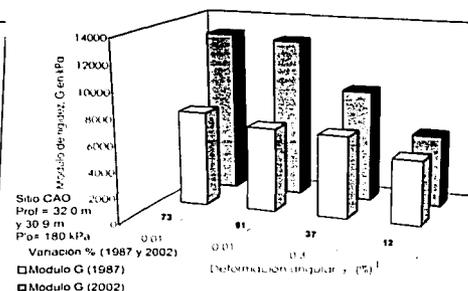


b) Prueba 4B (P'o = 100 kPa)

Figura 7.15 Variación de G- γ a 12.1 m de profundidad (1987 y 2002)

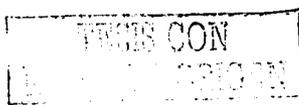


a) Prueba 5A (P'o = 90 kPa)



b) Prueba 5B (P'o = 180 kPa)

Figura 7.16 Variación de G- γ a 30.9 m de profundidad (1987 y 2002)



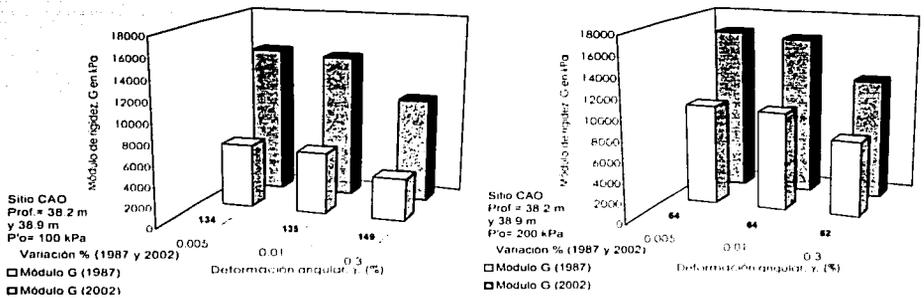
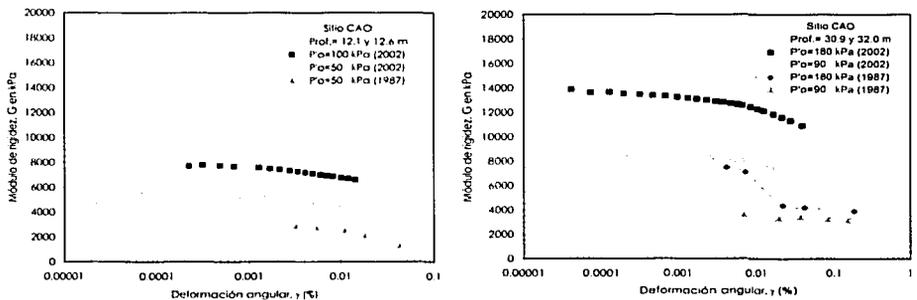


Figura 7.17 Variación de G- γ a 38.9 m de profundidad (1987 y 2002)

7.4.1 Evolución del módulo de rigidez, G, obtenido en columna resonante, CR

En la figura 7.18 se muestra el módulo de rigidez obtenido de las pruebas 4C, 5C y 6C, en los años de 1987 y 2002 con esfuerzos efectivos de 50 kPa y 100 kPa; 90 kPa y 180 kPa; 100 kPa y 200 kPa, respectivamente. Cabe destacar que los ensayos realizados en 1987 no llegaron a deformaciones de 0.0001%. En la figura 7.18a para una deformación de 0.003% se muestra que el incremento del módulo de rigidez, G_{2002} , es del 80%, para $P'_o=50$ kPa. En la figura 7.18b se observa una tendencia a incrementar el módulo G para una deformación angular de 0.015% de 121% y 118%, para $P'_o=90$ kPa y 180 kPa, respectivamente. Para la prueba 6C, con esfuerzos efectivos de 100 kPa y 200 kPa se presenta una clara tendencia a aumentar el módulo G, de 135% y 64%, respectivamente, para deformaciones del 0.005% (figura 7.18c).

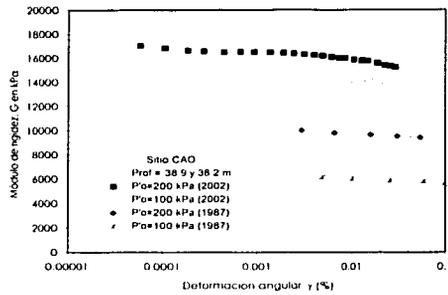


a) Prueba 4C (Profundidad 12.1 m)

b) Prueba 5C (Profundidad 30.9 m)

Figura 7.12 Variación de G- γ obtenida en CR, para los años 1987 y 2002

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

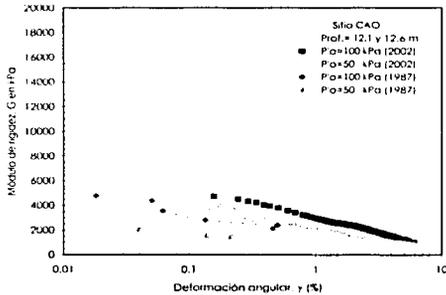


c) Prueba 6C (Profundidad 38.9 m)

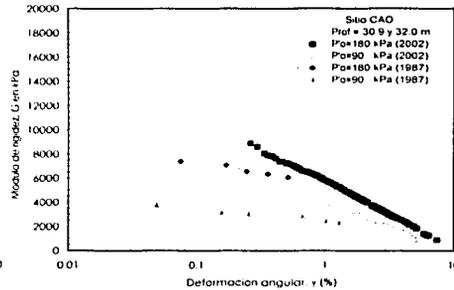
Figura 7.18 Variación de G-γ obtenida en CR, para los años 1987 y 2002 (continuación)

7.4.2 Variación del módulo de rigidez, G, obtenido en triaxial cíclica, TXC

En la figura 7.19 se reporta la variación del módulo de rigidez, G, con la deformación angular, obtenidos en los años de 1987 y 2002. En la figura 7.19a se reportan los resultados obtenidos de las pruebas 4A y 4B, con esfuerzos efectivos de 50 kPa y 100 kPa, respectivamente. Para un valor de deformación angular de 0.3%, el módulo G_{2002} en las pruebas 4A y 4B se incrementa un 114% y 73%, respectivamente. En la figura 7.19b se presentan los resultados de las pruebas 5A y 5B, teniendo incrementos de 97% y 37% para $P'_{o0} = 90$ kPa y 180 kPa, respectivamente, para deformaciones del 0.3%. En las pruebas 6A y 6B, para una deformación angular de 0.2% se observa una clara tendencia a incrementar el módulo G de 90% y 54%, respectivamente (figura 7.19c).

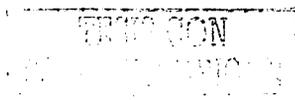


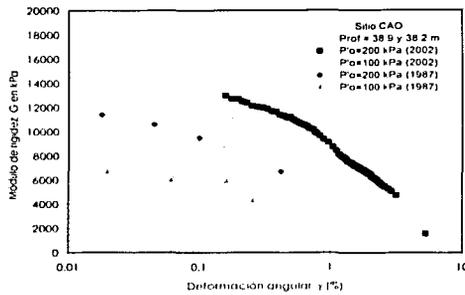
a) Pruebas 4A y 4B (Profundidad 12.1 m)



b) Pruebas 5A y 5B (Profundidad 30.9 m)

Figura 7.19 Variación de G-γ obtenida en TXC, para los años 1987 y 2002



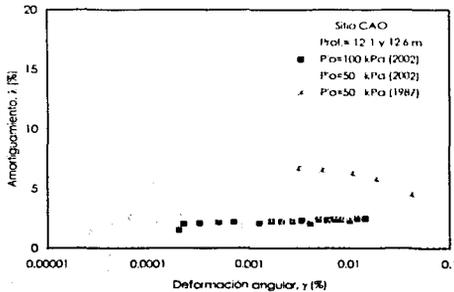


c) Pruebas 6A y 6B (Profundidad 38.9 m)

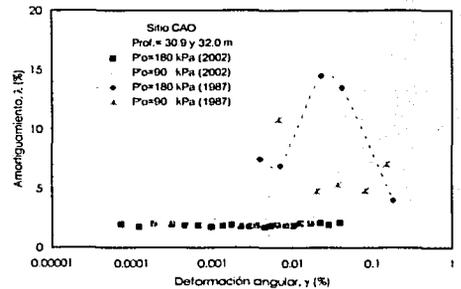
Figura 7.19 Variación de G-γ obtenida en TXC, para los años 1987 y 2002 (continuación)

7.4.3 Evolución de la relación de amortiguamiento, obtenido en columna resonante, CR

En la figura 7.20 se muestra la variación de la relación de amortiguamiento con la deformación angular, en un lapso de 15 años (entre 1987 y 2002), para esfuerzos efectivos de 50 kPa y 100 kPa; 90 kPa y 180 kPa; 100 kPa y 200 kPa, aplicados en las pruebas 4C, 5C, y 6C, respectivamente. En las figuras 7.20a y 7.20c, se aprecia que la relación de amortiguamiento a pequeñas deformaciones en el año 1987 alcanzó valores de 4% y 8% y para el año 2002 la relación de amortiguamiento disminuyó a valores de 1 y 2%. Lo cual indica una disminución en la relación de amortiguamiento con el tiempo. En la figura 7.20b se observa un salto en los valores de la relación de amortiguamiento para deformaciones angulares mayores de 0.01% ($P'o = 90$ kPa). Estos deberán tomarse con criterio ya que el equipo tiene un límite inferior de deformación angular de 0.001%

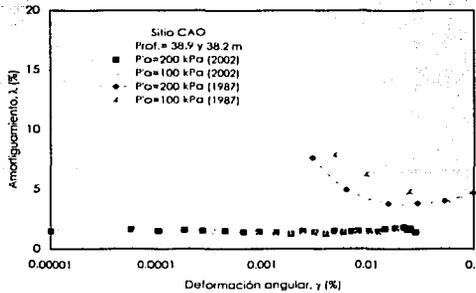


a) Prueba 4C (Profundidad 12.1 m)



b) Prueba 5C (Profundidad 30.9 m)

Figura 7.20 Variación de λ-γ obtenida en CR, para los años 1987 y 2002

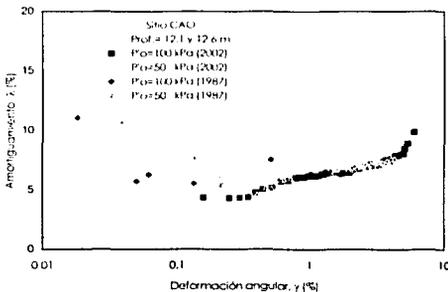


c) Prueba 6C (Profundidad 38.9 m)

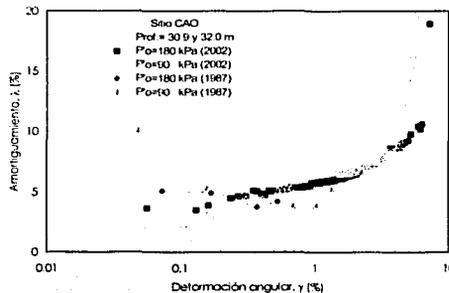
Figura 7.20 Variación de λ - γ obtenida en CR, para los años 1987 y 2002 (continuación)

7.4.4 Variación de la relación de amortiguamiento, obtenido en triaxial cíclica, TXC

En la figura 7.21 se presenta la variación de la relación de amortiguamiento obtenida en las pruebas 4A, 4B; 5A, 5B; 6A y 6B, realizadas en los años de 1987 y 2002, con esfuerzos efectivos de 50 kPa y 100 kPa; 90 kPa y 180 kPa, y 100 kPa y 200 kPa, respectivamente. En las figuras 7.21a, 7.21b y 7.21c se aprecia que a grandes deformaciones los valores de la relación de amortiguamiento obtenidos en 1987 y 2002 son muy similares para deformaciones entre 0.1% y 1.0%, se puede decir que los valores son iguales y las pequeñas discrepancias se atribuyen a errores de medición en ambos estudios, (1987 y 2002). En estas figuras se observa un salto en los valores de la relación de amortiguamiento para deformaciones angulares menores de 0.1%. Estos valores deberán tomarse con criterio ya que el equipo para deformaciones menores de 0.1% presenta grandes errores debido a ruido en la señal de los transductores de desplazamientos.

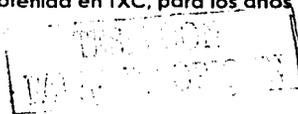


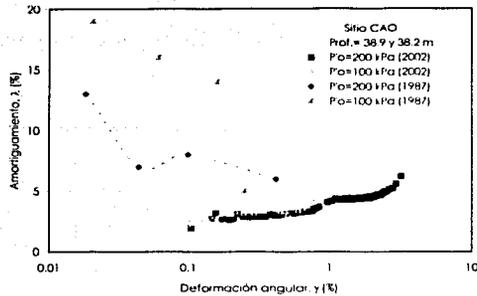
a) Pruebas 1A y 1B (Profundidad 12.0 m)



b) Pruebas 2A y 2B (Profundidad 20.80 m)

Figura 7.21 Variación de λ - γ obtenida en TXC, para los años 1987 y 2002





c) Pruebas 6A y 6B (Profundidad 38.9 m)

Figura 7.21 Variación de λ - γ obtenida en TXC, para los años 1987 y 2002 (continuación)

7.5 CONTINUIDAD DE RESULTADOS DE 1987 Y 2002

7.5.1 Variación de las curvas G - γ y λ - γ obtenidas en CR y TXC

En la figura 7.22 se muestra la continuidad de las curvas del módulo de rigidez *versus* deformación angular y la relación de amortiguamiento *versus* deformación angular de las series 4 ($P'_{o}=50$ kPa y 100 kPa), 5 ($P'_{o}=90$ kPa y 180 kPa), y 6 ($P'_{o}=100$ kPa y 200 kPa). En la figura 7.22a, se observa que los valores de G para 1987 ($P'_{o}=50$ kPa), no muestran una clara tendencia a disminuir con la deformación angular, a pesar que el traslape de resultados provenientes de CR y TXC es bueno. Por otro lado, las curvas G - γ del 2002 muestran una excelente continuidad de resultados, para deformaciones entre 0.01% y 0.1%, que son los límites superior de la CR e inferior en la TXC, respectivamente. Así como, una clara disminución de G al aumentar la deformación angular. En lo que respecta a la relación de amortiguamiento obtenida en 1987 existe un gran salto en el traslape de resultados alrededor de $\gamma=0.1\%$ (ver figura 7.22b). Por otro lado, los resultados del año 2002 muestran una notable tendencia a incrementar conforme aumenta la deformación angular, y el traslape es muy claro y suave entre los resultados provenientes de la columna resonante ($\gamma=0.01\%$) y la continuación de éstos obtenidos en triaxial cíclica ($\gamma=0.2\%$)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

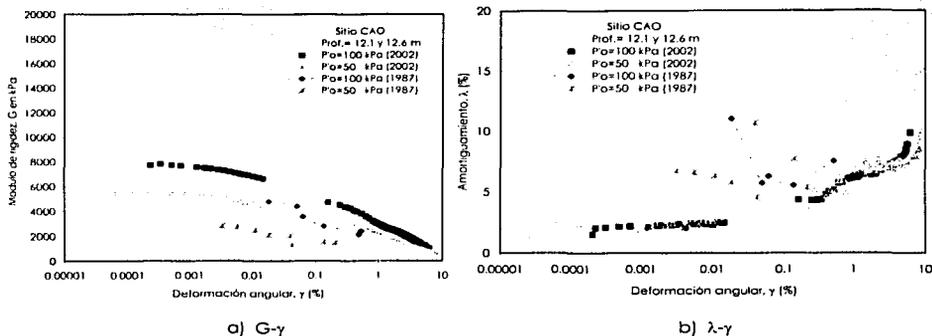


Figura 7.22 G- γ y λ - γ obtenidos en CR y TXC, profundidad 12.1 m (serie N^o 4)

En las figuras 7.23 y 7.24, se presentan las propiedades dinámicas obtenidas en 1987 y 2002, para presiones confinantes [$P'_o = 90$ kPa y 180 kPa, y $P'_o = 100$ kPa y 200 kPa, respectivamente]. Los resultados reportados en 1987, no muestran una notable continuidad en resultados obtenidos entre columna resonante y triaxial cíclica, a excepción $P'_o = 90$ kPa, serie N^o 5. Por otro lado, los valores obtenidos en el año 2002 (series N^o 5 y 6) presentan una clara continuidad de resultados para deformaciones angulares entre 0.01% y 0.1%.

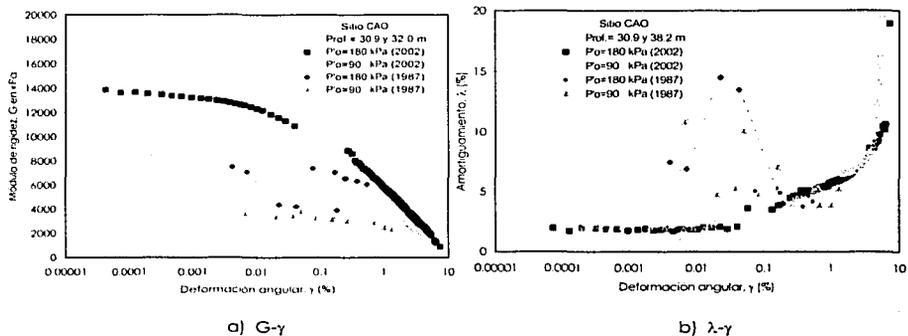


Figura 7.23 G- γ y λ - γ obtenidos en CR y TXC, profundidad 30.9 m (serie N^o 5)

TESIS CON
FALLA DE CUBRILLO

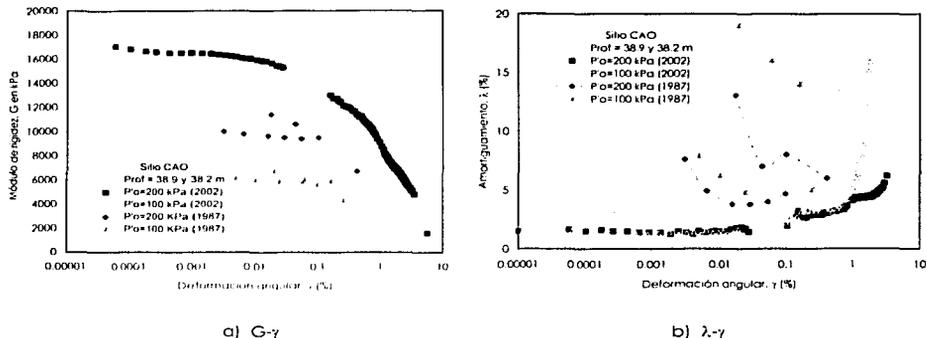


Figura 7.24 G-γ y λ-γ obtenidos en CR y TXC, profundidad 20.8 m (serie No. 2)

7.5.2 Variación del módulo G, con el esfuerzo efectivo de consolidación

En la figura 7.25 se presenta la variación del módulo de rigidez G, con el esfuerzo efectivo de consolidación aplicado isotrópicamente. En esta figura se reporta esta relación $G \approx P'_o$ para deformaciones angulares de 0.005% y 0.01%. Esta misma información pero usando ejes logarítmicos se ilustra en la figura 7.26.

En las figuras 7.25 y 7.26 se muestra que a deformaciones angulares de 0.005% y 0.01%, el módulo de rigidez aumenta al incrementar el esfuerzo efectivo. En ambas figuras las pendientes de cada prueba son similares, lo que indican una clara dependencia del módulo de rigidez, G, con el esfuerzo confinante.

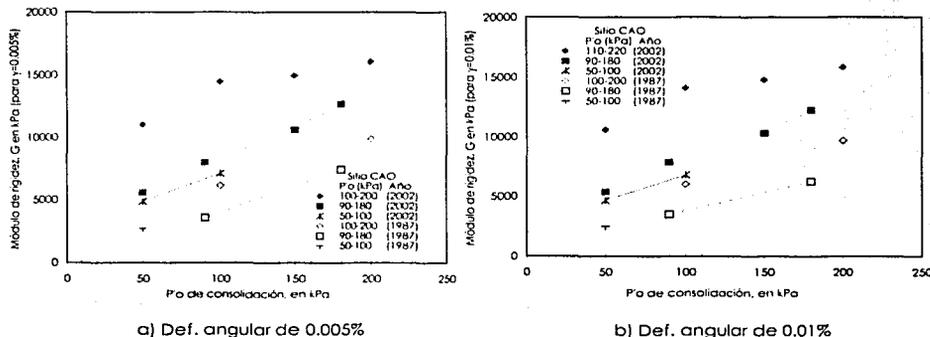
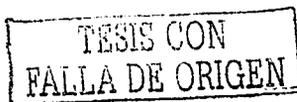
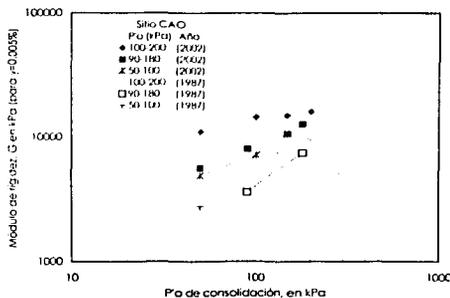
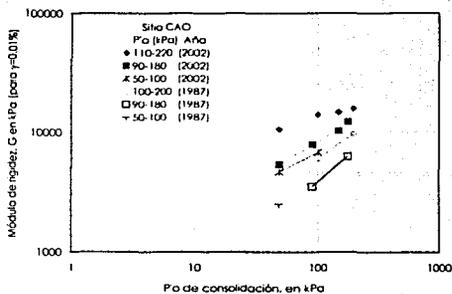


Figura 7.25 Efecto de P'_o en el módulo G, entre los años 1987 y 2002





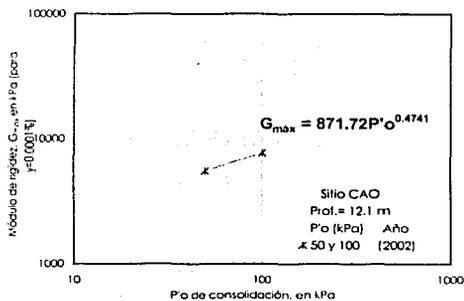
a) Def. angular de 0.001%



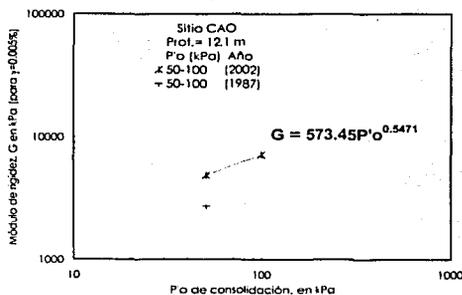
b) Def. angular de 0.01%

Figura 7.26 Efecto de P'_o en el módulo G , entre los años 1987 y 2002 (esc. Log)

Al realizar un ajuste lineal a los datos (2002) mostrados en escala logarítmica se obtienen expresiones para obtener el módulo G , a deformaciones angulares de 0.0001% ($G_{m\acute{a}x}$) y 0.005%, a 12.1 m, 30.9 m y 38.9 m de profundidad (figuras 7.27 a 7.29).



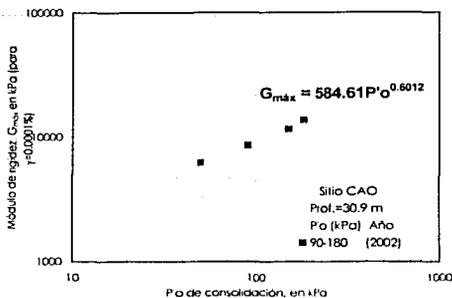
a) Def. angular de 0.0001%



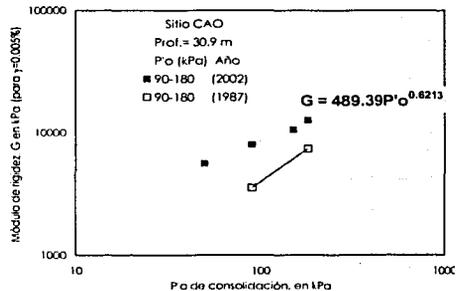
b) Def. angular de 0.001%

Figura 7.27 Efecto de P'_o en el módulo G , a 12.1 m de profundidad



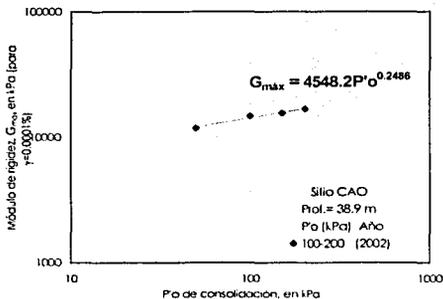


a) Def. angular de 0.0001%

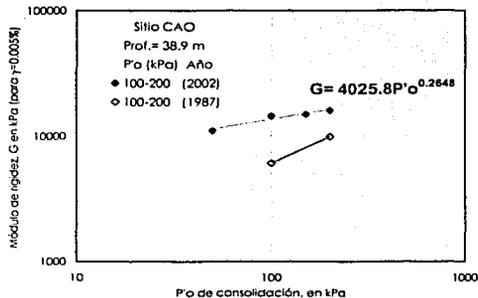


b) Def. angular de 0.005%

Figura 7.28 Efecto de $P'o$ en el módulo G , a 30.9 m de profundidad



a) Def. angular de 0.0001%

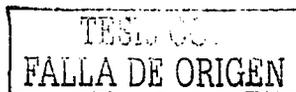


b) Def. angular de 0.005%

Figura 7.29 Efecto de $P'o$ en el módulo G , a 38.9 m de profundidad

7.5.3 Variación de $G/G_{m\acute{a}x}-\gamma$

En las figuras 7.30 a 7.32 se presenta la variación del módulo de rigidez normalizado, $G/G_{m\acute{a}x}$ (1987 y 2002) con la deformación angular, obtenido de las series 4, 5 y 6 con esfuerzos efectivos de (50 kPa y 100 kPa), (90 kPa y 180 kPa), (100 kPa y 200kPa), respectivamente. En estas figuras se observa que los ensayos realizados en 1987 no llegaron a deformaciones de 0.0001%. En las figuras 7.30a y 7.30b se puede observar que a partir de deformaciones mayores que 0.003% las curvas $G/G_{m\acute{a}x}$ obtenidas en 1987, tienden a degradarse muy rápidamente. Esto se debe a que en la normalización no se



conoce el valor real de $G_{m\acute{a}x}$. En la figura 7.31a se muestra que a partir de una deformación de 0.005%, la curva de 1987 tiene una menor degradación que la del 2002. En la figura 7.31b la curva $G/G_{m\acute{a}x}$ de 1987 a deformaciones de 0.02%, tiende una clara tendencia a degradarse. En las figuras 7.32a y 7.32b se observa que los valores de $G/G_{m\acute{a}x}$ de 1987 a deformaciones mayores que 0.005% son casi similares a los del 2002. Es importante aclarar que los saltos de éstos se le atribuye a la falta de continuidad de valores obtenidos en columna resonante y triaxial cíclica (1987).

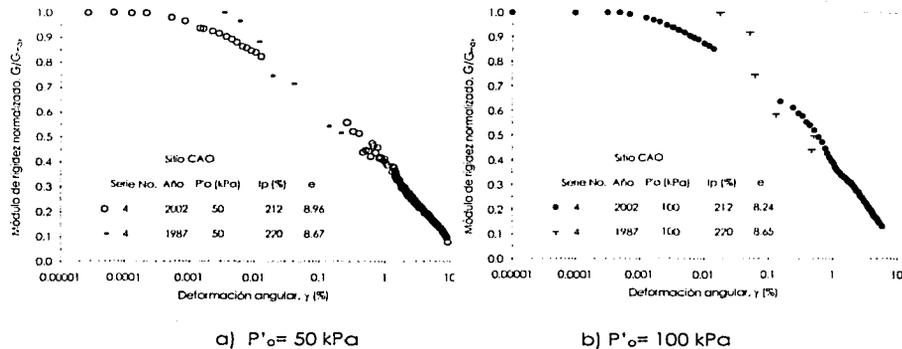


Figura 7.30 $G/G_{m\acute{a}x}$ - γ entre los años 1987 y 2002 (serie No. 4, a 12.1 m de profundidad)

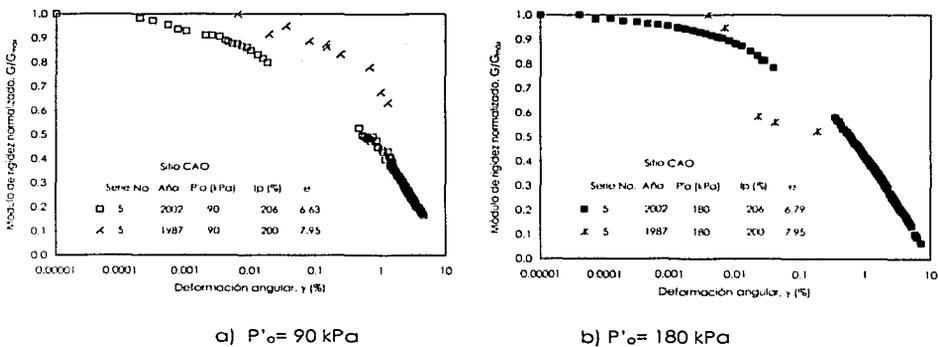
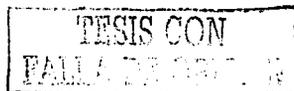


Figura 7.31 $G/G_{m\acute{a}x}$ - γ entre los años 1987 y 2002 (serie No. 5 a 30.9 m de profundidad)



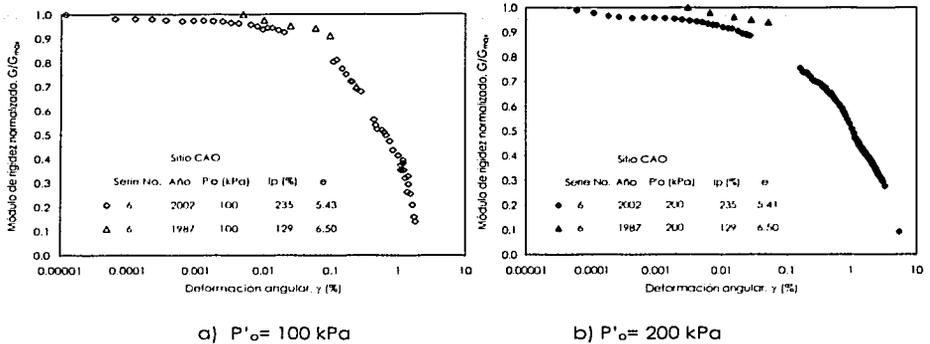


Figura 7.32 $G/G_{m\acute{a}x}$ - γ entre los años 1987 y 2002 (serie No 6 a 38.9 m de profundidad)

En la figura 7.33 se presentan las curvas de $G/G_{m\acute{a}x}$ vs γ , de los años 1987 y 2002. En ésta se puede apreciar que para deformaciones angulares mayores que 0.01%, las curvas de $G/G_{m\acute{a}x}$ de 1987 tienden a degradarse más rápidamente con respecto a las del 2002. Además, éstas últimas a grandes deformaciones ($\gamma > 0.2\%$) tienden a incrementarse con el índice de plasticidad y el tiempo.

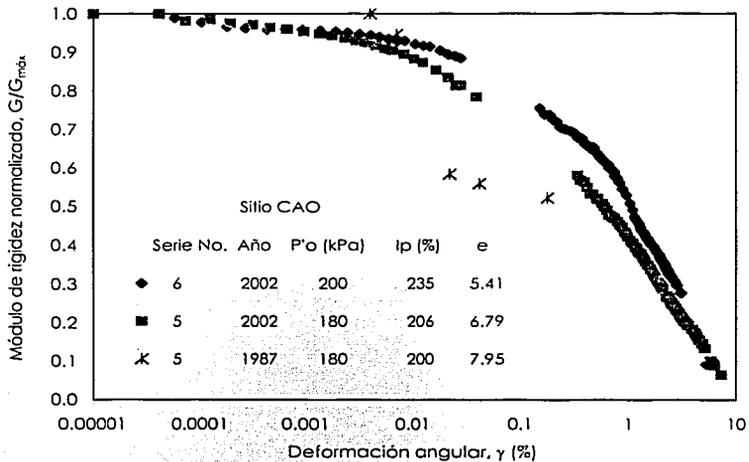


Figura 7.33 $G/G_{m\acute{a}x}$ - γ , entre los años 1987 y 2002

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

8.

Conclusiones

Día con día existe el interés de conocer la evolución de las propiedades geotécnicas, en depósitos de suelo. En esta tesis se analizaron los efectos del hundimiento en las propiedades índice y dinámicas de la primer serie arcillosa del subsuelo de los sitios SCT y CAO en un lapso de 15 años. En estos sitios, se evaluaron las propiedades dinámicas del suelo a pequeñas y grandes deformaciones, mediante pruebas en columna resonante y triaxial cíclica, respectivamente. Los resultados fueron comparados con los obtenidos por Jaime, 1987.

La subsidencia tiene efectos desfavorables en las instalaciones urbanas y en los edificios de la ciudad. Asimismo, tiene efectos favorables en cuanto al incremento en la capacidad de carga y disminución gradual de la tasa de asentamientos.

Pero desde el punto de vista sísmico, debido al aumento del módulo de rigidez al corte y disminución del espesor de los estratos de arcilla, la respuesta del terreno variará a través del tiempo, por tal motivo, debe

preverse esta evolución en los análisis de respuesta sísmica, ya que puede arrojar efectos positivos o negativos en las edificaciones.

Los resultados de los ensayos en columna resonante y triaxial cíclica muestran que el módulo de rigidez G , depende fuertemente del nivel de la deformación inducida, para pequeñas deformaciones el comportamiento es relativamente lineal, la arcilla tiene poca capacidad para disipar energía. Para grandes deformaciones, el módulo de rigidez G , tiene un comportamiento no lineal. La degradación a deformación controlada con el número de ciclos de aplicación de carga es despreciable.

El esfuerzo efectivo tiene una influencia muy clara en la variación del módulo de rigidez y en la relación de amortiguamiento. Al aumentar el esfuerzo efectivo, el módulo de rigidez aumenta y las curvas que relacionan G - γ tienen un corrimiento hacia arriba. Con respecto a la relación de amortiguamiento a pequeñas deformaciones tiende a disminuir.

De los factores mencionados y estudiados en el año 2002, el que más afecta en el comportamiento de las arcillas es el índice de plasticidad, I_p . En las curvas $G/G_{m\acute{a}x}$ de los sitios SCT y CAO para deformaciones mayores de 0.002%, los valores de $G/G_{m\acute{a}x}$ tienden a incrementarse con el I_p , para una misma deformación angular. En cambio la relación de amortiguamiento decrementa, por que la capacidad para disipar energía disminuye.

Las curvas G - γ del 2002 en los sitios SCT y CAO muestran una excelente continuidad de resultados, para deformaciones entre 0.01% y 0.1%, que son los límites superior de la CR e inferior en la TXC, respectivamente. Así como una clara disminución de G al aumentar la deformación angular. En lo que respecta a la relación de amortiguamiento los resultados del año 2002 muestran una notable tendencia a incrementar conforme aumenta la deformación angular, y el traslape es muy claro y suave entre los resultados provenientes de la columna resonante ($\gamma < 0.01\%$) y la continuación de éstos obtenidos en triaxial cíclica ($\gamma > 0.2\%$).

El modelo utilizado (Davidenkov) para analizar el comportamiento de suelos arcillosos, reproduce con buena aproximación las tendencias de las curvas experimentales.

La variación de los parámetros γ_r , A y B del ex lago de Texcoco con el intervalo de valores propuesto por Romo en 1995 se le atribuye principalmente en la forma en que se obtuvo el γ_r (equipo estático), teniendo valores más pequeños que en triaxial cíclica. En cambio los valores de este estudio (parámetro A y B) muestran una buena aproximación a excepción de γ_r , por lo que se requiere de estudios adicionales para confirmar dicho intervalo de valores.

La evolución de los parámetros observados en el sitio SCT es la siguiente:

- El hundimiento de 1986 a 2000 fue de 1.05 m (7 cm/año)
- Las partes más afectadas de las arcillas estudiadas en el sitio SCT se ubican en la parte superior e inferior de la primer serie arcillosa.
- La resistencia de punta q_c permite ver con más claridad el incremento de la resistencia con la profundidad, siendo éste más marcado en la parte superior (181.96%) e inferior (64.59%) de la serie arcillosa.
- El contenido de agua decrece apreciablemente en los primeros 12 m y 30 m de profundidad.
- El índice de plasticidad no tiene una tendencia clara y más bien son indicativas de variaciones inherentes durante su determinación.
- El módulo de rigidez G a pequeñas y grandes deformaciones muestra un claro incremento con respecto a 1987. En la parte superior de la serie arcillosa (12.0 m) se observa un aumento del módulo de rigidez de 104% a 266%, y a la profundidad de 20.8 m los incrementos varían de 33% a 115%.
- Se observa de manera notable que estos incrementos del módulo G , se correlaciona con la consolidación que ha tenido el subsuelo en estos últimos 15 años.
- La relación de amortiguamiento para pequeñas deformaciones en el año de 1987 alcanzó valores máximos de 7% y para el año 2002 disminuyó a valores de 1% y 2%. Lo cual indica una disminución en la relación de amortiguamiento con el tiempo. Para grandes deformaciones los valores de la relación de amortiguamiento obtenidos en 1987 y 2002 son muy similares para deformaciones de 0.1% y 1.0% y las pequeñas discrepancias se atribuyen a errores de medición.

La evolución de los parámetros observados en el sitio CAO es la siguiente:

- El nivel de aguas freáticas, NAF, disminuyó 0.60 cm en 13 años. Sin embargo, cabe señalar que la caída del NAF no es atribuida a la extracción de agua en los estratos profundos, sino que existen otros factores de variación. Como es el cambio estacional, es decir en tiempo de verano cuando el calor se hace más intenso, el nivel freático baja, por el proceso de evaporación que genera el calor. En tiempo de

lluvia, sube, y puede llegar hasta niveles muy altos, es decir, a muy poca profundidad.

- El hundimiento entre los años de 1987 y 2000 fue de 0.80 m. (6 cm/año).
- La resistencia de punta, q_c , aumenta a lo largo de toda la serie arcillosa superior, principalmente en la costra superficial y en los primeros metros de arcilla sobre la primera capa dura; teniendo un aumento de 290% y 230%, respectivamente. Únicamente en la parte media de la serie arcillosa superior (aprox. 17.0m), disminuye la resistencia en un 10%, atribuyéndose a que el suelo presenta fisuras.
- La variación del contenido de agua disminuye notablemente a lo largo de toda la serie arcillosa, pero más en la parte inferior de la misma. Esto ocasionado por la extracción de agua de los pozos profundos.
- El índice de plasticidad I_p , no presenta una tendencia clara, lo cual es producto de errores inherentes durante su determinación.
- El peso volumétrico no presenta una tendencia clara; debido a variaciones propias del suelo en una misma muestra.
- La variación de la relación de vacíos disminuye notablemente, ya que era de esperarse que la consolidación inducida producirá una disminución con el tiempo, lo cual es congruente.
- El módulo de rigidez G obtenido en columna resonante y triaxial cíclica muestra un claro incremento con respecto a 1987. En la parte superior de la serie arcillosa (12.0m) se observa un aumento del módulo de rigidez de 48% a 130%, a la profundidad de 30.8m los incrementos varían de 12% a 127% y en la parte inferior de la serie arcillosa (38.9 m) varía de un 62% a 149%. Los mayores incrementos son para 50 kPa, 90 kPa y 200 kPa, a 12.1m, 30.8m y 38.9m de profundidad, respectivamente.
- La relación de amortiguamiento a pequeñas deformaciones muestra una clara disminución con el tiempo. Para estas deformaciones en 1987 alcanzó valores máximos de 8% y para el año 2002 disminuyó a valores de 1% y 2%. Para deformaciones grandes los valores obtenidos en 1987 y 2002 son muy similares para deformaciones entre 0.1% y 1.0%.

Los resultados muestran que las propiedades índice y dinámicas varían con el tiempo, como consecuencia del hundimiento causado por la disminución de la presión de poro en los estratos permeables del subsuelo debido a la explotación de agua subterránea, generando en ellos incremento de esfuerzos efectivos y por ende una consolidación en el suelo. Por ello se puede sostener que las propiedades geotécnicas del subsuelo están en constante evolución.

La estimación teórica de las propiedades geotécnicas con respecto al tiempo, muestran buena aproximación con lo medido en campo y laboratorio; las variaciones en algunas de ellas se le atribuye a la estimación de los esfuerzos.

Es pertinente mencionar que la evolución de las propiedades dinámicas obtenidas en estos sitios (SCT y CAO), se podrían emplear en futuras investigaciones de respuesta sísmica del suelo con el objeto de estudiar la variación de los movimientos en campo libre ante sismos fuertes.

Por último, las variaciones obtenidas en las propiedades índice y mecánicas se deben utilizar para calibrar ecuaciones semiempíricas propuestas para estimar las propiedades dinámicas a diferentes tiempos durante el proceso de hundimiento regional.

Bibliografía.

[1] Anderson, D. G., and Woods, R. D. (1976), "Time-Dependent Increase in Shear Modulus of clay", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 102, No. GT5, pp. 525-537.

[2] M. G., Romo, M. P., Flores, C. O., y Núñez F. J. (2002). "Comportamiento dinámico de las arcillas típicas de la Sonda de Campeche". *Memorias de la XXI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Querétaro, Qro., Vol I*, pp. 35-45.

[3] Carrillo, N. (1948). "Influence of Artesian Wells in the Sinking of Mexico city. *Proceedings of the Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. VII.

[4] Cerrud, G. Y. (2002). "Evaluación de las Propiedades y la Respuesta Sísmica de la arcilla del ex-lago de Texcoco por el hundimiento regional". *Tesis de Maestría, UNAM*.

- [5] DDF, (1975). "Memorias de las obras del sistema de drenaje profundo del Distrito Federal". México.
- [6] DDF, (1994). "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal". México.
- [7] Díaz, J. A., Lereoueil, S., and Alemán, J. D. (1992). "Yielding of Mexico City Clay and other Natural Clays". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 118-7, pp. 981-995.
- [8] Dobry, R., and Vucetic, M. (1987). Dynamics Properties and Seismic Response on Soft Clay Deposits. *Proceeding of the International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils, Vol 2, SMMS, México.*
- [9] Echeverri, R. G., y Romo, M. P. (2000). "Correlación entre propiedades índice y parámetros del modelo del estado crítico". *Memorias de la XX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Oaxaca, Oax. Vol I, pp. 259-268.*
- [10] Figueroa, G. (1978). "Piezometría en el área urbana del valle de México". *Memorias del Simposio: "El subsuelo y la Ingeniería de cimentaciones en el área urbana del valle de México"*. Editado por la SMMS, pp. 143-145.
- [11] Flores, C. O., Gómez, R. E., y Romo, M. P. (2002). "Automatización del equipo de triaxial dinámico de Columna Resonante". *Memorias de la XXI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Querétaro, Qro., Vol I, pp. 307-314.*
- [12] Franco, F. J. (2002). "Evaluación de las Propiedades Geotécnicas del Sitio Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) a 15 Años del sismo de 1985". *Tesis de Maestría, UNAM.*
- [13] Franco, F. J., y Taboada, V. M. (2002). "Efecto del hundimiento regional en las propiedades geotécnicas del sitio SCT a 15 años del sismo de 1985". *Memorias de la XXI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Querétaro, Qro., Vol I, pp. 451-458.*
- [14] GIGSA, Consultores en Ingeniería Geofísica S. A. de C. V. (2000).
- [15] Gutiérrez, C. (2001). Comunicación personal.
- [16] Hardin, B. O., and Black, W. L. (1968). "Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 98, No. SM6, pp. 353-369.*
- [17] Hardin, B. O., and Black, W. L. (1969). "Closure to Vibration Modulus of Normally Consolidated Clays"; *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 95, No. SM6, pp. 153-167.*

- [18] Hardin, B. O., and Drenevich, V. P. (1972a), "Shear modulus and damping in Soil I, measurement and parameter effects. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 98, SM6, pp. 603-624.
- [19] Hardin, B. O., and Drenevich, V. P. (1972b), "Shear modulus and damping in Soil II, design equations and curves. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 98, SM7, pp. 667-692.
- [20] Humphiers, W. K., and Wahls, H. E. (1968), "Stress History Effects on Dynamic Modulus of Clay", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 23, No. 2, pp. 170-171.
- [21] Idriss I., Dobry R., and Singh. (1978), "Non linear behavior of soft clays during cyclic loading", Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 104, No. 12, pp. 1427-1447, diciembre.
- [22] Ishihara, K. (1996). "Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics", Oxford Science Publications, Oxford Engineering Science Series No. 46.
- [23] Jaime, P. A. (1987). Características Dinámicas de la Arcilla del Valle de México. Tesis Doctoral, DEPFI, UNAM.
- [24] Jaime, A. P., Romo, M. P., y Ovando, E. (1987), "Características del Suelo en el Sitio Central de Abasto Oficinas", Informe Interno del Instituto de Ingeniería, UNAM.
- [25] Jaime, A. P., Romo, M. P., y Ovando, E. (1987), "Características del Suelo en el Sitio SCT", Informe Interno del Instituto de Ingeniería, UNAM, Proyecto 6504, enero.
- [26] Jaime, A., and Romo, M. P. (1988). "The Mexico earthquake of September 19, 1985-Correlations Between Dynamic and Static Properties of Mexico City Clay", Journal Earthquake Spectra, Vol. 4, No. 2, pp 787-804, EERI, USA, November.
- [27] Kovacs, W. D., Seed, H. B., and Chen, C. K. (1971), "Dynamic Modulus and Damping Ratios for a Soft Clay", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 9, No. SM1, pp. 59-75.
- [28] Lazan, B. J. (1968), 'Damping of materials and members in structural mechanics, Pergamon Press Ltd. London.
- [29] León, J. L., Jaime A., y Rábago A. (1976), "Propiedades dinámicas de los suelos". Estudio preliminar. Informe interno del Instituto de Ingeniería, UNAM.

- [30] Marcuson, W. E., and Wahls, H. E. (1972), "Time Effects on the Dynamic Shear Modulus of Clays", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol. 98, No. SM2, pp. 1359-1373.
- [31] Marsal, R. J. (1992), "Hundimiento de la Ciudad de México", *El Colegio Nacional, México*.
- [32] Marsal, R. J., y Mazari, M. (1957), "El Subsuelo de la Ciudad de México", *Facultad de Ingeniería, UNAM, México*.
- [33] Mazari, M., Marsal, R. J., y Alberro, J. (1985). "The settlements of the Aztec great temple analysed by soil Mechanics". *Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS*.
- [34] Méndez, E. (1991). "Evolución de las propiedades de la arcilla de la ciudad de México". Tesis de Licenciatura, presentada en la Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura (ESIA), INP, México D.F.
- [35] Mooser, F. (1975). *Memorias de las obras del sistema de drenaje profundo del Distrito Federal. Tomo I. México*.
- [36] Olín, M. G. (2003). "Características del sitio Central de Abasto Oficinas (CAO) a 15 años del sismo de 1985". Tesis de Maestría, presentada en la Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura (ESIA), Unidad de Posgrado, INP, México D.F.
- [37] Ovando, E., y Romo, M. P. (1991), "Estimación de la Velocidad de Ondas en la Arcilla de la Ciudad de México con Ensayes de Cono". *Sismodinámica*, Vol 2, pp. 107-123.
- [38] Ovando, E., Romo, M. P., Contreras, N., y Giralt, A. (2001), "Some implications of the Future evolution of Central Mexico city subsoil properties due to water pumping". Aceptado para su publicación en *Geofísica Internacional*.
- [39] Ovando, E., Cerrud, G. Y. y Romo, M. P. (2002), "Efecto del hundimiento regional en la respuesta sísmica de depósitos arcillosos del exlago de Texcoco". *Memorias de la XXI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Querétaro, Qro. Vol. 1, pp. 391-398*.
- [40] Romo, M. P. (1990), "Comportamiento dinámico de la arcilla de la ciudad de México y su repercusión en la ingeniería de cimentaciones". *Memoria del Simposio el Subsuelo de la Cuenca del valle de México y su relación con la Ingeniería de Cimentaciones a cinco años del sismo, septiembre, pp. 83-94*.

- [41] Romo, M. P., y Ovando, E. (1989), "Effective shear strength from undrained test". Serie gris, Pub. No. E-59, México, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- [42] Romo, M. P., y Ovando, E. (1994), "Propiedades dinámicas y estáticas de los suelos del sitio Proyecto Alameda". Elaborado para Reichman International, Instituto de Ingeniería UNAM.
- [43] Romo, M. P. (1995), "Clay Behaviour Ground Response and Soil-Structure Interaction Studies in Mexico City (State of the Art Paper). Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St Louis Missouri, E.U.A., Vol. 2, pp. 1039-1051, abril.
- [44] Romo, M. P., Flores, C. O., y Castellanos, E. (2002), "Comportamiento dinámico de arcillas", Proyecto del Corredor Vial. Informe Interno del Instituto de Ingeniería, UNAM.
- [45] Romo, M. P., Garcia, S. R., Ovando, E., y Rangel, J. L. (2001), "Dynamic characterization of Mexico City clay Deposits: A Neuronal Network Approach". Proc. Of the 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, Turkey.
- [46] Romo, M. P., y Jaime, A. P. (1986), "Características Dinámicas de las Arcillas del valle de México y su efecto en la respuesta del Suelo", Informe Interno del Instituto de Ingeniería UNAM.
- [47] Romo, M. P., and Ovando, S. (1996), "Modelling the dynamic behavior of Mexican clays. Proc. XII Int. Conf. On Earthq. Engr., Acapulco, Mexico, CD edition.
- [48] Santoyo, E., Lin Xue, y Ovando, E. (1989). "El Cono en la Exploración Geotécnica". TGC, Geotecnia.
- [49] Seed, H. B., and Idriss, I. M. (1970), "Soil Moduli and Damping Factor for Dynamic Response Analysis", University of California, Berkeley, report EERC 70-10.
- [50] Seed, H. B., Romo, M. P., Sun J. I., Jaime, A., and Lysmer, J. (1987), The Mexico Earthquake of September 19-1985. Relationships between Soil Conditions and Earthquake Ground Motions. Earthquake Spectra, Vol 4, No. 4, pp. 687-729.
- [51] Sing, S. K., and Suárez, G. (1987), "Review of the seismicity of Mexico with emphasis on the september, 1985, Michoacan", Memorias de la conferencia Internacional, "The Mexico Earthquakes Factors involved and lessons learned", ASCE, México D.F., septiembre 19-21, 1986, pp. 7-18.

- [52] Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A. C. (1993 y 2000). "Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes, CD-ROM, Vol No. 1 y No. 2.
- [53] SRH, Secretaría de Recursos Hidráulicos (1953 a 1986). Boletines de Mecánica de Suelos. Nums 1 al 7. Datos de hundimiento y observaciones piezométricas, México D. F.
- [54] Taboada, V. M. (1989). Degradación de la Arcilla de la ciudad de México por carga dinámica. Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM, septiembre.
- [55] Taboada, V. M. y Olín, M. G. (2002). "Efecto del hundimiento regional en las propiedades geotécnicas del sitio CAO a 15 años del sismo de 1985". Memorias de la XXI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Querétaro, Qro. Vol. 1, pp. 363-370.
- [56] Tamez, E., Santoyo, E., Mooser, F., y Gutiérrez, C. (1987). "Manual de de Diseño Geotécnico", Vol. 1, Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, COVITUR.
- [57] Tamez, E., Santoyo, E., Cuevas A. (1992). "La Catedral y el Sagrario de la ciudad de México; corrección del comportamiento de sus cimentaciones. Vol. Raul Marsal, SMMS.
- [58] Tellez, P. A. (1899). Apuntes acerca de los cimientos de los edificios en la ciudad de México. Reproducido en el volumen conmemorativo del XXV aniversario de la SMMS, 1982.
- [59] Thiers, G. R., and Seed, H. B. (1968), "Cyclic Strees-Strain Characteristics of Clay", Journal of the Soil Mechanic and Foundation Division, ASCE, Vol. 94, No. SM2, pp. 555-569.
- [60] Whitman, R. V. (1986). "Are the Soil Depositions in Mexico city Unique?". Proceedings of the ASCE International Conference on the Mexico Earthquakes 1985, Mexico city, pp. 163-177.
- [61] Vega, M. L. (2003). Comunicación personal "Análisis y Modelación de las propiedades dinámicas de las arcillas del ex lago de Texcoco". Tesis de Maestría en proceso , UNAM.
- [62] Yasuda, S., Nagase, H., Oda, S., Masuda, T., and Morimoto, I. (1994), "A study on appropriate number of cyclic shear test for seismic response analyses", Proceedings Int. Sym. on Pre-failure Deformation of Geomaterials, Shibuya, Mitachi & Miura (eds), Vol. 1, pp. 197-202. A. A. Balkema, Rotterdam.
- [63] Zeevaert L. (1973). "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, Van Nostrand Reinhold Co., EUA.

APÉNDICE

MUESTREO, EQUIPO Y PROCEDIMIENTO DE LABORATORIO

A.1 OBTENCIÓN DE MUESTRAS INALTERADAS

A.1.1 Sondeo de tipo mixto

La dificultad para obtener muestras inalteradas, sin la pérdida de material, se ha presentado desde los primeros sondeos realizados en el pasado en el valle de México. Para no enfrentarse a estas dificultades durante la ejecución de la exploración, se ha considerado como referencia las exploraciones realizadas en los sitios SCT y CAO por Jaime et al., 1987. Los sondeos de cono eléctrico realizados en 1986 y 1987 permitieron conocer la

resistencia a la penetración por punta que ofrecen los diferentes tipos de estratos; algunas arcillas tienen resistencias muy bajas, especialmente si tienen altos contenidos de agua, que es el caso de la arcilla de la ciudad de México, en tanto que en los estratos de arena su contenido de agua es mucho menor, siendo éstos estratos más resistentes y difíciles de muestrear. Con base en esta información, durante los trabajos de muestreo se fue modificando el proceso de extracción de muestras inalteradas dependiendo de la consistencia del suelo.

Para estratos puramente cohesivos, donde la gráfica de resistencia de punta, q_c , del sondeo de cono eléctrico realizado por Jaime y colaboradores (1987), indicaba resistencias bajas, se utilizó el muestreador de tubo de pared delgada con camisa TGC-1 (figura A.1), el cual tiene la ventaja de que sus deformaciones y cambios con respecto al lugar son mínimos, una de las ventajas es que evita la corrosión que sufren los tubos Shelby de acero que convencionalmente se emplean.

La cantidad de experiencias que se han tenido con el muestreador de tubo de pared delgada con camisa TGC-1 han sido muy buenas, a pesar de ser reciente su utilización, por lo que ha demostrado que es mejor alternativa que el tubo Shelby convencional.

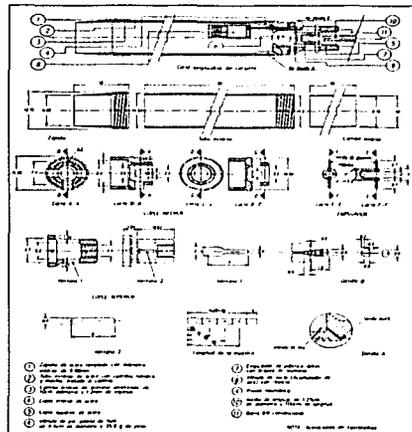


Figura A.1 Tubo muestreador de pared delgada con camisa TGC-1 (Tamez et al., 1992)

TESIS CON
EN LA EX ORIGIN

A.1.2 Sondeo de cono eléctrico

El cono eléctrico ha llegado a ser una herramienta de gran utilidad para la exploración geotécnica, ayuda a definir con precisión los cambios de estratigrafía de un sitio, y las correlaciones disponibles permiten inferir la clasificación del suelo y los parámetros de comportamiento mecánico probable.

El objetivo de la prueba es determinar las variaciones de resistencia de punta, q_c , con la profundidad. La interpretación de este parámetro permite definir con precisión las condiciones estratigráficas del sitio y estimar la resistencia al corte de los suelos (Santoyo et al., 1989).

A.2 EQUIPO DE LABORATORIO

A.2.1 Generalidades

El avance de los métodos de análisis para evaluar la respuesta dinámica de los suelos ha excedido la capacidad que se tienen en la determinación de sus propiedades y su comportamiento ante cargas transitorias. Se han desarrollado varias técnicas de campo y laboratorio que intentan reproducir las características del fenómeno sísmico y las condiciones *in situ* que prevalecen durante la acción de sismos de diferentes magnitudes. Las técnicas de laboratorio empleadas en esta investigación fueron columna resonante, CR, y triaxial cíclica, TXC, para pequeñas y grandes deformaciones, respectivamente.

Es importante aclarar, que no hay equipo único que cubra todo el intervalo de deformaciones (10⁻⁵% a 10%) que se requiere para la solución de problemas en dinámica de suelos, por lo que los sismos pueden inducir a deformaciones mayores que 10⁻²%. Para resolver esta limitante se realizaron ensayos en ambos equipos.

A.3 COLUMNA RESONANTE, CR

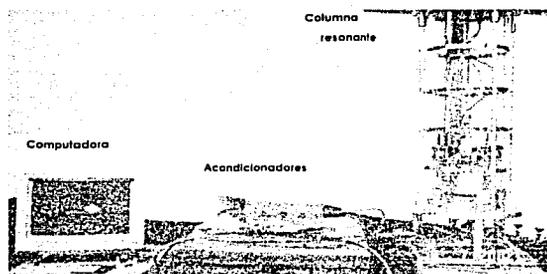
A.3.1 Descripción del equipo

El equipo de columna resonante se utiliza para determinar el módulo de rigidez al cortante, G , y la relación de amortiguamiento, λ , a pequeñas deformaciones (10⁻⁵% a 10⁻²%).

El ensaye se realiza con una probeta cilíndrica de suelo de 3.5 cm de diámetro y 8.5 a 9.3 cm de altura, bajo vibración torsional. Esto se logra al aplicar una fuerza de torsión y se hace variar la frecuencia de excitación, hasta alcanzar la frecuencia de resonancia.

El sistema está compuesto por una computadora que tiene integrada una tarjeta de adquisición de datos modelo PC MIO 16Ex10 de National Instruments, un conjunto de acondicionadores de señal y la cámara en la que se coloca la probeta de suelo (figura A.4a). Este equipo cuenta con tres sensores:

- Uno de desplazamiento, el cual mide el desplazamiento axial de la probeta durante el ensaye (figura A.5).
- Uno de presión, para registrar los esfuerzos que se aplican al espécimen en las etapas previas del ensaye (confinante y contrapresión), y la presión de poro que se genera en la etapa de prueba (figura A.4b).
- Un acelerómetro, que mide la aceleración del sistema móvil (figura A.5).



a) Fotografía del equipo

Figura A.4 Esquema del equipo de columna resonante, del Instituto de Ingeniería, UNAM

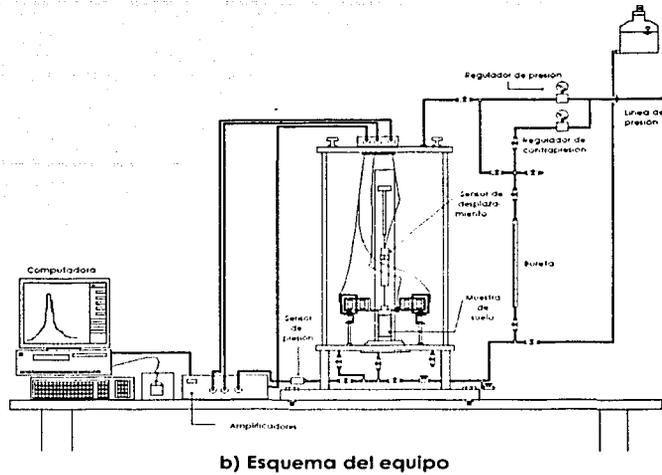


Figura A.4 Esquema del equipo de columna resonante, del Instituto de Ingeniería, UNAM (continuación)

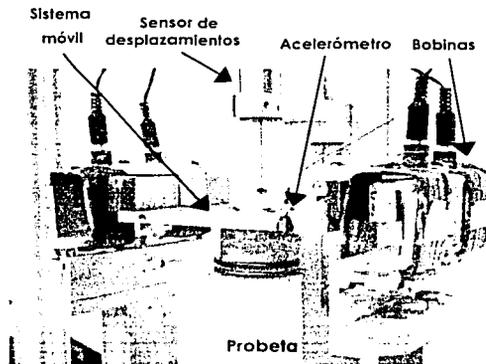


Figura A.5 Ubicación de la probeta, sistema móvil, bobinas, sensor de desplazamiento y acelerómetro

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

En la parte superior de la probeta la distorsión es aplicada por el cabezal superior, que está unido al sistema móvil y a éste lo mueven una serie de imanes y bobinas a los que llega desde la computadora una señal eléctrica que induce al sistema un movimiento periódico senoidal, tal como se muestra en la figura A.6

Experimentalmente se observa que el cabezal se mueve desde un punto central O hasta los puntos A ó B, sentido positivo ó negativo del movimiento, respectivamente (figuras A.7a y A.6). En los puntos A y B se invierte la dirección en el movimiento, tal que en estos puntos la aceleración es cero, mientras en cualquier otro instante la aceleración es diferente de cero, con el sentido positivo o negativo. Cuando el cabezal pasa por el punto O, la aceleración es máxima, en sentido positivo o negativo dependiendo de la dirección en la que se mueva. En términos generales, las señales de desplazamiento y aceleración vs tiempo tienen la misma frecuencia.

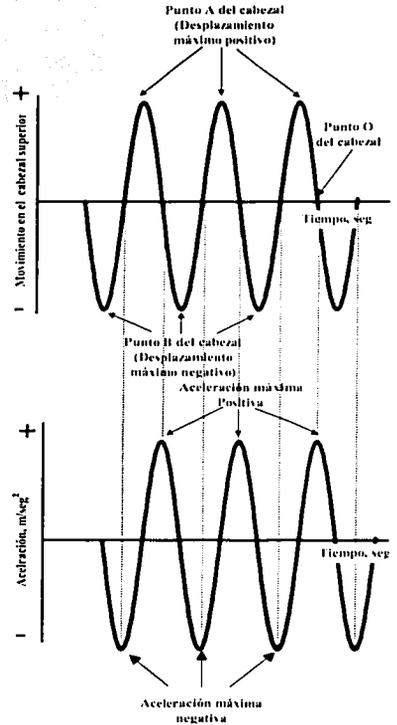
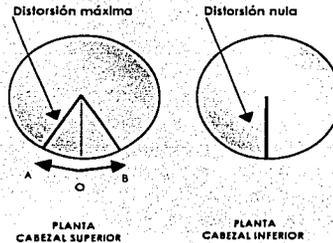
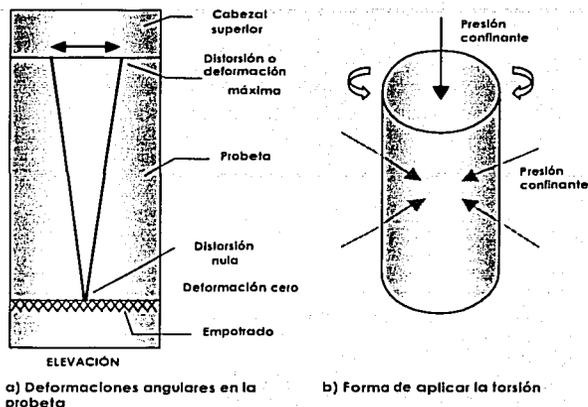


Figura A.6. Forma de las señales de desplazamiento del cabezal superior y la aceleración registrada



a) Distorsión de la probeta en la parte superior y en la base

Figura A.7 Esquema de deformación de la probeta, en columna resonante



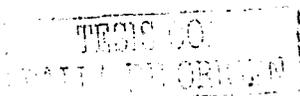
b) Distorsión de la probeta durante la etapa de ensaye.

Figura A.7 Esquema de deformación de la probeta, en columna resonante (continuación)

A.3.2 Descripción de la prueba

Una vez que se haya saturado la probeta (B de Skempton $\approx 100\%$), se somete a una condición de esfuerzo efectivo de consolidación isotrópica, aplicando esfuerzos de confinamiento, σ_c , y contrapresión, σ_{cp} ; como se muestra en la figura A.8.

Durante la etapa de ensayos se aplica una fuerza de torsión, F , en la parte superior del espécimen mientras que su base se encuentra empotrada (figura A.7b); se registra la aceleración de respuesta, a , con el acelerómetro montado en el sistema móvil (figura A.5), la cual dependerá de la rigidez del material, ensayado; entre más rígido sea éste, menor será la aceleración de respuesta. Con la fuerza F se excita la probeta a una frecuencia, definida como frecuencia inicial, f_i , y se registra la aceleración de respuesta, posteriormente se incrementa la frecuencia en valores Δf constantes, y en cada uno de ellos se registra la aceleración, hasta llegar a una frecuencia final, f_f . A estas lecturas de aceleración desde una frecuencia f_i hasta f_f con incrementos Δf se le llama *barrido de frecuencias*. Al terminar cada barrido de frecuencias se incrementa la fuerza de torsión en valores ΔF , de manera que al final del ensaye se tendrá una serie de barridos de frecuencia, donde la fuerza de torsión va incrementándose entre cada uno de ellos.



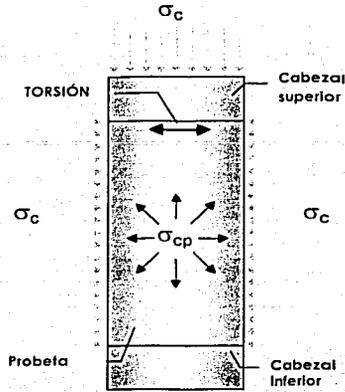


Figura A.8 Condiciones de esfuerzos en la etapa de ensaye

De la señal experimental, aceleración *versus* tiempo, se obtiene el espectro de aceleraciones, del cual se determina la frecuencia y la amplitud pico de la aceleración de respuesta. Para cada una de las amplitudes de torsión aplicadas y con el barrido de frecuencias se forma la curva de aceleraciones *vs* frecuencia como se muestra en la figura A.9. En esta figura se presenta una serie de barridos de frecuencia; a cada una de estas curvas se le conoce como curva de respuesta o de *aceleraciones totales* bajo vibración forzada y cada una de ellas corresponde a una fuerza de torsión, **F**. Es claro que al incrementarse la fuerza **F**, se incrementa la *aceleración máxima*, $\alpha_{máx}$, y se reduce la frecuencia en la que esta aceleración se presenta, llamada *frecuencia de resonancia*, f_0 . Este decremento en f_0 significa que se están induciendo deformaciones que causan efectos no lineales en la probeta. Estos efectos no lineales se observan en las curvas *G vs γ*.

SEBIS CON
FALLA DE ORIGEN

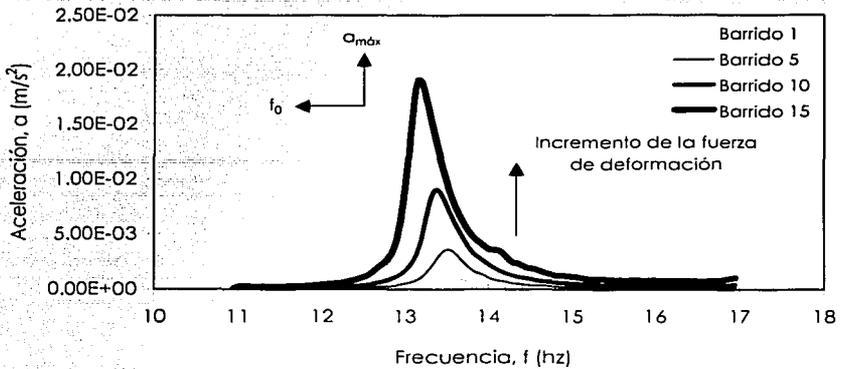


Figura A.9 Variación de las curvas de aceleraciones totales con el incremento de la fuerza de torsión.

A.3.3 Cálculo de parámetros

De cada curva de aceleraciones totales se obtiene la aceleración máxima, $a_{máx}$, la frecuencia de resonancia, f_0 , y las frecuencias f_1 y f_2 , correspondientes a la aceleración $a_{máx} / \sqrt{2}$, como se muestra en la figura A.10. Con estos valores se determina los parámetros dinámicos.

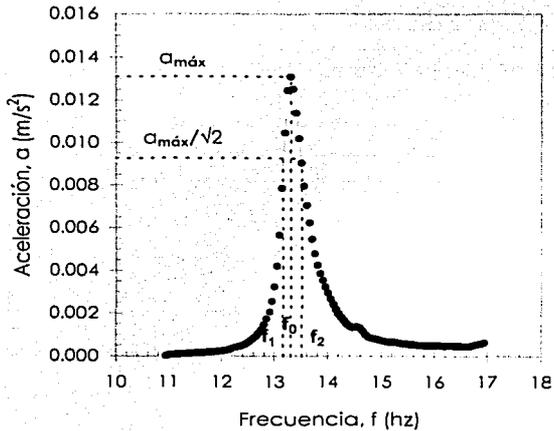


Figura A.10 Curva experimental de aceleraciones totales

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Con los valores de f_0 , la longitud de la muestra, L , y el valor de β calculado a partir de los momentos polares de inercia de la muestra, I_m , y del sistema móvil, I_s , se puede determinar la velocidad de cortante, de la siguiente manera:

$$v_s = \frac{2 \pi f_0 L}{\beta} \quad [A.1]$$

donde: v_s velocidad de corte, en m/s
 π 3.1416
 f_0 frecuencia natural o de resonancia de la muestra, en hz
 L longitud de la muestra, en m
 β valor obtenido de la expresión $\beta \tan \beta = I_m/I_s$ (β en radianes)
 I_m momento polar de inercia de la masa de la muestra, en kg-m-s²
 I_s momento polar de inercia de masa del sistema móvil de la columna resonante, en kg-m-s²

Considerando que $v_s^2 = \frac{G}{\rho}$; se tiene que

$$G = \rho v_s^2 \quad [A.2]$$

donde: G módulo de rigidez dinámica, en kg/cm²
 ρ densidad de masa de la muestra, $\rho = \gamma/m/g$

La deformación angular queda definida por la siguiente expresión:

$$\gamma = \frac{1}{3} \frac{\theta}{L} D \quad [A.3]$$

donde: γ deformación angular, en %
 θ distorsión angular
 L longitud de la muestra, en m
 D es el diámetro de la probeta, en m

La aceleración inicial media, a , y la rotación en la parte superior de la probeta se relacionan mediante la siguiente expresión:

$$a = \theta r \quad [A.4]$$

donde: θ aceleración angular
 r distancia del centro de gravedad del acelerómetro al centro de la muestra, en m

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

si se supone una respuesta senoidal de la muestra, se tiene que:

$$\theta = \frac{\ddot{\theta}}{(2\pi f)^2} = \frac{\ddot{\theta}}{4\pi^2 f^2} \quad [\text{A.5}]$$

por tanto,

$$\ddot{\theta} = 4\theta\pi^2 f^2 \quad [\text{A.6}]$$

sustituyendo la expresión A.6 en A.4

$$a = 4\theta\pi^2 f^2 r \quad [\text{A.7}]$$

despejando θ

$$\theta = \frac{a}{4\pi^2 f^2 r} \quad [\text{A.8}]$$

sustituyendo la expresión A.8 en A.3, obtenemos

$$\gamma = \left(\frac{1}{3} \frac{1}{4\pi^2 r} \right) \frac{Da}{L f^2} \quad [\text{A.9}]$$

Cuando $a = a_{\text{máx}} \Rightarrow f = f_0$, entonces,

$$\gamma = \left(\frac{1}{12\pi^2 r} \right) \frac{Da_{\text{máx}}}{L f_0^2} \quad [\text{A.10}]$$

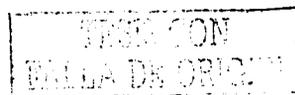
Los valores de r para las columnas resonantes 1 y 2 son, respectivamente

$$r_1 = 0.0620 \text{ m}$$

$$r_2 = 0.0651 \text{ m}$$

por tanto, cuando $a = a_{\text{máx}}$, la deformación angular queda expresada como sigue, para las columnas 1, 2, respectivamente.

$$\gamma_1 = 0.1362 \frac{Da_{\text{máx}}}{L f_0^2} \quad [\text{A.11}]$$



$$\gamma_2 = 0.1297 \frac{Da_{\max}}{L f_o^2} \quad [A.12]$$

donde:

γ_1 deformación angular para la columna resonante 1, en %

γ_2 deformación angular para la columna resonante 2, en %

Para el cálculo del amortiguamiento se propuso el método basado en la curva de aceleraciones totales (aceleración vs frecuencia). El método utiliza un ancho de la curva de respuesta, el cual está definido por las frecuencias en las que se tiene la mitad de la potencia máxima de respuesta, f_1 y f_2 , las cuales ocurren cuando la aceleración es $a_{\max}/\sqrt{2}$ (figura A.10). La relación de amortiguamiento se calcula con la siguiente expresión:

$$\lambda = \left(\frac{f_2 - f_1}{2 f_n} \right) 100 \quad [A.13]$$

donde: λ relación de amortiguamiento, se expresa en %.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

A.4 TRIAXIAL CÍCLICA, TXC

A.4.1 Descripción del equipo

El equipo de triaxial SBEL (Structural Behavior Laboratories) sirve para hacer pruebas triaxiales estáticas y dinámicas. Consta básicamente de tres elementos:

1. Sistema neumático (aplicación de carga).
2. Sistema de aplicación de presión (confinamiento y contrapresión).
3. Sistema automatizado del equipo, captura y procesamiento de datos.

1) Sistema neumático de aplicación de carga

La carga que se aplica a la probeta se hace mediante un sistema neumático con presión de aire, que consta de una servoválvula que se conecta a un pistón el cuál, según la presión de entrada y salida, se mueve en un sentido u otro axialmente. El equipo opera a *deformación controlada*, con un sensor de desplazamiento (LVDT) instalado sobre el pistón, en el exterior de la cámara (figura A.11).

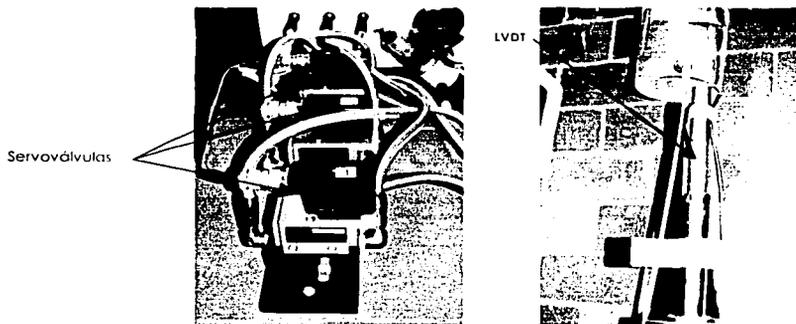


Figura A.11 Sistema neumático y sensor de desplazamiento (LVDT)

2) Sistema de aplicación de presión

Para aplicar las presiones a la probeta se hace uso de dos reguladores de presión, uno para presión confinante y otro para contrapresión (figura A.12), por medio de un conjunto de reguladores se hace llegar a dos transductores para cuantificar la presión que pasa por los reguladores. Cuando la presión medida es la deseada, está queda lista para ser aplicada a la probeta.

Para la aplicación de la contrapresión se utiliza una bureta que sirve como interfaz (aire-agua) entre la presión de aire que sale de los reguladores y el agua en la probeta.

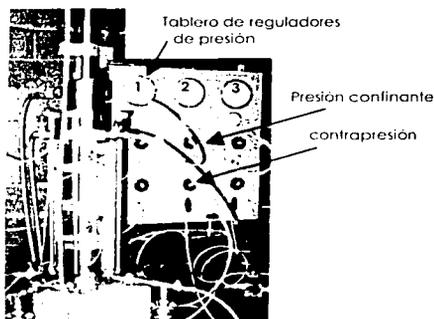


Figura A.12 Sistema de medición de presión de confinamiento y contrapresión

3) Sistema automatizado de control y procesamiento de datos

Este sistema, formado por el equipo triaxial SBEL, una computadora con una tarjeta de adquisición de datos instalada y un conjunto de transductores, permiten controlar automáticamente el equipo, diseñar, adquirir y procesar diferentes tipos de pruebas (figura A.13):

- Prueba estática: Aplica un patrón de carga en rampa, es decir, carga de deformación a una velocidad de aplicación constante, con el tiempo de duración, deformación inicial y final definidos por el usuario.
- Prueba dinámica senoidal: Aplica como excitación, en carga o deformación controlada, un patrón senoidal en el que se varía la amplitud de la señal y número de ciclos.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Después de que se diseña el ensaye, se registran las características geométricas de la probeta y se ejecuta la prueba. Por medio de una tarjeta de adquisición de datos se controla automáticamente el equipo durante el ensaye, y de forma simultánea, se registran las señales obtenidas en los transductores instalados.

Al terminar el ensaye se entra al módulo de reporte, el cual se procesa la información y se obtienen los parámetros estáticos o dinámicos del material, así como la lectura de cada transductor.

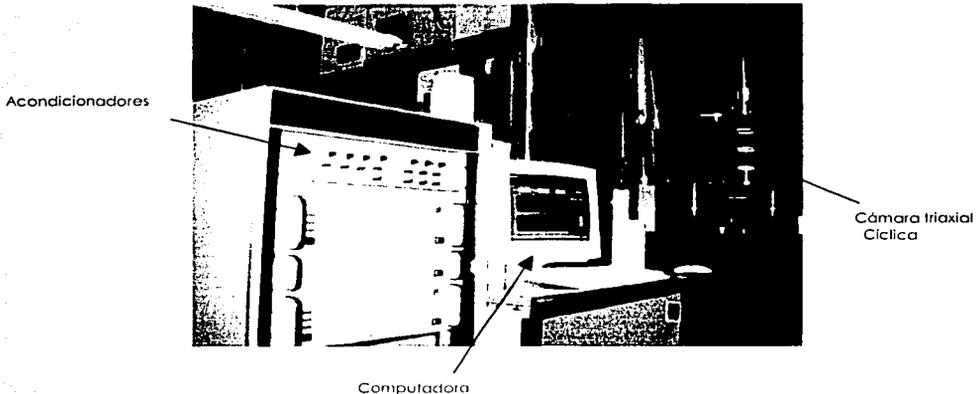


Figura A.13 Fotografía del equipo triaxial cíclico del Instituto de Ingeniería, UNAM

Los transductores instalados en la cámara triaxial SBEL son los siguientes:

- Una celda de carga
- Un LVDT para medir los desplazamientos del espécimen (figura A.11)
- Dos transductores de presión, uno donde se registra la presión de poro en la base de la bureta, en caso de ser prueba no drenada y el otro para medir la presión de confinamiento (figura A.14)
- Un transductor de presión diferencial para registrar los cambios volumétricos, en casos de pruebas no drenadas.

ESTAS CON
PALA DE ORIGEN

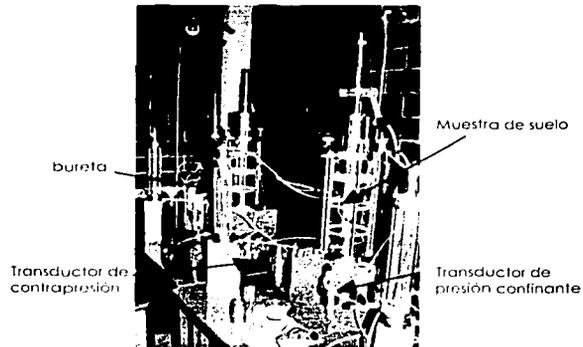


Figura A.14 Transductores de presión

A.4.2 Descripción de la prueba

Primero la probeta se somete a una condición de esfuerzo efectivo de consolidación determinado, aplicando esfuerzos de confinamiento, σ_c , y contrapresión, σ_{cp} . El equipo permite aplicar condiciones de consolidación isotrópica, figura A.15.

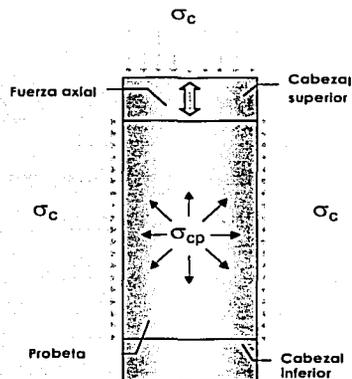


Figura A.15 Condiciones de esfuerzos en la etapa de ensaye

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Es importante aclarar que las pruebas fueron llevadas a cabo en condiciones de consolidación isotrópica; después de haberlas consolidado se impedía el drenaje (para una prueba CU) y se realizaba el ensaye a una deformación controlada.

Con la fuerza axial se excita la probeta a una frecuencia de 1 Hz y un número determinado de ciclos (50 ciclos), a la vez se registraba la carga *versus* deformación, posteriormente se incrementaba la amplitud de deformación $\Delta\sigma$, y en cada uno de ellos se registra la carga *versus* deformación, formando en cada incremento de amplitud un ciclo de histéresis. Al termino de la aplicación de 50 ciclos se incrementaba la deformación axial en valores $\Delta\sigma$, hasta llegar a la falla, figura A.16.

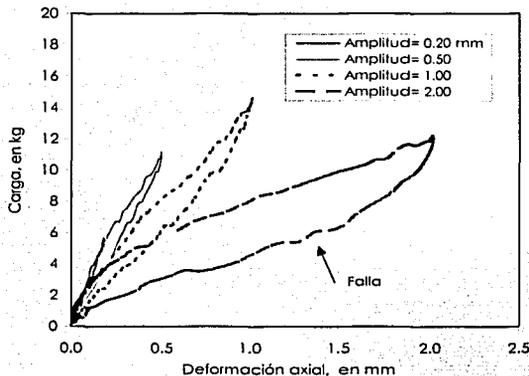


Figura A.16 Ciclo de histéresis de cada incremento de amplitud hasta la falla

A.4.3 Cálculo de parámetros

En el caso de las pruebas triaxiales cíclicas bajo una excitación senoidal, para el cálculo de los parámetros se utiliza un método lineal equivalente. Los parámetros que se obtienen de los ensayos son:

- Módulo de elasticidad, E (kg/cm^2)
- Módulo de rigidez al cortante dinámico, G (kg/cm^2)
- Esfuerzo cortante, τ (kg/cm^2)
- Deformación angular, γ (%)
- Relación de amortiguamiento, λ (%)

RECEPCION
LABORATORIO DE ORIGEN

Módulo de elasticidad

Se obtiene con la expresión:

$$E = \frac{\sigma_d}{\epsilon_a} \quad [A.14]$$

donde:

- $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ Esfuerzo desviador ($\sigma_1 - \sigma_3$) definido por la ecuación para un incremento de carga.
- $\epsilon_a = \delta/h$ Deformación axial unitaria definida por la ecuación para un incremento de carga (figura A.17).
- σ_1 Esfuerzo principal mayor aplicado a la probeta del suelo.
- σ_3 Esfuerzo principal menor aplicado a la probeta de suelo.
- δ Desplazamiento axial máximo registrada en la probeta de suelo, y
- H Altura inicial de la probeta.

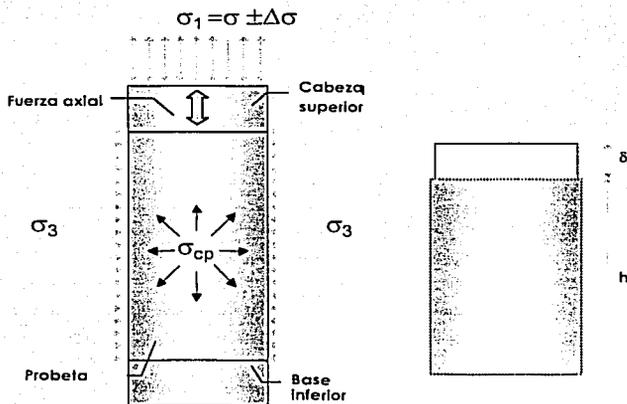


Figura A.17 Esfuerzos aplicados y deformaciones registradas en la probeta de suelo

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Módulo de rigidez al cortante

Se obtiene con la expresión:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad [A.15]$$

donde:

E Módulo de elasticidad dinámico para un incremento de carga
 ν relación de Poisson

Esfuerzo cortante

$$\tau = \frac{q}{2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad [A.16]$$

Deformación angular

Se expresa como:

$$\gamma = \frac{\tau}{G} \quad [A.17]$$

donde:

τ esfuerzo cortante para un incremento de carga
 G módulo de rigidez al cortante (para un incremento de carga)

Es importante mencionar que la mayoría de los suelos bajo carga cíclica exhiben relaciones esfuerzo-deformación curvilíneas. En la figura A.18 se presenta la curva esfuerzo-deformación característica para un ciclo completo de carga y descarga. Debido a la forma de las curvas, el módulo de rigidez para un ciclo de carga se determina del ciclo de histéresis mostrado en la figura A.18 como el módulo de rigidez secante, el que une los puntos extremos del ciclo histerético.



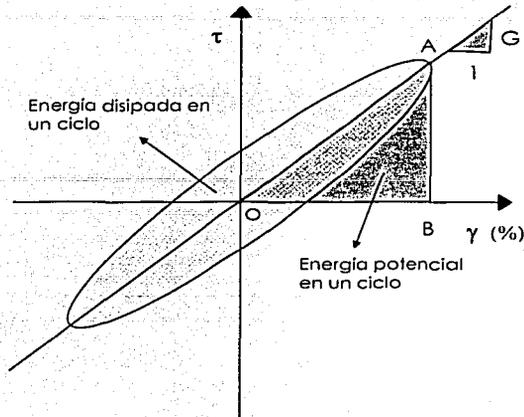


Figura A.18 Curva esfuerzo-deformación para un ciclo carga-descarga (curva histerética)

Amortiguamiento

La relación de amortiguamiento es la capacidad que tiene el material para disipar energía y se obtiene de la relación entre el área dentro del ciclo de histéresis y la energía potencial almacenada. La relación de amortiguamiento se expresa como:

$$\lambda = \frac{\text{área dentro del ciclo histerético}}{4\pi (\text{área del triángulo OAB})} \quad [A.18]$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

A.5 ETAPAS DE LA PRUEBA

Los pasos que se siguieron durante la realización de las pruebas triaxial cíclica y columna resonante son los siguientes:

1. Labrado y montaje
2. Saturación
3. Consolidación
4. Aplicación de un número de ciclos de esfuerzo desviador
5. Obtención del contenido de agua

1) Labrado y montaje. El labrado se realizó en un torno, empleando un arco con alambre muy fino. Con un cabeceador se le dio la altura requerida. Las dimensiones aproximadas de las probetas fueron de 3.6 cm de diámetro y 8.6 cm de altura, conservando la relación altura/diámetro de 2.4 veces en promedio; En la columna resonante No. 1 se requiere una altura de 9.3 cm debido al tipo de sistema que tiene. Antes de iniciar el montaje se satura el sistema de drenaje para eliminar burbujas de aire en las líneas, o detectar alguna fuga en las válvulas. A la probeta se le colocó una rejilla de papel filtro que cubre la superficie lateral con el fin de acelerar el proceso de consolidación, y se cubrió con una membrana de látex de 0.3 mm de espesor.

2) Saturación. Se utilizó el método de contrapresión que consiste en aplicar una presión al fluido intersticial del material. La función principal de la contrapresión es comprimir y disolver las burbujas de aire en la muestra, y por tanto acelerar la transferencia del aire al agua. La saturación se verificó usando el parámetro B de Skempton, de la siguiente forma:

- a) Sin permitir drenaje a la muestra se le aplica un incremento de presión confinante $\Delta\sigma_c$ del orden de 0.5 kg/cm².
- b) Se espera el tiempo necesario para que la presión de poro se estabilice, para que puedan tomarse lecturas.
- c) Se calcula el parámetro de Skempton, definido como:

$$B = \frac{\Delta U}{\Delta\sigma_c} \quad [A.19]$$

donde:

ΔU es el incremento de presión de poro correspondiente al incremento de presión confinante $\Delta\sigma_c$. El parámetro B indica el progreso de la saturación. Si B de Skempton es igual a 1, la muestra se considera 100% saturada.



3) Consolidación isotrópica

Los ensayos triaxiales cíclicos y columna resonante se realizaron con consolidación isotrópica se llevaron acabo con espécimen de arcilla inalterada extraídos del sitio SCT y CAO de la ciudad de México. En todos los casos las probetas de suelo fueron labradas del mismo tramo muestra y ensayados en la columna resonante y triaxial cíclica.

Los ensayos se realizaron consolidando la muestra de suelo a esfuerzos efectivos iguales a los esfuerzos aplicados por Jaime 1987, para estudiar la evolución de las propiedades dinámicas en los últimos 15 años (entre 1987 y 2002). Se permitía que la muestra alcanzara el 100% de consolidación primaria con los criterios de Terzaghi y Taylor (figura A.19), después se impedía el drenaje y se sometía a la etapa de falla o ensaye. Para triaxial cíclica el espécimen se sometió a 50 ciclos de esfuerzo desviador con una frecuencia de 1 hz (cps). Al iniciar la aplicación de cada excitación cíclica se genera un archivo de datos en la computadora. Con respecto a la columna resonante se realizaron una serie de barrido de frecuencias para obtener diferentes curvas de aceleraciones totales. Se hace la aclaración que durante todo éste proceso (ensaye) los drenes permanecieron cerrados.

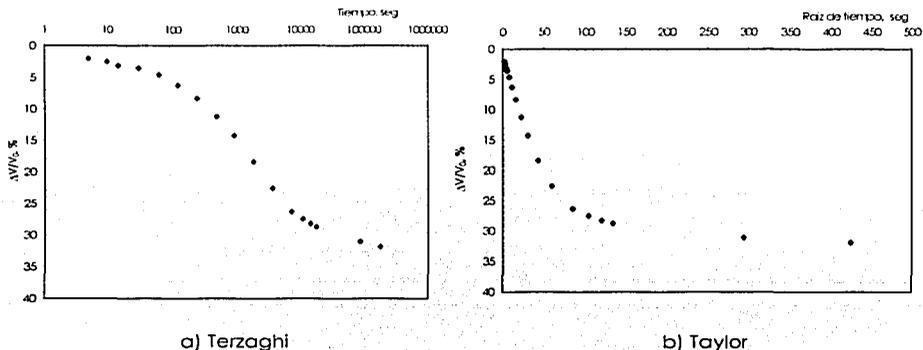


Figura A.19 Curvas de consolidación

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN